

REPUBLIQUE DU SENEGAL

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

PROJET

DE

FIN D'ETUDES

GC.0199

TITRE: CONCEPTION D'UN LOGICIEL DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES, DALLES,

POTEAUX ET SEMELLES EN BETON ARME SUIVANT LES NORMES CANADIEN

NES(CAN 3. A23.3 MB4) ET FRANCAISES(AFNOR BAEL. 83)

AUTEUR: M^r MARTIN ADANDEDJAN

DIRECTEUR: M^r THIAM EL HADI MAMADOU

CO-DIRECTEUR:

GENIE : CIVIL

DATE JUIN 1991

A ma fiancée

A mes parents

A mes soeurs et frères

A tou (te) s mes ami (e) s.

REMERCIEMENTS

Nous adressons nos sincères et vifs remerciements à Monsieur El Hadj Mamadou THIAM, qui après avoir proposé le sujet a bien voulu nous faire l'honneur de diriger ce projet, pour le conseil, le soutien constant, les encouragements qu'il s'est toujours donné la peine de nous fournir tout au long de ce projet.

Nous tenons aussi à remercier Monsieur Sylvain ADJAGBONI qui, par le biais de son projet, nous a fait bénéficier de certaines des procédures écrites en Turbo Pascal version 4.0 qui ont servi à la réalisation de la seconde partie du logiciel EPTBANCAF qui fait l'objet du présent projet.

Nos sincères remerciements à tous les professeurs et techniciens de l'EPT car grâce à eux nous avons pu disposer des pré-requis nécessaires pour ce laborieux travail que nous avons fait.

Enfin nous remercions également tous ceux qui de près ou de loin ont participé à l'élaboration de ce logiciel.

SOMMAIRE

Le présent rapport sanctionne un projet de fin d'étude. L'objectif visé par ce projet est de compléter le logiciel EPTBANCAF qui a fait l'objet du projet de fin d'étude de Mr Sylvain ADJAGBONI. Les poutres rectangulaires (isolées ou continues) sollicitées en flexion, les poutres de section en forme de té (isolée, symétrique, continue ou en forme de L) sollicitées en flexion, les dalles portant dans une direction (dimensionnement avec moments connus) sont les principaux sujets traités suivant la norme canadienne par ce dernier. Il a également traité suivant la norme française, le dimensionnement des poutres isolées de section rectangulaire ou en forme de té.

Dans le souci de rendre le logiciel EPTBANCAF beaucoup plus complet, mon directeur de projet et moi, avons jugé bon d'élargir cette gamme d'items déjà variée dans le présent projet. Ainsi, nous avons traité selon la norme canadienne, l'analyse des poutres de section en forme de té (isolée, symétrique, continue ou en forme de L), le dimensionnement (utilisation de la méthode forfaitaire) et l'analyse des dalles portant dans une direction, le dimensionnement en cisaillement des poutres de section rectangulaire, le dimensionnement en torsion (torsion d'équilibre ou par compatibilité), flexion et cisaillement des poutres, le dimensionnement des poteaux contreventés (courts ou élancés) de section rectangulaire et le dimensionnement des semelles. Nous avons aussi traité suivant la norme française, le dimensionnement (moments connus ou utilisation de la méthode forfaitaire) des poutres continues de section rectangulaire ou en forme de té, le dimensionnement des poteaux et le dimensionnement des semelles.

Après une brève introduction montrant l'utilité d'une telle étude au chapitre I; nous allons rappeler au chapitre II, les notions fondamentales de calcul aux états limites de contraintes qui sont les concepts de base utilisés dans l'élaboration de ce logiciel. Le chapitre III est consacré à l'établissement des formules de design selon les deux normes (CAN 3 A23 M84 et BAEL 83) utilisées dans la seconde partie du logiciel. Le chapitre IV donne l'utilisation et les possibilités du logiciel accompagnées des exemples d'application. Au chapitre V, vous trouverez dans la conclusion et recommandations les améliorations futures à apporter au logiciel et sa comparaison aux logiciels existants.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES.....	i
REMERCIEMENTS.....	ii
SOMMAIRE.....	iii
VARIABLES UTILISEES.....	Vii
LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX	ix
CHAPITRE I : INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE II : RAPPELS DES NOTIONS FONDAMENTALES DU CALCUL AUX ETATS LIMITES DE CONTRAINTES.....	3
2.1 LES DIFFERENTS ETATS LIMITES.....	3
2.1.1 ETAT LIMITE ULTIME.....	3
2.1.2 ETAT LIMITE DE SERVICE.....	4
2.2 CHARGES, COMBINAISONS DE CHARGES ET FACTEURS DE SECURITE.....	4
2.2.1 LES CHARGES.....	4
2.2.2 FACTEURS DE SECURITE.....	5
2.2.3 COMBINAISONS DE CHARGES.....	5
2.2.4 DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DU BETON ET DE L'ACIER.....	8
2.2.4.1 BETON.....	8
2.2.4.2 ACIER.....	9
2.3 HYPOTHESES DE CALCULS.....	11
2.3.1 NORME CANADIENNE.....	11
2.3.2 NORME FRANCAISE.....	13
CHAPITRE III LES FORMULES DE DESIGN UTILISEES DANS LE LOGICIEL.....	15

3.1	SELON LA NORME CANADIENNE (CAN3. A23.3 MB4).....	15	
3.1.1	CISAILLEMENT.....	15	
3.1.2	TORSION.....	17	
3.1.3	COMPRESSION.....	18	
3.1.3.1	POTEAUX COURTS CONTREVENTES.....	18	19
3.1.3.1.1	EFFORT NORMAL CENTRE.....	20	
3.1.3.1.2	EFFORT NORMAL EXCENTRE.....	21	
3.1.4	POTEAUX ELANCES CONTREVENTES.....	22	23
3.1.5	SEMELLES.....	23	24
3.1.5.1	SEMELLES ISOLEES CARREES.....	24	25
3.1.5.2	SEMELLES ISOLEES RECTANGULAIRES.....	26	
3.1.5.3	SEMELLES SOUS MUR.....	26	27
3.1.5.3.1	SEMELLES EN BETON NON ARME.....	26	27
3.1.5.3.2	SEMELLES EN BETON ARME.....	26	27
3.1.6	DALLE PORTANT DANS UNE DIRECTION: METHODE FORFAITAIRE.....	27	28
3.2	SELON LA NORME FRANCAISE (AFNOR BAE1 83).....	29	30
3.2.1	POUTRES CONTINUES EN FLEXION.....	29	30
3.2.1.1	SECTIONS RECTANGULAIRES.....	29	30
3.2.1.1.1	SIMPLEMENT ARMEES.....	29	30
3.2.1.1.2	DOUBLEMENT ARMEES.....	29	31
3.2.1.2	SECTIONS EN FORME DE T.....	30	31
3.2.1.2.1	SIMPLEMENT ARMEES.....	31	32
3.2.1.2.2	DOUBLEMENT ARMEES.....	31	33
3.2.2	POTEAUX RECTANGULAIRES COMPRIMEES.....	32	33
3.2.2.1	EFFORT NORMAL CENTRE.....	32	33
3.2.2.2	EFFORT NORMAL EXCENTRE.....	35	
3.2.3	SEMELLES.....	37	
3.2.3.1	SEMELLES SOUS PILIERS RECTANGULAIRES.....	38	
3.2.3.2	SEMELLES SOUS MUR.....	38	
3.2.4	POUTRES CONTINUES : DIMENSIONNEES SUIVANT LA METHODE FORFAITAIRE , CELLE DE CAQUOT ET CELLE DES TROIS MOMENTS.....	39	
CHAPITRE IV	UTILISATION ET POSSIBILITES DU LOGICIEL.....	58	49
4.1	SELON LA NORME CANADIENNE.....	58	49

4.1.1	PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT EN CISAILLEMENT	50	49
4.1.2	PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT EN FLEXION , CISAILLE- MENT ET TORSION COMBINES.....	55	52
4.1.3	PROGRAMME D'ANALYSE DES POUTRES EN TE.....	62	56
4.1.4	PROGRAMME D'ANLYSE DES DALLES PORTANT DANS UNE DIREC- TION.....	71	61
4.1.5	PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	84	64
4.1.6	PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES.....	101	68
4.1.7	PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES DALLES PORTANT DANS UNE DIRECTION PAR LA METHODE FORFAITAIRE.....	117	70
4.2	SELON LA NORME FRANCAISE.....	125	71
4.2.1	PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES CONTINUES MOMENTS CONNUES.....	125	71
4.2.2	PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	139	71
4.2.3	PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES.....	149	72
4.2.4	PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES CONTINUES MOMENTS NON CONNUS.....	167	73
4.2.5	PROGRAMME DE CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS ET EFFORTS TRANCHANTS.....	178	73
4.2.6	PROGRAMME D'ANALYSE DES POTEAUX ET POUTRES DE SECTION RECTANGULAIRE.....	193	74
CHAPITRE V	CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	187	75
ANNEXES.....		189	77
ANNEXE N° 1	LISTING DES PROGRAMMES.....	190	78
ANNEXE N° 2	EXEMPLES DE CALCULS.....	2	77
ANNEXE N° 3	ORGANIGRAMME GENERAL.....	2	12
ANNEXE N° 4	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	2	16

VARIABLES UTILISÉES (CAN3A23.3M84)

<u>Dans la théorie</u>	<u>Dans le logiciel</u>
f'_c : Résistance à la compression du béton	FC
f_s : Contrainte calculée de l'acier	FS
f_y : Limite d'élasticité de l'acier	FY
A_s : Aire de l'armature tendue	ASBD
f_r : Résistance à la traction du béton	FR
γ_c : Densité du béton	GC
E_c : Module d'élasticité du béton	EC
E_s : Module d'élasticité de l'acier	ES
c : Distance de la fibre la plus raccourcie à l'axe neutre	C
d : Hauteur utile	D
h : Hauteur totale	HTOT
A_{sb} : Armature de la section balancée	ASBBA
b : Largeur de la section rectangulaire	B
M_r : Moment résistant pondéré	MR
M_f : Moment fléchissant pondéré de design	MF
ρ : Rapport de l'armature tendue à l'aire du béton	RO
ρ_{min} : Pourcentage minimal d'acier	ROMINI
$\bar{\rho}_b$: Pourcentage maximal d'acier tendu	ROBBA
ρ_b : Pourcentage maximal d'acier	ROB
A'_s : Armature comprimée	APS
f'_s : Contrainte de compression dans l'acier comprimé	FPS
d' : Distance de la fibre la plus comprimée au centre de gravité de l'armature comprimée	DP
f'_{sb} : Contrainte de compression dans l'acier comprimé à l'état des déformations unitaires	FPSB
ρ'_1 : Rapport de l'aire de l'armature comprimée sur l'aire du béton	ROP

VARIABLES UTILISÉES (BAEL83)

Dans la théorie

Dans le logiciel

f_e	: Limite d'élasticité de l'acier	FE
ϵ_l	: Allongement correspondant au début du palier	EPL
ϵ_s	: Allongement unitaire des armatures tendues	EPS
δ_s ou γ_s	: Coefficient de sécurité pour l'acier introduit dans les calculs aux états limites ultimes	GS
α	: Coefficient de calcul	AF
μ	: Coefficient de calcul	MU
β	: Coefficient de calcul	BE
α_l	: Coefficient limite de calcul	AFL
μ_l	: Coefficient limite de calcul	MUL
β_l	: Coefficient limite de calcul	BEL
σ_s	: Contrainte de traction dans l'armature tendue	SIGS
d	: Hauteur utile	D
h	: Hauteur totale de la section du béton	H
b	: Largeur de la section rectangulaire	B
A	: Section totale des armatures tendues	A
y	: Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée	Y
ϵ_b	: Raccourcissement unitaire du béton de la fibre la plus comprimée	EPB
$\bar{\sigma}_b$: $(= (0.85 * f_{c28}) / \gamma_p)$: Contrainte du béton dans la zone comprimée pour un rectangle	SIGB
f_{c28}	: Résistance caractéristique du béton	FC
γ_b	: Coefficient de sécurité pour le béton	GB
M	: Moment de flexion	M
A'	: Section totale des armatures comprimées	AP
d'	: Distance du centre de gravité des armatures comprimées à la fibre la plus comprimée	DP
h_o	: Hauteur de la table de compression de poutre T	HO
b_o	: Largeur de la nervure de la poutre en T	BO
σ'_s	: Contrainte dans les armatures comprimées	SIGS

LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES

	PAGES
TABLEAU 2.1.....	5
TABLEAU 2.2.....	8
FIG. d.1.a.....	8
FIG. d.1.b.....	9
FIG. d.2.a.....	10
FIG. d.2.b.....	10
FIG. d.2.c.....	10
FIG. II.3.a.....	12
FIG. 6.1.....	14
FIG. 3.1.....	21
FIG. 3.2.....	41
FIG. 3.3.....	44
FIG. 3.4.....	44
FIG. 3.5.....	45
FIG. 3.6.....	47
TABLEAU 3.1.....	47
FIG. 3.7.....	48
TABLEAU 3.2.....	48
FIG. 3.8.....	48
TABLEAU 3.3.....	48
FIG. 3.9.....	49
TABLEAU 3.4.....	49
TABLEAU 4.1.....	52
TABLEAU 4.2.....	57
TABLEAU 4.3.....	64

CHAPITRE I :

INTRODUCTION

Le béton armé est un matériau complexe ou, abrégativement, un complexe, constitué par la réunion de deux matériaux que nous admettrons simples: le béton et l'acier, disposés de façon à utiliser d'une manière économique et rationnelle les résistances propres de chacun d'eux. C'est une invention essentiellement française. Le premier nom à citer est celui de LAMBLLOT qui , à l'exposition universelle de Paris de 1855 présenta un bateau en béton armé : carcasse métallique enrobée de béton. Nous pouvons également citer d'autres noms français comme François COIGNET et Joseph MONNIER qui ont présenté eux aussi des ouvrages en béton armé respectivement en 1861 et 1868. Ainsi lancée, la nouvelle invention ne pénétra vraiment dans le cercle industriel que vers 1875-1880 grâce à l'impulsion de la maison A. Wayss de Berlin , de l'américain W. E. Ward qui fit surtout de l'enrobage de charpentes métalliques à titre préventif contre l'incendie, et aussi de la filiale de Vienne du constructeur de Berlin. En 1889-1890, la France reprend la tête du mouvement. Enfin le premier exposé sur la théorie du béton armé a été fait par COIGNET et TEDESCO à la société des ingénieurs civils en 1894. Cette date marque la fin de ce que l'on peut appeler l'époque héroïque; et le début de l'ère d'un développement qui devrait être intensif. Le développement de la théorie de béton armé passe par l'invention des règles suivantes: en 1906 (règlement de 1906), en 1945 (règles BA 45) , en 1960 (règles BA 60), en 1964 (TP 64) et les règles techniques de conception et de calcul des constructions en béton armé (CCBA 68). Avec toutes ces règles que nous avons citées le béton armé a été calculé « aux contraintes admissibles » . Les contraintes dites « admissibles » pour le béton et l'acier sont définies à partir des contraintes de rupture de ces matériaux multipliées par un coefficient de sécurité inférieur à un (1). Les contraintes dans ces matériaux étaient calculées sous l'effet le plus défavorable des charges exactement prévues et elles ne devraient pas dépasser ces contraintes « admissibles ». Le calcul aux contraintes admissibles est basé sur le principe que le seul facteur d'insécurité est la résistance intrinsèque des matériaux utilisés. Ce n'est pas exact. 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. D'où la naissance de la théorie des «

calculs aux états limites »).

Dans le calcul aux états limites dont le principe est basé sur une théorie «(semi - probabiliste)» on tient compte de tous les facteurs d'insécurité en leur appliquant individuellement un coefficient γ ($\gamma > 1$) ,ce coefficient γ étant d'autant plus élevé que le facteur en question présente une moins bonne « fiabilité ». En conclusion ,nous pouvons dire que la méthode des états -limites 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 c'est à dire aussi bien de l'état - limite de fissuration que de celui de déformation.

Pour ces diverses raisons que nous venons de citer,nous avons choisi le calcul aux états limites pour l'élaboration du logiciel EPTBANCAF (dont la première partie a fait l'objet du projet de fin d'étude de Mr Sylvain ADJAGBONI et la seconde partie est traitée dans le présent projet de fin d'étude).

Il est important de signaler que les calculs ne permettent qu'une approche du comportement réel probable de la structure, l'approximation étant évidemment couverte par les coefficients de sécurité réglementaires pris en compte dans les calculs. Que le lecteur ne s'étonne donc pas si le calcul des structures en béton armé ne repose pas toujours sur des théories scientifiques et si les méthodes de calcul n'en découlent pas toujours par stricte et rigoureuse déduction mathématique. Les formules de calcul ainsi que les nombreux coefficients utilisés ont, le plus souvent, un caractère empirique; ce qui est l'essentiel c'est qu'ils aient été fixés à la suite d'un grand nombre d'essais et que les résultats des calculs soient conformes à l'expérience.

L'un des avantages du matériau béton armé est le monolithisme : une construction en béton armé forme un ensemble d'un seul tenant, les divers éléments de la structure sont éminemment solidaires . Ainsi le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé ne s'arrête pas seulement aux dimensionnements des poutres et dalles mais s'étend également à ceux des poteaux et des semelles. C'est pour cette

raison majeure que nous avons jugé bon d'élargir, dans ce projet de fin d'étude, le logiciel EPTBANCAF aux dimensionnements des poteaux et semelles selon les deux normes canadienne et française (CAN3 A23 M84 et BAEL 83) pour le rendre beaucoup plus complet et beaucoup plus profitable à ses utilisateurs. Dans certains cas, après avoir fait un pré-dimensionnement, on a besoin de vérifier les résultats. C'est dans ce sens que nous avons aussi pensé écrire des programmes d'analyse comme par exemple : programme d'analyse des dalles portant dans une direction, programme d'analyse des poutres en t^e, programme d'analyse des poutres de section rectangulaire etc...

Chapitre II

Rappels des notions fondamentales du calcul aux états limites de contraintes

Pendant près d'un siècle, le béton armé a été calculé "aux contraintes admissibles" définies à partir des contraintes de rupture de ces matériaux multipliées par un coefficient de performance inférieur à 1. On calculait les contraintes dans ces matériaux sous l'effet le plus défavorable des charges exactement prévues et elles ne devraient pas dépasser ces contraintes admissibles. La sécurité globale d'un ouvrage n'était donc assurée que par ces 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 diverses sortes de charges. La notion de sécurité a évolué et cherche, aujourd'hui, à prendre en compte tous les facteurs d'insécurité; ainsi on utilise actuellement un nouveau principe basé sur une théorie semi-probabiliste qui est à la base du Calcul "aux états limites".

On désigne par état limite, un état au de-là duquel l'ouvrage ou un de ces éléments cesse de répondre aux fonctions pour lesquelles il a été conçu.

2.1) Les différents états limites.

2.1.1) Etat limite ultime

Ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînerait la

ruine de l'ouvrage. Ces états limites sont relatifs à la limite:

- _ soit de l'équilibre statique de l'ouvrage;
- _ soit de la résistance de l'un des matériaux utilisés;
- _ soit de la stabilité de forme d'un ou de plusieurs éléments de l'ouvrage.

2.1.2) Les états limites de service.

Ils constituent les limites au-delà desquelles les conditions normales d'utilisation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Il s'agit de:

- _ la limite pour l'ouverture des fissures;
- _ la limite pour les flèches excessives.

2.2) Charges, combinaison de charges et facteurs de sécurité

2.2.1) Les charges

Il existe divers types de charges dont on doit tenir compte afin de définir la capacité portante des éléments en béton armé.

Nous avons:

- _ les charges permanentes (poids propre de la structure, des équipements fixes ...)

Elles sont représentées par le symbole:

D dans la norme canadienne

G dans la norme française

- _ les surcharges d'exploitation représentées par le symbole:

L dans le code canadien

Q_1 dans le code français (Q_1 charge variable de base)

- _ les charges dynamiques (vents, séisme)

symboles: Q dans la norme canadienne

Q_i dans la norme française

Q_i (ce sont les autres actions variables) $i > 1$
dites d'accompagnement .

_ charges de température

symbole : T dans la norme canadienne

Q_i dans la norme française $i > 1$

2.2.2) Facteur de sécurité

Dans les deux codes on utilise des coefficients de majoration pour les différentes charges. Nous avons alors dépendamment des charges, les coefficients de pondération dans le tableau suivant:

Tableau 2.1

	Code canadien Can3 A23.3 3M84	Code français règle BAEL 83
Type de charges	Coefficients de Pondération	Coefficients de Pondération
Charge permanente	$\alpha_p = 1.25$	$\gamma_g = 1.35$
Surcharge vive	$\alpha_l = 1.50$	$\gamma_{q_i} = 1.50$
Vent, séisme	$\alpha_e = 1.50$	$\gamma_{s_i} = 1.20$
Température	$\alpha_T = 1.25$	$\gamma_{t_i} = 0.80$

2.2.3) Combinaison de charges

Code canadien (Can3A23.M84)

Pour la combinaison des charges nous devons tenir compte de toutes les charges possibles dans un ouvrage et savoir aussi que toutes ces charges n'apparaîtront pas en même temps et avec la même probabilité. On distinguera:

_ les charges de service (S) qui constituent la somme de toutes les charges sans facteur de majoration.

_ les charges de design: elles sont la somme des charges majorées (symbole U).

* Pour les états limites ultimes on a:

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

Les symboles α sont définis ci-avant.

ψ est le coefficient de simultanéité des charges, suivant l'article (Art 9.2.1 Can 3 A23.3M84) est égal à:

. 1 lorsqu'une seule des charges (L, Q ou T) est présente dans l'équation;

. 0.70 lorsque deux charges (L, Q ou T) est présente dans l'équation

. 0.60 lorsque les trois charges L, Q, T sont présentes dans l'équation.

γ est le coefficient de risque. $\gamma=1$ pour tous les bâtiments, exceptés ceux dont l'effondrement n'entraîne aucune conséquence grave, ni blessure. Pour ces derniers γ peut être réduit jusqu'à 0.8.

* Pour la vérification des exigences de tenue en service , la combinaison des charges sera:

$$S = D + \psi (L+Q+T)$$

les valeurs de ψ étant les mêmes que précédemment.

Code français (REGLES BAEL 83)

Pour déterminer les sollicitations auxquelles une construction est soumise on utilise les combinaisons d'action définies ci-après,

avec les notations suivantes:

G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables;

G_{mini} : ensemble des actions permanentes favorables;

Q_1 : une action variable dite de base;

Q_i : les autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$);

* Combinaison à considérer pour les états-limites ultimes.

- Situations durables ou transitoires: la combinaison d'actions à considérer est représentée symboliquement par :

$$1.35G_{max} + G_{mini} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum \gamma_{Qi}Q_i$$

les valeurs des facteurs de pondération sont données au 2.2.2).

- Situation accidentelles: en désignant par F_A la valeur représentative de l'action accidentelle, la combinaison d'actions à considérer est:

$$G_{max} + G_{mini} + F_A + \sum \gamma_{Ai}Q_i$$

le coefficient γ_{Ai} a pour valeurs:

0.5 pour les effets dus à la température, s'il y a lieu de les prendre en compte.

* Combinaison à considérer pour les états limites de service:

Dans le cas général:

$$G_{max} + G_{mini} + Q_1 + \sum (\gamma_{Qi} / 1.3) Q_i$$

et dans le cas spécial des charges routières sans caractère particulier par:

$$G_{max} + G_{mini} + 1.2Q_1 + \sum (\gamma_{Qi} / 1.3) Q_i$$

* Nous avons enfin les coefficients de réduction des résistances des matériaux dans le tableau de la page suivante:

Tableau 2.2

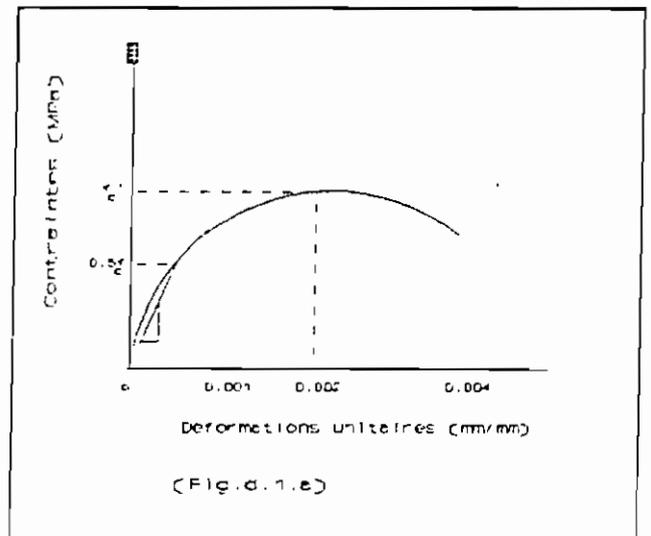
	Code Canadien M84	Code français BAEL83
Béton	$\phi_c = 0.6$	0.67 ($\gamma_b = 1.5$ pour les cas fréquents) ou 0.87 ($\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles)
Acier	$\phi_s = 0.85$	0.87 ($\gamma_s = 1.15$ pour les cas fréquents) ou 1 ($\gamma_s = 1$ cas accidentels)

2.2.4) Diagramme contrainte-déformation du béton et de l'acier

2.2.4.1) BETON

* Code canadien (Can3A23.3M84)

La contrainte maximale f'_c est atteinte pour un raccourcissement unitaire du béton de 0.003 à 0.004. L'article A23.3 permet d'utiliser une déformation unitaire maximale $\epsilon_c = 0.003$ pour



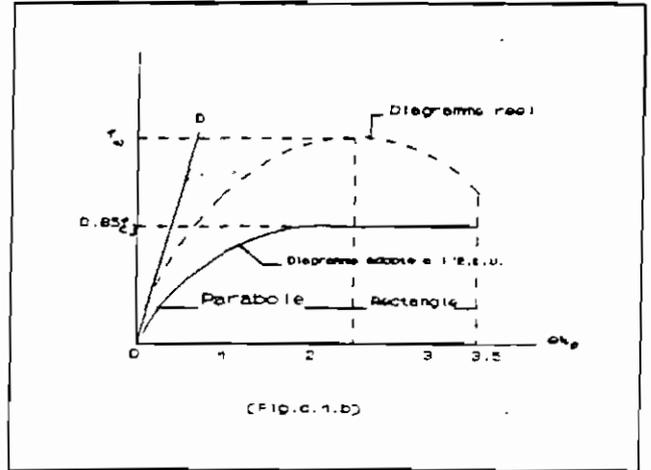
le calcul de la résistance en flexion des éléments en béton armé.

Le module d'élasticité dans le code canadien est:

$$E_c = \gamma_c^{1.5} * 0.0043 (f'_c)^{1/2} \quad \text{où } \gamma_c \text{ est la densité du béton.}$$

* Code français

Le diagramme en parabole rectangle est utilisé pour le calcul à l'état limite ultime; dans le calcul à l'état limite de service, on suppose que l'on reste dans le domaine élastique (droite OD)



- f_{c_j} = résistance caractéristique à la compression à j jours (MPa)

En pratique $f_{c_j} = f_{c_{28}}$.

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5‰

- Le module dans le code français est donné par :

* sous charges instantanées (< à 24h) : $E_{ij} = 11000 f_{c_j}^{1/3}$.

On peut admettre pour de très grandes valeurs de j (j - ∞) :

$$E_{ie} = 11000 (1.1 f_{c_{28}})^{1/3}$$

* Sous charge de très longue durée (action permanente) on admet, compte tenu du fluage :

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij}$$

2.2.4.2) Acier

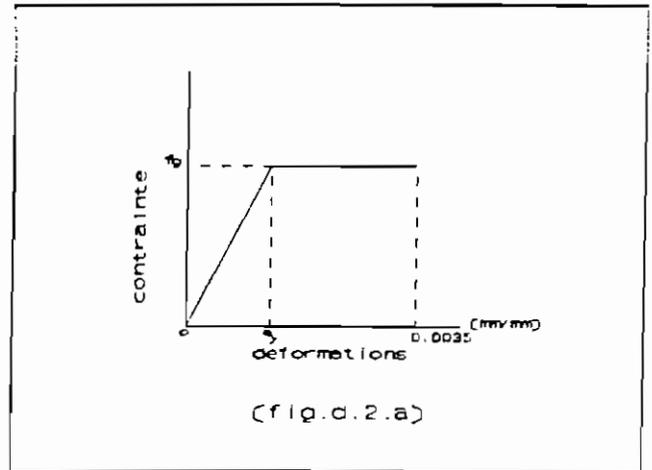
* Code canadien can3-M84

La figure 2.d.a ainsi que le module d'élasticité qui en résulte sont identiques que l'on se trouve en compression ou en traction.

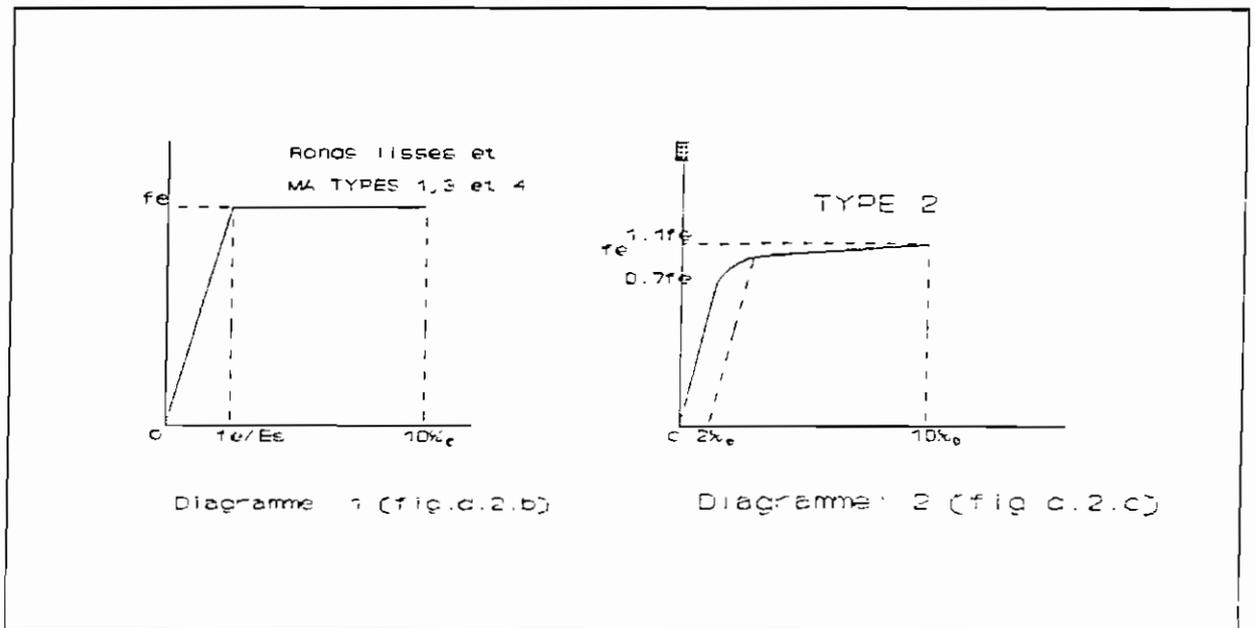
Le code canadien permet l'utilisation des barres d'armatures de limites d'élasticité 300, 350 ou 400 MPa . Lorsqu'on veut pour un

design particulier, choisir une limite élastique supérieure à 400MPa, la valeur de cette limite sera celle correspondant à un allongement unitaire de 0.0035 (Art. 421).

Le module d'élasticité de l'acier est: $E_s=200000$ MPa (Art.8.5.2).



* Code français



Les diagrammes sont symétriques par rapport à l'origine. On limite l'allongement des aciers à 10%.

* le diagramme 1 est celui des armatures à haute adhérence de type 1, 3 et 4 et des ronds lisses:

$$\epsilon_s = (f_e / \gamma_s) / E_s \quad \text{avec } E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

*Lorsqu'une grande précision est recherchée on applique le diagramme 2, celui des armatures à haute adhérence.

_ Pour $\sigma_s \leq 0.7f_e/\gamma_s$ $\epsilon_s = \sigma_s/E_s$

_ Pour $0.7f_e/\gamma_s \leq \sigma_s$ $\epsilon_s = \sigma_s/E_s + 0.823(\gamma_s\sigma_s/f_e - 0.7)^5$

($E_s = 200.000$ MPa).

N.B. Les règles BAEL 83 n'ont retenu que le diagramme 1. Mais ces règles précisent qu'"il est cependant possible d'utiliser un autre diagramme, se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé, à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e et de vérifier que l'augmentation de la résistance entre la limite élastique et la valeur correspondante à l'allongement de 10%, est effectivement obtenue."

2.3) Hypothèses de calculs

2.3.1) Norme canadienne

Les hypothèses fondamentales de calcul sont:

1_ Les déformations de l'acier d'armature et du béton sont directement proportionnelles à la distance mesurée à partir de l'axe neutre. (Art.8.3.2 et 10.2.2) c'est-à-dire une section plane avant chargement reste plane après chargement.

2_ La résistance du béton tendu doit être négligée ;

3_ A une même distance de l'axe neutre, la déformation dans l'acier est la même que dans le béton. Il y a compatibilité des déformations c'est-à-dire pas de glissement de l'armature sur le béton. Il y a adhérence parfaite des barres;

4_ Les forces internes sont en équilibres sous l'action des charges extérieures;

5_ A la fibre externe comprimée du béton, le raccourcissement unitaire maximal du béton ϵ_c à utiliser dans les calculs doit être limité à 0.003 (Art.8.3.3 et 10.2.3);

6_ La force dans l'acier d'armature doit être calculée à partir du diagramme contrainte-déformation de l'acier. Pour un acier d'armature de limite d'élasticité spécifiée de 400MPa ou moins , on peut faire les hypothèses suivantes :

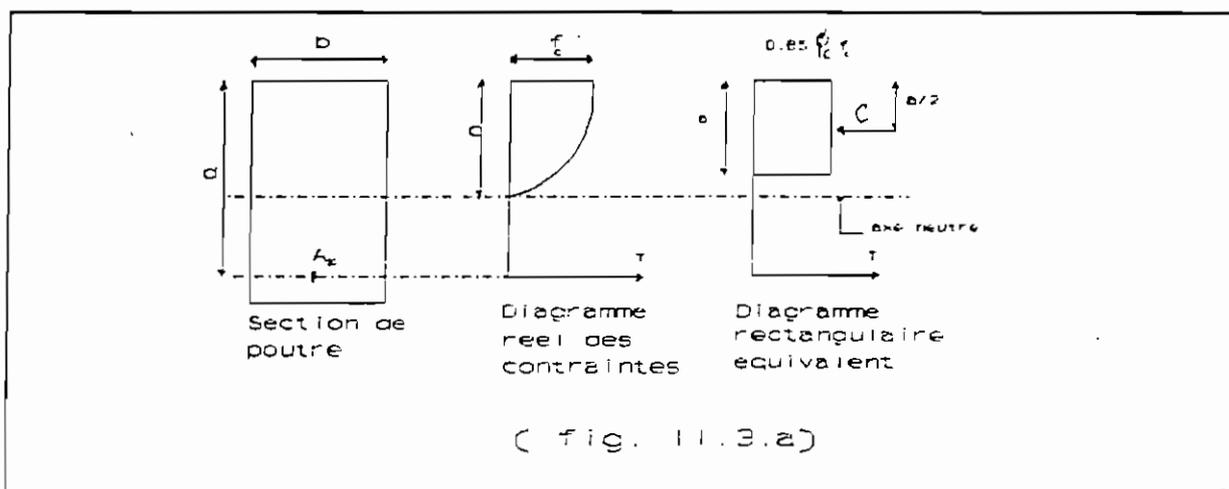
a) Pour les déformations unitaires $\epsilon_s = f_s/E_s$ inférieures à celle à la limite d'élasticité, $\epsilon_y = f_y/E_s$, la force dans l'acier doit être prise égale à :

$$\phi_s(E_s \epsilon_s A_s) = \phi_s f_s A_s \quad \text{où } \phi_s = 0.85.$$

b) Si $\epsilon_s > \epsilon_y$, la force dans l'acier doit être prise égale à :

$$\phi_s f_y A_s \quad \text{où } \phi_s = 0.85$$

7_ Pour le béton, le diagramme réel des contraintes a une forme parabolique (fig.d.1.a). Pour des raisons visant à faciliter le



calcul, la distribution rectangulaire équivalente (Whitney) est adoptée pour la contrainte maximum du béton:

$$0.85\phi_c f'_c \quad (\text{ Voir fig.II.3.a ci-dessus}).$$

$$a = \beta_1 c \quad \text{avec} \quad \beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{si } f'_c \leq 30 \text{MPa} \\ 0.85 - 0.08((f'_c - 30)/10) & \text{sans être} \\ & \text{inférieure à } 0.65 \end{cases}$$

2.3.2) Norme française:

Les hypothèses de calcul 1,2 et 3 décrites dans la norme canadienne restent valables ici. Nous allons ajouter le complément:

4_ Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu} = 3.5 \cdot 10^{-3}$ en flexion (soit 3.5‰) et $\epsilon_{bc} = 2.0 \cdot 10^{-3}$ en compression centrée (2‰)

5_ Allongement ultime des armatures limité à 10‰ .

6_ Le diagramme des déformations de la section, représenté par une droite, est supposé passer par l'un des trois points A, B ou C (fig.6.1). Ces points sont appelés pivots et définis de la manière suivante:

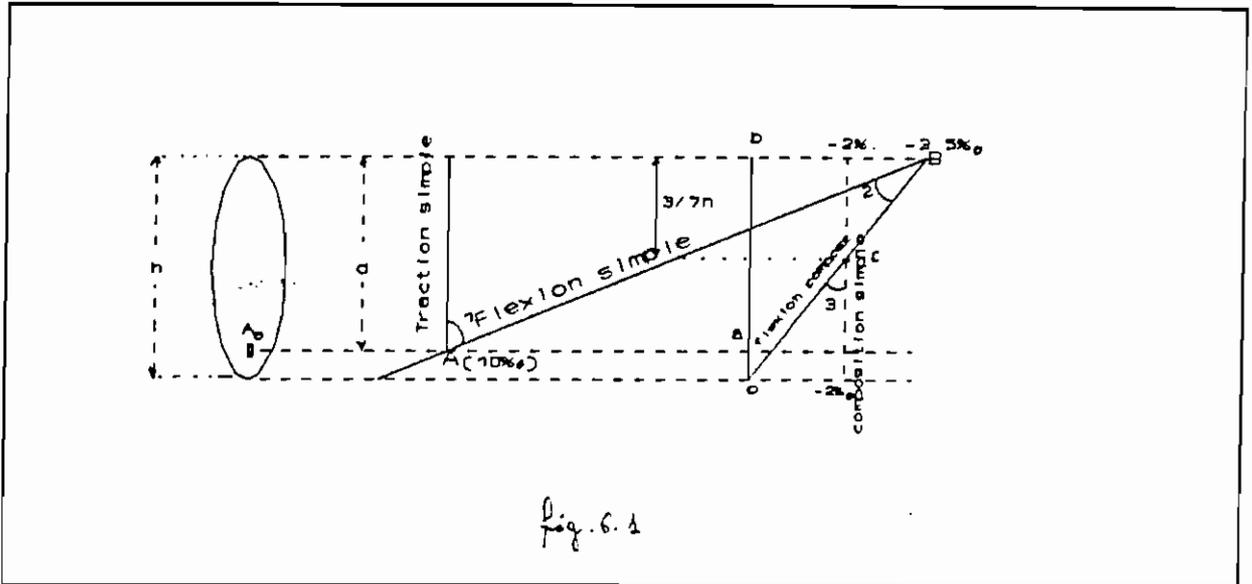
A correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée au centre de gravité de l'ensemble des armatures tendues;

B correspond à un raccourcissement de 3.5‰ du béton de la fibre la plus comprimée;

C correspond à un raccourcissement de 2‰ de la fibre de béton située à une distance égale à $3/7h$ (h =hauteur totale de la section) de la fibre la plus comprimée.

Nous distinguons trois diagrammes sur la figure 6.1:

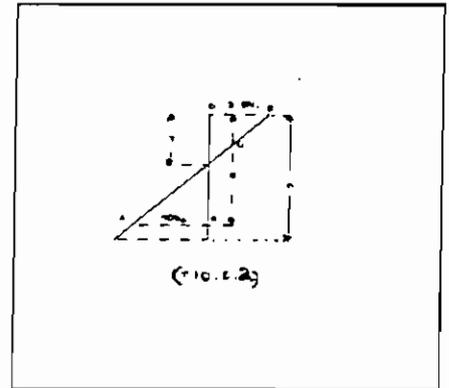
* Domaine 1: le diagramme des déformations passe par le point A.



Considérons la figure 6.2 qui est un cas limite pour le domaine 1. Nous pouvons déterminer une condition sur la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée (y) pour matérialiser le domaine 1:

$$Bb/Aa = y/(d-y) \text{ soit } 3.5/10 = y/(d-y) \text{ d'où } y = 0.2593d,$$

où d est la hauteur utile.



Donc si $y \leq 0.2593d$ le diagramme des déformations passe par le point A (Domaine 1).

* Domaine 2: Le diagramme des déformation passe par le point B. Il résulte de ce qui précède que le domaine 2 est caractérisé par:

$$0.2593d \leq y \leq h.$$

*Domaine 3: Le diagramme des déformations passe par le point C et la section est entièrement comprimée. Le domaine est caractérisé par: $y \geq h$.

CHAPITRE 0

FORMULES DE DESIGN UTILISEES DANS LE LOGICIEL

3.1 SELON LA NORME CANADIENNE (CAN. A23.3 MB4)

3.1.1 CISAILLEMENT

L'effort tranchant peut entraîner la rupture prématurée d'une poutre avant que celle-ci ne puisse atteindre sa résistance maximale en flexion. Cette situation se produit si la poutre n'est pas adéquatement dimensionnée pour résister à l'effort tranchant . Il est donc très important de déterminer la résistance pondérée à l'effort tranchant des sections d'une poutre.

La rupture par cisaillement étant en général brutale et non-ductile, les ouvrages en béton armé sont conçus pour subir une rupture par flexion.

La rupture par flexion, initiée par l'écoulement des aciers longitudinaux est précédée par des flèches importantes permettant de se rendre compte de l'effondrement graduel de l'ouvrage.

Il faut donc assurer une résistance au cisaillement suffisamment grande pour qu'elle ne précède pas la rupture par flexion.

L'armature d'âme peut être constituée principalement par:

- a) des étriers perpendiculaires à l'axe de la poutre,
- b) des étriers inclinés à 45° ou plus par rapport à l'armature tendue,
- c) des barres longitudinales (N^o 35 ou plus petit) pliées et faisant un angle de 30° ou plus avec l'armature tendue,
- d) une combinaison d'étriers et de barres pliées.

Dans le programme de cisaillement nous avons étudié seulement le cas où les armatures d'âme sont constituées par des étriers perpendiculaires à l'axe de la poutre. Les formules que nous allons présenter ci-après sont valables seulement pour ce cas.

Les formules utilisées sont les suivantes :

L'effort tranchant pondéré calculé en une section donnée est désigné par V_f . La résistance pondérée à l'effort tranchant V_r de la poutre à cette section doit être au moins égale à V_f .

On doit donc avoir :

$$V_r \geq V_f$$

Les essais montrent que le béton sans armature d'âme résiste à une partie de l'effort tranchant pondéré. On désigne cette partie par V_c . L'armature d'âme doit donc résister à un effort tranchant pondéré $V_s = V_r - V_c$.

On doit donc avoir :

$$V_r = V_c + V_s \geq V_f$$

Pour les poutres sollicitées en flexion simple et des efforts tranchants seulement, la valeur de V_c est donnée par :

$$V_c = 0,2 \lambda \phi_c \sqrt{f'c} b_w d$$

où :

V_c = résistance pondérée à l'effort tranchant fournie par le béton, en N

λ = facteur pour tenir compte de la densité du béton (=1.0 pour béton de densité normale)

$\phi_c = 0,6$

$f'c$ = résistance à la compression du béton en MPa

b_w = largeur de l'âme de la poutre en mm

d = hauteur utile de la poutre en mm.

La valeur de V_s pour les étriers perpendiculaires à l'axe longitudinal de la poutre est donnée par :

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d}{s} \leq 0,8 \lambda \phi_c \sqrt{f'c} b_w d$$

où

V_s = résistance pondérée à l'effort tranchant fournie par l'armature d'âme, en N

$\phi_s = 0,85$

A_v = aire totale d'un étrier en considérant tous les brins, en mm^2

f_y = limite d'élasticité spécifiée de l'acier d'armature d'âme, en MPa

s = espacement des étriers, en mm.

Espacement s_{\max} des étriers permis

lorsque

$$V_s \leq 0,4 \lambda \phi_c \sqrt{f'c} b_w d \quad \text{alors} \quad s_{max.} \leq \frac{d}{2} \text{ ou } 600 \text{ mm}$$

lorsque

$$0,4 \lambda \phi_c \sqrt{f'c} b_w d < V_s \leq 0,8 \lambda \phi_c \sqrt{f'c} b_w d \quad \text{alors} \quad s_{max.} \leq \frac{d}{4} \text{ ou } 300 \text{ mm}$$

L'armature minimale transversale est donnée par :

$$A_v \text{ min.} = 0,35 \frac{b_w s}{f_y}$$

3.1.2 TORSION

On calcule la valeur de torsion T_f , sollicitant un élément, par une analyse utilisant les rigidités basées sur les sections non fissurées.

Si $T_f > 0,25 T_{cr}$, il faut considérer les effets de la torsion et utiliser de l'armature de torsion.

Si $T_f \leq 0,25 T_{cr}$, on peut négliger les effets de la torsion.

$$T_{cr} = \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right) 0,4 \lambda \phi_c \sqrt{f'c}$$

T_{cr} = résistance à la torsion pure causant la fissuration, en N.mm

A_c = l'aire délimitée par le périmètre externe de la section du béton incluant l'aire des trous, le cas échéant, en mm^2

P_c = périmètre externe de la section du béton, en mm.

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 :

$$T_r = \frac{2 A_o \phi_s A_t f_y}{s}$$

A_o = l'aire délimitée par le contour moyen des parois en mm^2

A_t = l'aire d'un brin d'une armature transversale fermée de torsion, en mm^2

s = l'espacement de l'armature de torsion mesuré parallèlement à l'axe longitudinal de l'élément, en mm.

On doit avoir $T_r \geq T_f$

L'aire A_l requise de l'armature longitudinale, distribuée symétriquement autour de la section, doit être calculée par :

$$A_l = \frac{A_t P_h}{s}$$

où P_h = périmètre de l'axe de l'armature transversale de torsion, en mm.

Dans un élément, dans la zone de compression due à la flexion, l'aire de l'armature longitudinale de torsion requise peut être réduite d'une quantité égale à $\frac{M_f}{0,9 d f_y}$, où M_f est le moment fléchissant pondéré agissant au droit de la section en combinaison avec T_f .

L'aire A_o peut être égale à $A_o = 0,85 A_{oh}$

A_{oh} = l'aire délimitée par l'axe de l'armature de torsion transversale fermée, incluant l'aire des trous, le cas échéant, en mm^2 .

Les dimensions d'une section doivent 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.

Armature longitudinale

le plus petit diamètre doit être supérieur à $s/16$ où s = espacement des armatures transversales. Leur espacement ne doit pas excéder 300 mm.

La limite d'élasticité utilisée dans les calculs de l'armature transversale d'effort tranchant et de torsion ne doit pas dépasser 400 MPa.

3.1.3 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 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. Les poteaux contreventés ne

subissent pas les effets des forces horizontales.

Dans une ossature 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.

3.1.3.1 POTEAUX COURTS CONTREVENTES

Un poteau contreventé est considéré comme étant court lorsque son élancement $k l_u/r$ est inférieur à $34 - 12 M_1/M_2$ où :

k = coefficient de flambement

l_u = 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

r = rayon de giration. Pour une section rectangulaire , on peut prendre $r = 0.3$ fois la dimension hors-tout dans le plan de flambement

M_1 = valeur du moment pondéré d'extrémité numériquement le plus petit sollicitant le poteau (moment du premier ordre). Ce moment est considéré comme positif si le poteau fléchit en courbure simple , et négatif s'il fléchit en courbure double.

M_2 = valeur du moment pondéré d'extrémité numériquement le plus grand sollicitant le poteau (moment du premier ordre). Ce moment est toujours considéré comme positif.

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

a) Armatures longitudinales

Appelons :

A_{st} l'aire des armatures longitudinales

A_g la section totale du béton

On doit avoir :

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

La limite inférieure est spécifiée pour permettre à un poteau soumis à un effort de compression seulement, de pouvoir résister à un moment fléchissant minimal éventuel, et aussi pour réduire les effets du fluage et du retrait du béton sous l'action de contraintes normales de compression de longue durée

d'application.

La limite supérieure est spécifiée pour permettre un bon compactage lors du bétonnage du poteau.

L'espacement net entre les barres longitudinales adjacentes des poteaux doit vérifier :

$$\text{minimum } (1.5 d_b, 40 \text{ mm}) \leq e \leq 300 \text{ mm}$$

d_b = diamètre des barres longitudinales.

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont des :

barres { de $\phi \geq 30\%$ de $\max(d_b)$ si barres longitudinales N°30 ou plus petites
N° ≥ 10 si barres longitudinales N°30, 45 ou 55, ou regroupées

L'espacement des barres transversales doit être égal à :

e = minimum de	<p>16 fois $\min(d_b)$ 48 fois ϕ plus petite dimension du poteau 300 mm dans les poteaux comportant des barres regroupées</p>
----------------	--

3.1.3.1.1 Effort normal centré

a) Principe de calcul

La résistance maximale pondérée à l'effort de compression centrée de la section du poteau à l'état limite ultime, est donnée à partir de l'équilibre statique de la section par :

$$P_r (\text{max.}) = 0.80 [0.85 \phi_c f'_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}]$$

Cette équation est valable seulement pour un poteau carré ou rectangulaire.

b) Procédure de calcul

P_r (max) peut aussi s'écrire sous la forme :

$$P_r \text{ (max)} = 0.80 A_g [0.85 \phi_c f'_c (1 - \rho_g) + \phi_s f_y]$$

De cette équation on peut tirer:

$$A_g = \frac{P_r \text{ (max)}}{0.80 [0.85 \phi_c f'_c (1 - \rho_g) + \phi_s f_y]}$$

Or puisqu'on doit avoir $P_r \text{ (max)} \geq P_f$ on doit avoir :

$$A_g \geq \frac{P_f}{0.80 [0.85 \phi_c f'_c (1 - \rho_g) + \phi_s f_y]}$$

Alors pour dimensionner un poteau de section rectangulaire soumis à un effort de compression centré, il suffit de choisir ρ_g tel que $0.01 \leq \rho_g \leq 0.04$ pour calculer A_g , puis calculer A_{st} par la formule : $A_{st} = \rho_g \times A_g$

3.1.3.12 Effort normal excentré

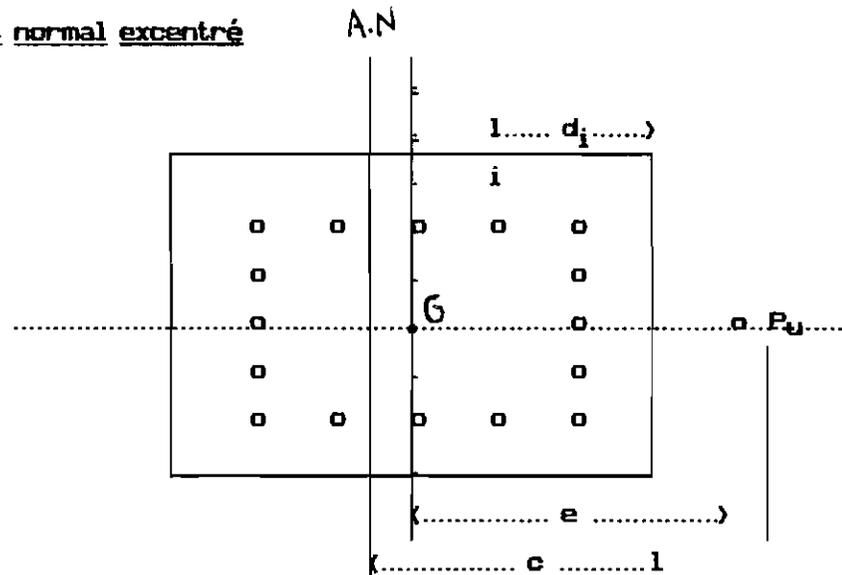


fig. 3.1

Appelons :

b : largeur du poteau

h : hauteur du poteau

f'c : contrainte de compression du béton

e : excentricité de la force P_U

c : axe neutre de la section

f_{si} : contrainte dans la barre i

As_i : la section de la barre i

d_i : la distance séparant le centre de gravité de la barre i à la paroi du poteau

Nous avons :

$$P_U = 0,85 f'c a b + \sum f_{si} A_{si} \quad (a1)$$

$$P_U \times e = 0,85 f'c a b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum f_{si} A_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (a2)$$

où

$$a = \beta c$$

calcul de β

si $f'c \leq 30$ alors $\beta = 0,85$

sinon $\beta = 0,85 - 0,08 \left(\frac{f'c - 30}{10} \right)$

si $\beta < 0,65$ alors on prend : $\beta = 0,65$

calcul de f_{si}

on calcule $\epsilon_{si} = 0,003 \frac{c - d_i}{c}$

si $\epsilon_{si} \geq \frac{f_y}{E_s}$ alors $f_{si} = f_y$

si $\frac{f_y}{E_s} > \epsilon_{si} > -\frac{f_y}{E_s}$ alors $f_{si} = \epsilon_{si} \times E_s$

si $\epsilon_{si} \leq -\frac{f_y}{E_s}$ alors $f_{si} = -f_y$

$$\begin{aligned} \text{si } f_{si} > 0 \text{ alors } f_{si} &= 0,85 \times f_{si} - 0,85 \times 0,6 \times f'c \\ \text{sinon} & f_{si} = 0,85 \times f_{si} \end{aligned}$$

PROCEDURE DE CALCUL

- 1) choisir une valeur de c (axe neutre)
- 2) calculer les contraintes dans toutes les barres (fsi)
- 3) calculer P_u à partir de chacune des deux équations a1 et a2
- 4) repeter les étapes 1 , 2 et 3 jusqu'à ce que les deux valeurs trouvées pour P_u à partir de a1 et a2 soient égales.

3.1.4 POTEAU ELANCE CONTREVENTE

Un poteau contreventé est considéré comme étant élancé lorsque :

$$\frac{kl_u}{r} > 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

La procédure à suivre pour le dimensionnement d'un poteau contreventé élancé selon le A23.3 est la suivante :

- 1) On détermine d'abord l'effort pondéré de compression centrée 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 δ_b du moment M_2 , suivant l'article 10.11.6 , 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 requises pour le poteau, en utilisant les équations établies précédemment lorsque l'effort normal est excentré dans le cas d'un poteau court contreventé .

Calcul du coefficient d'accroissement δ_b

$$\delta_b = \frac{C_m}{\left[1 - \left(\frac{P_f}{\phi_m P_c} \right) \right]} \geq 1.0$$

$$\phi_m = 0.65 ; \quad P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k l_u)^2}$$

P_c = charge critique

C_m = coefficient rattachant le diagramme réel des moments à un diagramme uniforme équivalent des moments.

Pour les poteaux sans charges latérales entre les appuis, C_m peut être pris égal à :

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

Pour tous les autres cas $C_m = 1.0$

$$\text{Excentricité minimale} = (15 + 0,03 h) \text{ mm}$$

Cette excentricité minimale doit être prise en compte dans le calcul de M_2 .

Évaluation du rapport M_1/M_2 dans l'expression de C_m

- a) lorsque les excentricités calculées aux extrémités du poteau sont inférieures à $(15 + 0,03 h)$ mm, les vrais moments d'extrémités calculés peuvent être utilisés pour évaluer le rapport M_1/M_2 ; ou
- b) si les calculs montrent qu'il n'existe pas de moments aux extrémités d'un poteau, le rapport M_1/M_2 doit être pris égal à 1.0 .

3.1.5 LES SEMELLES

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.

Dépendant de la capacité portante du sol, on peut envisager des fondations superficielles ou des pieux.

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

Les fondations superficielles consistent en des semelles reposant sur le sol .

Les principaux types de semelles sont les suivants:

- a) la semelle isolée sous un poteau; elle peut être carrée ou rectangulaire.
- b) la semelle continue sous un mur;
- c) la semelle continue sous deux ou plusieurs poteaux;
- d) la semelle à poutre de rigidité.

Nous avons traité seulement les deux premiers types de semelles. Pour

cela , nous nous limiterons dans ce qui suit , aux formules utilisées pour le dimensionnement de ces deux types de semelles.

3.1.5.1 SEMELLE ISOLEE CARREE SOUS UN POTEAU.

a) Calcul de la surface minimale requise pour la semelle

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

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

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

q_a = pression admissible sur le sol.

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

$$q_s = \frac{Pf}{A} = \frac{1,25 D + 1,5 L}{A}$$

D et L sont la charge permanente et la surcharge d'exploitation agissant à la base du poteau.

c) Section critique pour le calcul des moments fléchissants.

Suivant les exigences de A23.3 , la section critique pour le calcul du moment fléchissant se trouve au nu du poteau.

d) Distribution de l'armature requise pour les moments fléchissants.

L'armature doit être distribuée uniformément dans chaque direction.

e) Section critique pour le calcul des efforts tranchants.

La résistance à l'effort tranchant d'une semelle doit être égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

α) La résistance à l'effort tranchant calculée en considérant la semelle agissant comme une poutre de grande largeur. Dans ce cas, la section critique pour le calcul de l'effort tranchant se trouve à une distance d du nu du poteau et s'étend sur toute la largeur du côté.

$$V_c = 0,2 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b d$$

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

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) 0,2 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_0 d \leq 0,4 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$\beta_c = \frac{\text{grand côté}}{\text{petit côté}}$, du poteau ou de l'aire chargée

b_0 = périmètre de la section critique

d = hauteur utile de la semelle

b = largeur de la semelle.

On doit avoir :

$$V_f < V_c$$

f) Sections critiques pour déterminer les longueurs d'ancrage droit des barres.

Ces sections sont les mêmes que celles choisies pour déterminer les moments maximaux. Toute autre section où il y a changement de dimensions ou de quantité d'armature doit être aussi considérée comme une section critique.

La longueur d'ancrage pour les barres longitudinales et transversales est déterminée comme suit :

$$l_d = \max \left(0,058 d_b f_y, \frac{0,019 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \right)$$

La longueur d'ancrage des goujons est déterminée comme suit:

$$l_d = \max \left(0,044 d_b f_y, \frac{0,24 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \right)$$

g) Transmission des forces et des moments à la base d'un poteau.

La pression de contact à la base du poteau ne doit pas dépasser :

$$P_r = 0,85 \phi_c f'_c A_1 \leq \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 \phi_c f'_c A_1$$

A_1 = aire chargée

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

3.1.5.2 SEMELLE ISOLEE RECTANGULAIRE SOUS UN POTEAU.

- a2) Calcul de la surface minimale requise pour la semelle . Voir a1)
 b2) Calcul de la pression fictive du sol correspondant aux charges pondérées. Voir b1)
 c2) Section critique pour le calcul des moments fléchissants . Voir c1)

d2) Distribution de l'armature requise pour les moments fléchissants.

L'armature parallèle au grand côté doit être distribuée uniformément sur toute la largeur de la semelle.

L'armature parallèle au petit côté est répartie comme suit :

- une proportion égale à $\frac{2}{\beta + 1}$ de l'armature totale parallèle au petit côté dans la bande centrale de largeur égale au petit côté de la semelle.

- le reste de l'armature requise est répartie uniformément en dehors de cette bande centrale.

$$\beta = \frac{\text{Longueur du grand côté}}{\text{Longueur du petit côté}} = \frac{L}{b}$$

e2) Section critique pour le calcul des efforts tranchants . Voir e1)

f2) Section critique pour déterminer les longueurs d'ancrage droit des barres. Voir f1)

g2) Transmission des forces et des moments à la base d'un poteau . Voir g1)

3.1.5.3 SEMELLE CONTINUE SOUS MUR .

3.1.5.3.1 Semelle sous mur en béton non armé

On vérifie que f_t calculé soit inférieur à f_t permis .

$$f_t \text{ calculé} = \frac{mf}{s}$$

mf = moment fléchissant au nu du mur

$s = \frac{b h^2}{6}$ b= largeur de la semelle , h = hauteur requise.

$$f_t \text{ permis} = 0,4 \lambda \phi_c \sqrt{f'c}$$

3.1.5.3.2 SEMELLE SOUS MUR EN BETON ARME.

Les mêmes étapes de calcul que dans le cas des semelles isolées sous poteau sont respectées jusqu'au calcul des armatures.

On recommande de placer des armatures secondaires dans le sens longitudinal de

la semelle.

3.1.6 DALLE PORTANT DANS UNE DIRECTION : METHODE FORFAITAIRE

On admet qu'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 sont mesurées entre nus des appuis.

Le A23.3 (art 8.3) permet l'utilisation de la méthode approchée de calcul des dalles portant dans une direction lorsque les conditions suivantes sont remplies:

- a) les travées sont au nombre de deux ou plus;
- b) les portées des travées adjacentes ne diffèrent pas de plus de 20%;
- c) les charges sont uniformément réparties;
- d) la surcharge pondérée n'est pas supérieure à trois fois la charge permanente pondérée;
- e) les éléments sont prismatiques, et les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

La méthode consiste à donner des valeurs forfaitaires aux efforts tranchants et aux moments fléchissants en travées et aux nus des appuis.

Les moments fléchissants sont donnés par

$$M_f = C W_f l_n^2$$

Les efforts tranchants sont donnés par

$$V_f = C W_f l_n$$

Valeurs des coefficients C

MOMENTS POSITIFS

1) travées périphériques

a) rive discontinue reposant librement sur l'appui.....1/11

- b) rive discontinue encastrée dans l'appui.....1/14
- 2) travées intérieures.....1/16

MOMENTS NEGATIFS

- 1) moment négatif à la face extérieure du premier appui intermédiaire :
 - a) deux travées.....-1/9
 - b) plus de deux travées.....-1/10
- 2) moment négatif aux autres faces des appuis intermédiaires.....-1/11
- 3) moment négatif aux faces de tous les appuis :
 - a) des dalles dont la portée n'est pas supérieure à 3 m; ou
 - b) des poutres dont le rapport de la somme de la rigidité des poteaux à la rigidité de la poutre est supérieure à 8, à chaque rive de la dalle.....-1/12
- 4) moment négatif à la face intérieure des appuis de rive dans le cas des pièces encastrées dans l'appui :
 - a) lorsque l'appui est une poutre de rive ou une poutre maîtresse.....-1/24
 - b) lorsque l'appui est un poteau.....-1/16

EFFORTS TRANCHANTS

- 1) cisaillement dans les pièces d'extrémité à la face du premier appui intermédiaire.....1.15/2
- 2) cisaillement à la face des autres appuis.....1/2

EXIGENCES DU A23.3

L'espacement maximal de l'armature principale dans une dalle doit être égal à la plus faible des valeurs suivantes :

$$e \leq 3 \text{ fois l'épaisseur de la dalle ou } 500 \text{ mm}$$

Dans une dalle une quantité minimale d'armature égale à $0,002 A_g$, doit être prévue suivant chaque direction

$$A_s \text{ min} = 0,002 A_g$$

L'espacement maximal des barres de température ou de retrait (armature parallèle au grand côté) doit être égal à la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$e_r \leq 5 \text{ fois l'épaisseur de la dalle ou } 500 \text{ mm}$$

3.2 SELON LA NORME FRANCAISE (AFNOR BAEL 83)

3.2.1 : POUTRES CONTINUES EN FLEXION

3.2.1.1. SECTIONS RECTANGULAIRES

3.2.1.1.1 Simplement armées

Une section rectangulaire sera armée uniquement par des armatures tendues lorsque $\mu \leq \mu_1$.

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} \quad \text{et} \quad A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

avec la valeur de μ , on calcule :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \mu}}{0,8}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$1000 \epsilon_s = 3,5 \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right)$$

Pour les aciers ronds lisses, barres à haute adhérence type 1, fils à haute adhérence type 3, treillis à fils lisses on a :

Si :

$$\epsilon_s < \epsilon_1 \implies \sigma_s = E_s \times \epsilon_s ;$$

$$\epsilon_s \geq \epsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \implies 1000 \times \epsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \quad \text{avec } f_e \text{ en MPa}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \epsilon_1} = \frac{700 \times f_e}{700 \times \gamma_s + f_e}$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 \times (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

3.2.1.1.2 : Doublement armées

Une section rectangulaire sera armée par des armatures tendues et des armatures comprimées lorsque $\mu > 0,480$, auquel cas une solution ne comportant que des armatures tendues est impossible, ou lorsque $\mu > \mu_1$, auquel cas une solution ne comportant que des armatures tendues n'est pas économique . On renforce la partie comprimée de cette section en y disposant des armatures qui seront comprimées.

Les formules utilisées pour les sections armées doublement sont :

on calcule :

$$M_{f1} = \mu_1 \times \sigma_b \times b \times d^2 \times 10^{-3} ; \quad M_{f2} = M - M_{f1} \text{ avec } M_{f2} < 0,4 M$$

$$A_1 = \frac{(M_{f1} \times 10^3)}{(\beta_1 \times d \times \sigma_s)}$$

$$A' = \frac{M_{f2} \times 10^3}{(d - \delta' \times d) \times \sigma_s'} ; \quad A = \frac{M_{f1} \times 10^3}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + A' \times \frac{\sigma_s'}{\sigma_s}$$

3.2.1.2 SECTIONS EN FORME DE T

Les sections en forme de té se rencontrent fréquemment dans les constructions en béton armé par exemple dans les planchers , les murs de soutènement, les tabliers de pont et, d'une manière générale, dans tous les ouvrages où l'on fait concourir le hourdis à la résistance de la poutre.

Dans l'étude des sections en té, nous serons amenés à distinguer deux cas suivant que la zone comprimée , de hauteur égale à 0,8 y se trouve située uniquement dans la table ou s'étend dans la masse .

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus restrictive des conditions suivantes : (A.4.1,3)

- 1 la moitié de la distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives ;
- 2 le dixième de la portée de la travée ;
- 3 les deux tiers de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extérieur le plus rapproché ;
- 4 le quarantième de la somme des portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché , augmenté des deux tiers de la distance de la section considérée à cet appui.

3.2.1.2.1 Simplement armées

On calcule :

$$M_0 = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Si $M \leq M_0$, seule une partie ou la totalité de la table est comprimée et la section en té est dans ce cas, à calculer comme une section rectangulaire de largeur b et de hauteur utile d.

Sinon , une partie de la nervure est comprimée et la section en té est à calculer par une méthode qui lui est propre donnée ci-après.

Les formules utilisées sont les suivantes :

$$M_n = M - \sigma_b (b - b_0) h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \mu = \frac{M_n}{\sigma_b b_0 d^2}$$

$$A = \frac{\frac{M_n}{\beta d} + \sigma_b (b - b_0) h_0}{\sigma_s}$$

3.2.1.2.2. Doublément armées

Les formules utilisées sont les suivantes :

$$M_{f1} = \mu_1 \sigma_b b_0 d^2 + \sigma_b (b - b_0) h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) ; M_{f2} = M - M_{f1}$$
$$A' = \frac{M_{f2}}{(d - \delta' d) \sigma'_s} \quad A = \frac{\frac{\mu_1 \sigma_b b_0 d}{\beta_1} + \sigma_b (b - b_0) h_0}{\sigma_s} + A' \frac{\sigma'_s}{\sigma_s}$$

3.2.2 : POTEAUX RECTANGULAIRES COMPRIMÉS

Une pièce comme un poteau par exemple, est en état de compression simple quand elle n'est soumise qu'à un effort de compression normal N appliqué au centre de gravité de la section à l'exclusion de tout moment fléchissant qui pourrait être engendré soit par une action extérieure (vent W ou poussée de terre P par exemple) soit par un excentrement («e») de l'effort normal en question ; dans ce cas, la pièce travaille en flexion , en même temps qu'en compression.

On admettra toutefois qu'un poteau est soumis à une ((compression centrée)) s'il n'est sollicité (en plus de l'effort normal de compression N) que par des moments faibles dont l'existence n'est pas prise en compte dans la justification de stabilité et de résistance des éléments qui lui sont liés et qui ne conduisent d'ailleurs qu'à de petites excentricités de l'effort normal N . Dans ce cas les coefficients utilisés dans les calculs prennent en compte la majoration de sécurité nécessaire correspondante (Art. B8.2.10 du BAEL).

3.2.2.1 EFFORT NORMAL CENTRE

a) disposition des armatures

a1) armatures longitudinales

Elles sont disposées parallèlement à la direction de l'effort normal au voisinage des parois en respectant les distances minimales d'enrobage nécessaires; leur section doit être au moins 4 cm^2 par mètre de parement mesuré perpendiculairement à leur direction; leur section totale A_s doit être d'au moins 0.2 % sans dépasser 5 % de la section totale de béton.

Dans une section rectangulaire la distance entre les armatures longitudinales ne doit pas dépasser 40 cm ou le plus petit côté augmenté de 10 cm et une armature doit être prévue dans chaque angle.

a2) armatures transversales

Leur diamètre est d'environ le 1/3 de celui des armatures longitudinales. leur espacement est au maximum :

- 15 fois le diamètre des armatures longitudinales ou 40 cm
- ou la plus petite dimension de la pièce augmentée de 10 cm.

b) Longueur de flambement : l_f

Elle est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 , des pièces et de leurs liaisons effectives (dans le cas des bâtiments à étages multiples, la longueur l_0 est comptée entre surfaces de planchers) :

Selon le cas prédisposant plus ou moins au flambement, la longueur de flambement l_f pourra être calculée, à partir de l_0 , suivant les règles ci-après :

Pièce libre à une extrémité et encastré à l'autre

$$l_f = 2 l_0$$

Pièce articulée à ses deux extrémités ou encastrée à ses deux extrémités dans le cas où celles-ci peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre dans le sens où on étudie le flambement .

$$l_f = l_0$$

Pièce articulée à une extrémité et encastrée à l'autre

$$l_f = \frac{l_0}{\sqrt{2}} = 0.71 l_0$$

Pièce encastrée à ses deux extrémités mais empêchée de se déplacer l'une par rapport à l'autre

$$l_f = \frac{l_0}{2}$$

Pour les bâtiments à étages qui sont en général contreventés par des

murs et cloisons qui assurent leur stabilité transversale, on pourra adopter forfaitairement:

soit $l_f = 0.7 l_0$ si le poteau est encastré dans un massif de fondations ou assemblé de part et d'autre à des poutres de plancher de même raideur que lui

soit $l_f = l_0$ dans les autres cas (poteau d'angle par exemple).

c) Elancement λ

A partir de la longueur de flambement l_f , on détermine le coefficient d'élancement λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

i est le rayon de giration de la section du béton seul; I est calculé dans le plan de flambement le plus défavorable :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I = moment d'inertie

B = aire de la section « brute » de béton.

Le plan de flambement le plus défavorable est celui qui est orienté suivant l'inertie la plus faible.

Nous avons donc pour la section rectangulaire :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} \quad \text{ou} \quad \lambda = 3.46 \frac{l_f}{b}$$

d) Principe de calcul

La combinaison d'action à l'état ultime permet de déterminer la sollicitation normale N_u .

On considérera que cette sollicitation doit rester inférieure à la valeur suivante (capacité de résistante ultime du poteau) :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

B_r = aire de la section de béton réduite de 1 cm sur tout son pourtour

A_s = section des armatures longitudinales

$\gamma_b = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$ (valeurs habituelles)

α est le coefficient de sécurité au flambement ; il est pris égal aux valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 100$$

REMARQUE : La valeur de α (coefficient minorant la résistance du poteau) est assez rapidement décroissante lorsque l'élanement λ dépasse 50 ; on aura donc intérêt à ne pas dépasser l'élanement $\lambda = 50$.

Si $\lambda > 35$ on ne peut tenir compte dans la section A_s que des armatures qui contribuent le plus efficacement à la rigidité du poteau pour sa résistance au flambement (dans une section rectangulaire ce seront les armatures placées au voisinage des grands côtés, la possibilité de flambement se présentant suivant la plus faible inertie et pour les sections carrées, ce sont les armatures disposées dans les angles). Si plus de la moitié des charges est appliquée à un âge j du béton inférieur à 90 jours, la déformation de fluage ne sera que très partiellement effectuée et il y aura lieu d'appliquer une minoration aux valeurs de α : si $28 < j < 90$ jours on divise α par 1.10 et si $j < 28$ jours on prend en compte $f_{c,j}$ au lieu de $f_{c,28}$ et on divise α par 1.20.

3.2.2.2 EFFORT NORMAL EXCENTRE

- a) Disposition des armatures voir 3.2.2.1 a)
- b) Longueur de flambement l_f voir 3.2.2.1 b)
- c) Elancement λ voir 3.2.2.1 c)
- d) Principe de calcul

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'art. A.4.4 en adoptant une excentricité totale de calcul: $e = e_1 + e_a + e_2$.

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque le rapport $\frac{l_f}{h}$ est inférieur à la plus grande des deux valeurs 15 et $20 \frac{e_1}{h}$. Pour ce faire, on procède aux justifications habituelles complétées comme suit :

$e_a =$ la plus grande des deux valeurs 2 cm et $\frac{1}{250}$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi)$$

α = le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients γ définis en A.3.3.

ϕ = le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée; ce rapport est généralement pris égal à 2.

l_f = longueur de flambement de la pièce

l = longueur de la pièce

h = la hauteur totale de la section dans la direction du flambement

e_a = l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

e_2 = l'excentricité due aux efforts du second ordre, liés à la déformation de la structure

e_1 = l'excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant application des excentricités additionnelles définies ci-dessus

$e_1 = \frac{M}{N}$, si la flexion composée est définie par M et N rapportés au centre de gravité du béton seul.

On calcule alors la sollicitation $M_G = N(e_1 + e_a + e_2)$.

On calcule également les quantités suivantes:

- Moment par rapport aux armatures inférieures: $M_1 = M_G + N \left(\frac{h}{2} - c \right)$;

- Moment par rapport aux armatures supérieures: $M'_1 = M_G + N \left(\frac{h}{2} + c \right)$;

c est l'enrobage des barres

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b b h^2}, \quad \mu' = \frac{M'_1}{\sigma_b b h^2}$$

pour une section partiellement comprimée on calcule :

$$\rho = \frac{\frac{f_e}{\gamma_s}}{\left(1 - \frac{2c}{h}\right) \sigma_s} \left(\mu' + \phi \left(\delta - \frac{c}{h} \right) \right); \quad \rho' = \frac{\frac{f_e}{\gamma_s}}{\left(1 - \frac{2c}{h}\right) \sigma_s} \left(\mu - \phi \left(1 - \frac{c}{h} - \delta \right) \right)$$

pour une section entièrement comprimée on calcule

$$\rho = - \frac{\frac{f_e}{\gamma_s}}{\left(1 - \frac{2c}{h}\right) \sigma_s} \left(\mu' + \phi \left(\delta - \frac{c}{h} \right) \right); \quad \rho' = \frac{\frac{f_e}{\gamma_s}}{\left(1 - \frac{2c}{h}\right) \sigma_s} \left(\mu - \phi \left(1 - \frac{c}{h} - \delta \right) \right)$$

évaluation des paramètres ϕ et δ

pivot A

$$0 \leq \alpha_t \leq \frac{1}{6} \left(1 - \frac{e}{h}\right) \quad \phi = \frac{5\alpha_t^2 \left(3 \left(1 - \frac{e}{h}\right) - 8 \alpha_t\right)}{3 \left(1 - \frac{e}{h} - \alpha_t\right)^2} \quad \delta = \frac{\left(4 \left(1 - \frac{e}{h}\right) - 9 \alpha_t\right) \alpha_t}{4 \left(3 \left(1 - \frac{e}{h}\right) - 8 \alpha_t\right)}$$

$$\frac{1}{6} \left(1 - \frac{e}{h}\right) < \alpha_t \leq 0,259 \left(1 - \frac{e}{h}\right) \quad \phi = \frac{16\alpha_t \left(1 - \frac{e}{h}\right)}{15} \quad \delta = \frac{171\alpha_t^2 - 22\alpha_t \left(1 - \frac{e}{h}\right) + \left(1 - \frac{e}{h}\right)^2}{20 \left(16\alpha_t - \left(1 - \frac{e}{h}\right)\right)}$$

pivot B $0,259 \left(1 - \frac{e}{h}\right) < \alpha_t \leq 1 \quad \phi = 0,8095 \alpha_t \quad \delta = 0,416 \alpha_t$

pivot C $1 < \alpha_t \leq \infty \quad \phi = 1 - \frac{3,0476}{(7\alpha_t - 3)^2} \quad \delta = 0,8571 - \frac{0,3571}{\phi}$

Pour avoir des armatures symétriques (c'est le cas que nous avons traité dans le programme POTEAUF) on procède par itération pour trouver la valeur de α_t telle que p soit égal à p' . On calcule alors :

$$A = A' = \frac{\rho b h \sigma_b}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

3.2.3 : SEMELLES

D'une façon générale, les éléments de fondation sont relativement massifs et peu élancés et ne se prêtent guère à l'application des méthodes de calculs classiques telles qu'on les a développées pour les poutres par exemple. La méthode la plus simple et généralement utilisée est la «la méthode des bielles».

3.2.3.1 SEMELLES SOUS PILIERS RECTANGULAIRES

Les formules utilisées pour le dimensionnement de ce type de semelle sont les suivantes:

Appelons :

P: la charge à transmettre au sol;

σ_{sol} : la contrainte à envisager pour le sol de fondation;

a et b : les dimensions du pilier ($a \leq b$);

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

on a: $a' \times b' \times \sigma_{sol} \geq P$.

on prend $\frac{a'}{b'} = \frac{a}{b}$ de manière que la semelle et le pilier aient des sections homothétiques.

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

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

Les armatures $A_{b'}$, parallèles au côté b', auront pour valeur :

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

Les armatures ainsi déterminées seront réparties uniformément suivant les deux directions a' et b', les armatures parallèles au grand côté constitueront le lit inférieur du quadrillage.

On vérifie les inégalités suivantes :

$$\max\left(\frac{a' - a}{4} \text{ et } \frac{b' - b}{4}\right) \leq d_a \text{ et } d_b \leq \min(a' - a \text{ et } b' - b)$$

d_a et d_b sont les hauteurs utiles de la section pour les armatures parallèles respectivement au côté a' et au côté b'.

3.2.3.2 SEMELLES SOUS MUR (CONTINUES)

Les formules utilisées pour le dimensionnement pour ce type de semelle sont les suivantes:

Appelons:

P: la charge à transmettre au sol par mètre linéaire dans le sens longitudinal du mur. Cette charge comprend :

- le poids de 1m de mur et de semelle;
- les charges permanentes agissant sur 1m de mur;
- les charges d'exploitation agissant sur 1m de mur.

σ_{sol} : la contrainte à envisager pour le sol de fondation;

b: l'épaisseur du mur;

b: la largeur de la semelle;

d: la hauteur utile.

Nous devons avoir , en exprimant b' en mm , σ_{sol} en MPa et P en N :

$$1000 \times b' \times \sigma_{sol} \geq P \quad \text{soit} \quad b' \geq \frac{P}{1000 \sigma_{sol}}$$

de même

$$d \geq \frac{b' - b}{4}$$

La section des armatures par unité de longueur de semelle aura pour valeur:

$$A = \frac{P(b' - b)}{8 d \sigma_s}$$

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique , on compare la longueur de scellement $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$ à b' :

Si :

$l_s > \frac{b'}{4}$ toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des ancrages courbes;

$\frac{b'}{8} < l_s \leq \frac{b'}{4}$ toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter de crochets;

$l_s \leq \frac{b'}{8}$ on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0,71 b' , ou alterner des barres de longueur 0,86 b'.

Nota : ces dispositions pratiques sont valables aussi pour les semelles sous piliers rectangulaires.

L' épaisseur au bord libre e pour les deux types de semelle s'obtient :

$$e \geq 6 \phi + 6$$

(ϕ = diamètre des armatures , e et ϕ en centimètres).

3. 2.4 POUTRES CONTINUES : DIMENSIONNEMENT SUIVANT LA METHODE FORFAITAIRE, CELLE DE CAQUOT ET CELLE DES TROIS MOMENTS

A) INTRODUCTION

Les poutres continues sont un cas très fréquent d'hyperstaticité en particulier dans les bâtiments.

Les nouvelles règles de calcul (B.A.E.L. 80) indiquent une méthode dite « forfaitaire » applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée.

Cette méthode présente une sécurité en conduisant à des sollicitations de calcul un peu plus élevées que celles qui seraient obtenues par un calcul rigoureux mais complexe. Il ne faut d'ailleurs pas se faire trop d'illusion sur le côté « rigoureux » de ce genre de calculs car le phénomène de béton engendre une déformation lente qui a pour effet une redistribution des sollicitations initiales, c'est le phénomène de l'*adaptation* ; cela signifie si dans une structure (une poutre encastree par exemple) une section A est un peu plus résistante que nécessaire qu'une section M l'est un peu moins , l'*adaptation* conduira à une redistribution des moments réels (par rapport à ceux calculés initialement) qui augmenteront d'eux - mêmes dans la section A et diminueront dans la section M.

La méthode proposée par le règlement consiste à donner des règles forfaitaires pour effectuer de calculs en hyperstaticité.

Cette méthode ne prétend pas donner la valeur exacte des moments réels dans la poutre mais les différences ne sont pas très importantes ; cette imprécision apparente est couverte par l'*adaptation* et la sécurité inhérente à ces formules (coefficient) 1 sur M_0 moment maximal correspondant à la travée de même portée mais sur appui libre et soumise aux mêmes charges , on l'appelle : « travée de comparaison »)

B) DOMAINE ET CONDITIONS D' APPLICATION

La méthode forfaitaire vise les « constructions courantes » et en particulier, les planchers constitués d'une dalle horizontale continue associée à un système de poutres continues formant nervures (poutres principales ou secondaires, poutrelles ...).

L' application de cette méthode suppose que les charges d'exploitation sont uniformément réparties et modérées , c'est à dire qu'elles ne dépassent pas deux fois la charge permanente ni 5 kN/m^2 avant application de tout coefficient

de majoration (1.35 pour la charge permanente et 1.5 pour les surcharges). De même les charges concentrées appliquées à un élément quelconque du plancher doivent être inférieures à la plus grande des deux valeurs suivantes : 2000 N et le quart de la charge d'exploitation totale susceptible d'être appliquée à l'élément considéré du plancher.

La portée à prendre en compte est mesurée entre les axes des appareils d'appuis ou entre nus des poteaux ou murs si les poutres leur sont directement associées (cas très fréquent) . On suppose que les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 et que les sections sont les mêmes dans différentes travées en continuité. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Si toutes ces conditions sont vérifiées , on peut appliquer la méthode forfaitaire .

C) APPLICATION DE LA METHODE

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et moments sur appuis à des fractions (fixées forfaitairement) de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée de comparaison soumise aux mêmes charges .

Designons par M_w , M_e et M_t respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche, sur appui de droite et du moment maximal en travée pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q_B}{G+Q_B} \quad \text{où } Q_B = \text{charges d'exploitation du bâtiment.}$$

$G = \text{charges permanentes}$

$$\text{on doit avoir } M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3 \alpha) M_0 \quad (1)$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.05 M_0 \quad (2)$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2 & \text{dans le cas d'une travée de rive;} \\ (1.0 + 0.3\alpha) M_0 / 2 & \text{dans le cas d'une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

(1) et (2) $\Rightarrow \alpha \geq 1/6$ et puisque $Q_B \leq 2 G_B$ on a : $1/6 \leq \alpha \leq 2/3$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

0.60 M_0 dans le cas d'une poutre à deux travées;

0.50 M_0 dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées;

0.40 M_0 dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

Les figures suivantes résument les dispositions précédentes.

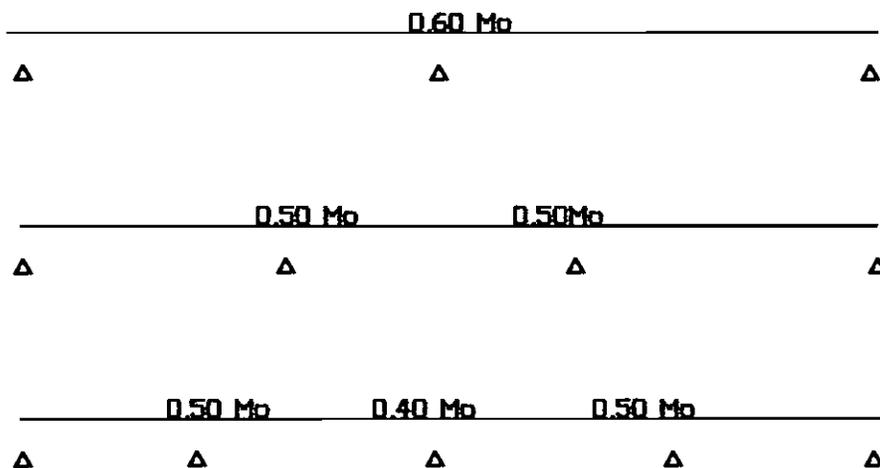


fig 3.2

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

POUTRES CONTINUES : METHODE DE CAQUOT

DOMAINE D'APPLICATION DE LA METHODE

Cette méthode s'applique lorsque les conditions ne permettent plus l'application de la méthode forfaitaire précédente : en particulier dans les planchers des constructions industrielles pour lesquelles la charge d'exploitation serait supérieure à deux fois la charge permanente ou à 5 kN/m^2 et pourrait, de plus, comporter des charges concentrées Q .

PRINCIPE DE LA METHODE

La méthode de CAQUOT consiste à ne prendre en compte, dans le calcul des moments sur appui, que les charges situées dans les deux travées adjacentes et à négliger l'action des moments sur appui des appuis voisins.

Certains correctifs sont apportés pour compenser en partie la non-prise en compte des charges situées dans les autres travées :

- les travées autres que les travées de rive sont prises en compte avec une portée de 20% (0,8 l au lieu de l dans les calculs),
- les charges réparties ou concentrées situées dans ces 20% ne sont pas prises en compte,
- le moment est réduit par un coefficient 8/8,5 pour tenir compte d'une redistribution des moments (6% de redistribution vers les moments positifs).

o Valeur du moment sur appui

Ces hypothèses reviennent, pour un système de charges quelconques, à prendre en compte dans les calculs un moment (déduit de l'équation des 3 moments que nous exposerons par la suite, en négligeant l'action des moments M_{i-1} et M_{i+1}):

$$M_i = - 3 E \times \frac{8}{8,5} \times \frac{w'_g - w'_d}{\frac{I'_{i-1}}{l_{i-1}} + \frac{I'_i}{l_i}} \quad I' = 0,8 l \text{ ou } l$$

où les rotations w'_g et w'_d à gauche et à droite de l'appui sont déterminées avec des portées 0,8 l ou l suivant le cas et où les charges situées à plus de 0,8 l dans les travées intermédiaires, à partir de l'appui étudié, ne sont pas prises en compte.

o Cas de travées de même inertie

Pour des inerties constantes et identiques pour toutes les travées et des charges uniformément réparties on trouve :

- moment sur appui intermédiaire

$$M_i = - \frac{0,64}{8,5} \times \frac{\rho_{i-1} l_i^3 + \rho_i l_i^3}{l_{i-1} + l_i}$$

- moment sur appui de rive

$$M_2 = - \frac{\rho_1 l_1^3 + 0,516 \rho_2 l_2^3}{8,5 (l_1 + 0,8 l_2)} - \frac{4}{8,5} M_1$$

avec $M_1 = - \frac{\rho_0 l_0^2}{2}$ moment de console éventuel.

o Correctif pour tenir compte du moment des consoles éventuels

cas de trois appuis (voir figure)

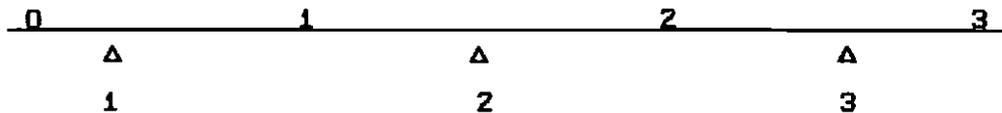


fig. 3.3

M_1 = moment à l'appui de la console gauche

M_3 = moment à l'appui de la console droite

M'_2 = moment calculé par la formule de CAQUOT sans tenir compte de la console

M_2 = moment calculé en tenant compte de la console .

$$M_2 = M'_2 - \frac{4}{8,5} \times \frac{l_2/l_2}{\frac{l_1}{l_1} + \frac{l_2}{l_2}} \times M_1 - \frac{4}{8,5} \times \frac{l_1/l_1}{\frac{l_1}{l_1} + \frac{l_2}{l_2}} \times M_3$$

$$\text{avec } M'_2 = - \frac{p_1 \frac{l_1^3}{l_1} + p_2 \frac{l_2^3}{l_2}}{8,5 \left(\frac{l_1}{l_1} + \frac{l_2}{l_2} \right)}$$

Cas de plus de 3 appuis

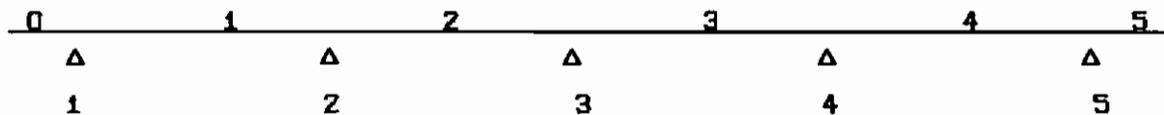


fig. 3.4

$$M_2 = M'_2 - \frac{4}{8,5} \times \frac{l_2 / (0,8 l_2)}{\frac{l_1}{l_1} + \frac{l_2}{0,8 l_2}} \times M_1$$

$$\text{avec } M'_2 = - \frac{p_1 \frac{l_1^3}{l_1} + p_2 \frac{(0,8 l_2)^3}{l_2}}{8,5 \left(\frac{l_1}{l_1} + \frac{0,8 l_2}{l_2} \right)}$$

Pour la console droite, le moment M_4 s'obtient de la même façon en permutant les indices. Pour plus de 4 appuis, le moment M_3 n'est pas supposé influencé par les consoles éventuelles.

POUTRES CONTINUES : METHODE DES TROIS MOMENTS

Il s'agit là d'une méthode classique dans laquelle on applique les principes de calcul de la R . D . M . par l'intermédiaire de l'équation des

trois moments qui permet de résoudre la plupart des cas usuels de continuité des poutres en particulier, quand on a des appuis simples aux extrémités (hypothèse souvent possible) .

Pour des travées à inertie constante , mais pouvant être différente d'une travée à l'autre , l'équation des 3 moments s'écrit :

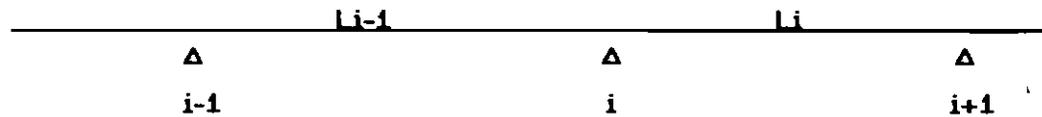


fig. 3.5

$$\frac{l_{i-1}}{l_{i-1}} M_{i-1} + 2 \left(\frac{l_{i-1}}{l_{i-1}} + \frac{l_i}{l_i} \right) M_i + \frac{l_i}{l_i} M_{i+1} = 6 E (w_D - w_g)$$

avec w_g et w_D = rotations à gauche et à droite de l'appui i , sous l'action des charges appliquées aux deux travées $i-1$ et i supposées isostatiques.

CALCUL DES MOMENTS EN TRAVÉE M(x)

Une fois que les moments aux appuis sont déterminés avec au choix l'une des méthodes précédentes (méthode des 3 moments, méthode de CAQUOT et méthode forfaitaire) , on peut procéder au calcul des moments en travée. Pour cela il faudra retourner aux systèmes réels et dans chaque travée déterminer $M(x)$ avec les formules usuelles de R.D.M. (poutres hyperstatiques).

$$M(x) = m(x)_i + \frac{x}{l_i} M_{i+1} + \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) M_i$$

où $M(x)$ = le moment à l'abscisse x de la travée i de portée l_i ,

$m(x)$ = moment à l'abscisse x de la travée i supposée isostatique soumise au même chargement,

M_i = moment au droit de l'appui i .

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS

L'effort tranchant $V(x)_i$ à l'abscisse x de la travée i est donné par la formule:

$$V(x) = v(x)_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

où $v(x)_i$ représente l'effort tranchant de la travée supposée isostatique soumise aux mêmes charges.

EVALUATION DES EFFORTS $m(x)_i$ et $v(x)_i$ des travées supposées isostatiques

Les actions appliquées aux différentes travées de la poutre peuvent être de différentes natures (charges réparties partielles ou totales, uniformes, triangulaires ou trapézoïdales.)

Elles se ramènent toutes à une (ou la somme de) charge(s) trapézoïdale(s) partielle(s).

SOLLICITATIONS DUES A UNE CHARGE TRAPEZOIDALE PARTIELLE ET A UNE CHARGE CONCENTREE.

L'effort tranchant V_x et le moment M_x à l'abscisse x d'une travée isostatique de portée l sont donnés dans les tableaux suivants.

CONSOLE - CHARGE REPARTIE

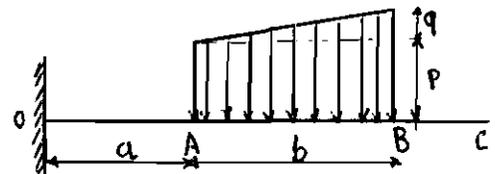


Tableau 3.1

fig 3.6

$x < a$	$a < x < a + b$	
$p_x = 0$	$p_x = p + q \frac{x-a}{b}$	$p_x = 0$
$V_x = V_0$	$V_x = -p(x-a) - q \left(\frac{(x-a)^2}{2b} \right) + V_A$	$V_x = 0$
$V_0 = pb + qb/2$		
$V_A = V_0$	$V_B = 0$	
$M_x = pbx + qbx + M_0$	$M_x = -\frac{p(x-a)^2}{2} - q \frac{(x-a)^3}{6b} + V_A(x-a) + M_A$	
$M_A = -pb^2/2 - qb^2/3$	$M_B = 0$	$M_x = 0$

$$M_A = -\frac{pb^2}{2} - \frac{ab^2}{3} \quad +M_A \quad M_B = 0 \quad M_x = 0$$

CONSOLE : CHARGE CONCENTREE

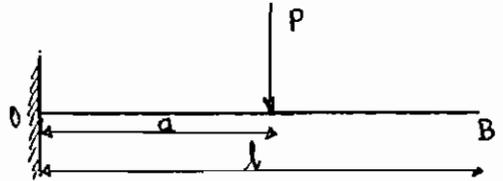


fig. 3.7

Tableau 3.2

$x < a$	$x > a$
$p = 0$ $V = V_0 = p$ $M_0 = -pa$ $M_x = px - pa$	$p = 0$ $V = 0$ $M_x = 0$

TRAVEE ISOSTATIQUE : CHARGE TRAPEZOIDALLE PARTIELLE

DONNEES : $l, a, b, p1, p2$

$$c = l - a - b$$

$$V_A = \frac{b}{6l} (p1(2b + 3c) + p2(b + 3c))$$

$$V_D = V_A - P \quad P = \frac{p1 + p2}{2} b$$

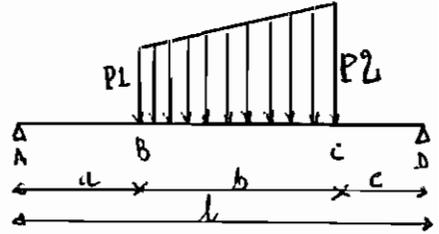


fig. 3.8

Tableau 3.3

$EIw_0 = \frac{b^3}{120l} (p1(4b + 15c) + p2(b + 5c)) + V_D \cdot \frac{c^3}{3l} - \frac{V_A}{6l} (a+b)^2 (l+2c)$	
De A à B: $V = V_A$ $M = V_A x$	En B: $V_B = V_A$ $M_B = V_A a$ En A: V_A $M_A = 0$
De B à C: $p = p1 + (p2 - p1) \frac{(x-a)}{b}$ $V = -p1(x-a) - (p2 - p1) \frac{(x-a)^2}{2b} + V_A$ $M = -p1 \frac{(x-a)^2}{2} - (p2 - p1) \frac{(x-a)^3}{6b} + V_A x$	En C: $V_C = V_D$ $EIw_c = -(3p1 + p2) \frac{b^3}{24} + V_A \frac{(a+b)^2}{2} + EIw_0$ $M_c = -cV_D$
De C à D: $V = V_D$	En D: $M_D = 0$

TRAVÉE ISOSTATIQUE : CHARGE CONCENTRÉE

Tableau 3.4

$x < a$	$x > a$
$V_x = P \left(1 - \frac{a}{l} \right) = V_A$	$V_x = - P \frac{a}{l}$
$V_A = P \left(1 - \frac{a}{l} \right)$	$V_B = - P \frac{a}{l}$
$M_x = P x \left(1 - \frac{a}{l} \right)$	$M_x = P a \left(1 - \frac{x}{l} \right)$
$\Delta w_A = - \frac{P a l}{6} \left(1 - \frac{a}{l} \right) \left(2 - \frac{a}{l} \right)$	$\Delta w_B = \frac{P a}{6 l} (l^2 - a^2)$

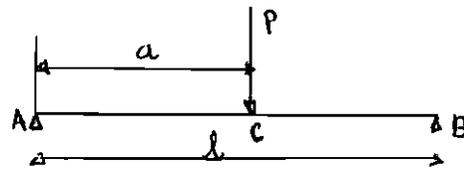


fig. 3.9

CHAPITRE 4 : UTILISATION ET POSSIBILITES DU LOGICIEL

4.1 : SELON LA NORME CANADIENNE

4.1.1 PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT EN CISAILLEMENT : PROGRAMME "CISAILLE"

PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme permet la détermination de l'espacement uniforme des étriers et leur nombre dans une travée à partir de la donnée de l'effort tranchant de design.

DONNEES

Les données sont les suivantes:

- Effort tranchant pondéré de design V_f (kN)
- Largeur de la section b_w (mm)
- Contrainte de compression du béton f'_c (MPa)
- Limite d'élasticité des étriers f_y (MPa)
- Longueur de la poutre (portée libre au nus des appuis) L_n (mm)
- Diamètre des étriers à utiliser ϕ_{et} (mm)

RESULTATS

Les résultats sont les suivants:

- Rappel du diamètre des étriers (mm)
- Espacement uniforme des étriers (mm)
- Nombre d'étriers

REMARQUES

- R1 : Unités : Les unités en entrée / sortie sont systématiquement rappelées.
- R2 : Entrées des données : Les données sont entrées en utilisant la touche **ENTREE** pour valider la donnée et les touches **↑** ou **↓** pour passer à la donnée précédente ou à la suivante. Si la donnée est validée c'est à dire après avoir appuyé sur la touche **ENTREE** il apparaît au coin supérieur droit de l'écran le numéro de la donnée et sa valeur. Une fois la donnée validée , elle disparaît sous la bande jaune qui se trouve devant la donnée courante. Mais vous pouvez la lire au coin supérieur droit de l'écran ou en déplaçant la bande par l'une des touches **↑** et **↓** .
- R3 : Correction des données : Il est possible de corriger les données déjà validées. Il suffira de déplacer la bande au niveau de la donnée à corriger. La valeur erronée apparaît dans le coin supérieur droit de l'écran. Faites la correction en validant la nouvelle valeur par la même procédure que nous avons expliquée précédemment. Cette nouvelle remplace automatiquement l'ancienne valeur dans le coin supérieur droit de l'écran
- R4 : Accès aux résultats de design : Vous êtes certains que toutes les données entrées sont correctes , alors appuyez sur la touche **F10** pour voir les résultats du design . Le temps d'exécution est en moyenne 3 secondes après la touche **F10**
- R5 : Accès au menu principal : En appuyant sur la barre d'espace après l'affichage des résultats vous allez sortir du programme CISAILLE pour accéder au menu principal du logiciel.

UTILISATION DU PROGRAMME "CISAILLE"

N°	AFFICHAGE	DONNEES	UNITES	INSTRUCTIONS OU COMMANDES
1	Effort tranchant de design	Composer V_f	kN	RETURN et ↓
2	Largeur de la section	Composer B_w	mm	RETURN et ↓
3	Contrainte de compression du béton	Composer f'_c	MPa	RETURN et ↓
4	Limite d'élasticité des étriers	Composer f_y	MPa	RETURN et ↓
5	Longueur de la poutre	Composer L_n	mm	RETURN et ↓
6	Diamètre des étriers	Composer ϕ_{et}	mm	RETURN et ↓
7	(=Pour exécuter pesez F10=)	Composer F10		F10

EXEMPLES Voir annexe2 pages 98 à 99

LISTING DU PROGRAMME " CISAILLE " : Voir annexe N° 1

4.1.2 PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT EN FLEXION , CISAILLEMENT ET TORSION

COMBINES : PROGRAMME "TORSION"

PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme permet de faire le dimensionnement en flexion, cisaillement et torsion combinés d'une poutre en calculant l'espacement uniforme des étriers , la section des barres longitudinales supérieures et la section des barres longitudinales inférieures.

DONNEES

Les données sont les suivantes :

- La résistance en compression du béton $f'c$ (MPa)
- La contrainte de l'acier f_y (MPa)
- Le moment pondéré de torsion T_f (MPa)
- Le moment pondéré de flexion M_f (kN.m)
- l'Effort tranchant pondéré V_f (kN)
- La portée de la poutre L (portée entre axes des appuis (mm))
- La largeur de la section B (mm)
- La hauteur de la section H (mm)
- Le diamètre des étriers à utiliser (mm)
- Le diamètre des barres à utiliser (mm)
- l'Enrobage des barres (mm)

RESULTATS

Les résultats sont les suivants :

- Rappel du diamètre des étriers (mm)
- l'Espacement des étriers (mm)
- La section des barres longitudinales supérieures (mm²)
- La section des barres longitudinales inférieures (mm²)

REMARQUES

- R1 : Unités : Les unités en entrée/sortie sont systématiquement rappelées.
- R2 : Entrée des données : Les données sont entrées en utilisant la touche **ENTREE** .
- R3 : Correction des données : Pour corriger une donnée après l'avoir validée, il suffira d'attendre l'entrée de toutes les données et de répondre oui **O** à la question " voulez vous faire des corrections ? (O/N) ". A la demande "donnez le numero de correction", vous allez donner le numero de la donnée à corriger et appuyer sur **ENTREE** . Le curseur se déplace pour se mettre devant la donnée à corriger . Vous pouvez la corriger et valider la nouvelle valeur en appuyant sur **ENTREE** . La question "voulez-vous faire des corrections ? (O/N) " est à nouveau posée . Vous pouvez répondre non **N** si vous n'avez plus de corrections à faire ; sinon vous répondez oui **O** et entrer le numero de la donnée s'il en reste et ainsi de suite.
- R4 : Enrobage minimal : Respectez l'enrobage minimal des barres (40 mm). Une valeur inférieure à 40 ne peut être acceptée par le programme.
- R5 : Accès au menu principal : En appuyant sur la barre d'espacement après l'affichage des résultats , vous allez sortir du programme pour accéder au menu principal du logiciel.

UTILISATION DU PROGRAMME "TORSION"

N°	AFFICHAGE	DONNEES	UNITES	INSTRUCTIONS OU COMMANDES
1	La résistance en compression du béton	Composer f_c	MPa	<input type="text" value="RETURN"/>
2	La contrainte de l'acier	Composer f_y	MPa	<input type="text" value="RETURN"/>
3	Le moment de torsion	Composer T_f	kN.m	<input type="text" value="RETURN"/>
4	Le moment de flexion	Composer M_f	kN.m	<input type="text" value="RETURN"/>
5	L'Effort tranchant	Composer V_f	kN	<input type="text" value="RETURN"/>
6	La portée de la poutre	Composer L	mm	<input type="text" value="RETURN"/>
7	La largeur de la section	Composer B	mm	<input type="text" value="RETURN"/>
8	La hauteur de la section	Composer H	mm	<input type="text" value="RETURN"/>
9	Le diamètre des étriers	Composer ϕ_{et}	mm	<input type="text" value="RETURN"/>

10	Le diamètre des barres	Composer d_b	mm	RETURN
11	l'Enrobage des barres	Composer entro	mm	RETURN
12	Correction des données(O/N)	Composer oui <input type="checkbox"/> ou non <input type="checkbox"/>		
13	Numero des corrections	si oui composer le numero de correction si non l'instruction est sautée et affichage		RETURN
14	Appuyer la barre d'espace pour continuer	Composer barre d'espace pour FIN		

EXEMPLES Voir annexe 2 pages 100 à 101

LISTING DU PROGRAMME " TORSION " Voir annexe N° 1

4.1.3 PROGRAMME D'ANALYSE DES POUTRES EN FORME DE TE: PROGRAMME "TANALYSE"

PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme permet d'analyser le dimensionnement des poutres en forme de Té en analysant la largeur de la table de compression , le pourcentage des aciers , la hauteur de la section, la section et l'espacement des barres et en calculant le moment résistant de la section.

DONNEES

Les données sont les suivantes :

- Type de poutre en TE (1 , 2 , 3 ou 4)
- Densité du béton (kg/m^3)
- La résistance en compression du béton f'_c (MPa)
- La limite d'élasticité de l'acier f_y (MPa)
- La portée de la poutre L (mm)
- l'Épaisseur de la table de compression h_f (mm)
- La largeur de la nervure B_w (mm)
- La largeur effective B (mm)
- l'Espacement entre les axes des poutres adjacentes e (mm)
- Distance libre entre les poutres adjacentes e_n (mm)
- La hauteur utile de la section d (mm)
- La hauteur totale de la section H (mm)
- La section d'armatures A_s (mm^2)

RESUTATS

Les résultats sont les suivants :

- Analyse de la largeur de la table de compression
- Analyse du pourcentage d'aciers
- Analyse de la section
- Analyse de la hauteur
- Analyse de l'espacement des barres (au choix)
- Calcul du moment résistant.

REMARQUES

- R1 : Unités : Les unités en entrée / sortie sont systématiquement rappelées.
- R2 : Entrées des données : L'Entrée des données se fait par l'utilisation de la touche **ENTREE**
- R3 : Correction des données : En répondant oui à la question " voulez-vous faire des corrections ? (O/N)" dans le cas où il y aurait erreur au cours de l'entrée des données , le curseur se place systématiquement devant la première donnée. Dans ce cas, vous êtes tenus de valider encore les données qui sont justes et ce n'est qu'au niveau de la valeur à corriger que vous pouvez entrer la nouvelle valeur.
- R4 : Vérification de l'espacement des barres : Après l'entrée de toutes les données et les corrections éventuelles sur les données , la question " voulez-vous vérifier l'espacement ? (O/N) " est posée. Si vous répondre oui vous allez accéder au menu de données pour la vérification de l'espacement des barres , sinon vous passez directement aux résultats et dans ce cas , l'analyse de l'espacement des barres ne sera pas faite.
- R5 : Accès au menu principal : En appuyant sur la barre d'espacement après

l'affichage des résultats , vous allez sortir du programme pour accéder au menu principal du logiciel.

UTILISATION DU PROGRAMME TANALYSE

N°	AFFICHAGE	DONNEES	UNITES	INSTRUCTIONS OU COMMANDES
1	Type de poutre en TE (1 , 2 , 3 ou 4)	Composer 1 2 3 ou 4		<input type="text" value="RETURN"/>
2	Densité du béton	Composer ρ_{bet}	kg/m ³	<input type="text" value="RETURN"/>
3	La résistance en compression du béton	Composer $f'c$	MPa	<input type="text" value="RETURN"/>
4	La limite d'élasticité de l'acier	Composer f_y	MPa	<input type="text" value="RETURN"/>
5	La portée de la poutre	Composer L	mm	<input type="text" value="RETURN"/>
6	l'Epaisseur de la table de compression	Composer h_f	mm	<input type="text" value="RETURN"/>
7	La largeur de la nervure	Composer B_w	mm	<input type="text" value="RETURN"/>
8	La largeur effective	Composer B	mm	<input type="text" value="RETURN"/>

9	l'Espacement entre les axes des poutres adjacentes	Composer e	mm	RETURN
10	Distance libre entre les poutres adjacentes	Composer e_n	mm	RETURN
11	La hauteur utile de la section	Composer d	mm	RETURN
12	La hauteur totale de la section	Composer H	mm	RETURN
13	La section d'armature	Composer A_s	mm^2	RETURN
14	Voulez-vous faire des corrections ? (O/N)	Composer oui <input type="checkbox"/> pour reprendre l'entrée des don- nées Composer non <input type="checkbox"/> s'il n'y a pas de corrections et passer à l'ins- truction 15		
15	Voulez-vous vérifier	Composer oui <input type="checkbox"/>		

	l'espacement?(O/N)	pour passer aux instructions 16, 17, 18, 19 et affichage		
		Composer non <input checked="" type="checkbox"/>		
		pour passer à l'affichage		
16	Diamètre des barres	Composer d_b	mm	<input type="text" value="RETURN"/>
17	Nombre de barres sur le lit	Composer N_b		<input type="text" value="RETURN"/>
18	Diamètre maximal des gros agrégats	Composer G_c	mm	<input type="text" value="RETURN"/>
19	Voulez-vous faire des corrections?(O/N)	Composer oui <input type="checkbox"/>		
		pour reprendre les instructions 16, 17, 18 et 19		
		Composer non <input checked="" type="checkbox"/>		
		pour passer à l'affichage		
20	Affichage			
21	Appuyer sur la barre d'espacement pour continuer	Composer barre pour FIN		

continuer

EXEMPLES Voir annexe 2 pages 102 à 104

LISTING DU PROGRAMME "TANALYSE" Voir annexe N° 1

4.1.4 PROGRAMME D'ANALYSE DES DALLES PORTANT DANS UNE DIRECTION: PROGRAMME "DANALYSE"

PRESENTATION DU PROGRAMME.

Le programme permet l'analyse des dalles portant dans une direction en analysant l'espacement adopté pour les barres, en vérifiant l'épaisseur minimale requise pour les dalles portant dans une direction selon la norme canadienne. Il vérifie également l'armature minimale requise et l'enrobage minimal exigé par le code canadien. Un message (O.K !) ou (N.S) apparaît devant chaque élément selon que l'analyse de l'élément est positive ou négative.

DONNEES

Les données sont les suivantes :

- Longueur du plus grand côté de la dalle (mm)
- Longueur du plus petit côté de la dalle (mm)
- Résistance en compression du béton (MPa)
- Contrainte de l'acier (MPa)
- Masse volumique du béton (MPa)
- Grande portée entre axes de la travée de rive (mm)
- Grande portée entre axes de la travée intérieure (mm)
- Epaisseur de la dalle (mm)

- Le nombre de travées
- Pour chaque travée et pour l'appui de gauche , le milieu et l'appui de droite:
- Moment M (kN)
- Espacement des barres e (mm)
- Diamètre des barres ϕ (mm)
- Hauteur utile d (mm)

RESULTATS

Les résultats sont les suivants :

L'Analyse de chaque travée de la dalle. Cette analyse comprend:

Pour l'appui de gauche , le milieu et l'appui de droite :

- Le rappel du moment de design et le diamètre des barres
- Calcul de l'espacement maximal permis
- Calcul de l'espacement requis en fonction du moment de design
- Analyse de l'espacement réel
- Calcul de l'armature minimale nécessaire
- Calcul de l'armature réelle compte tenu de l'espacement adopté entre les barres
- Analyse de l'armature réelle
- Calcul et vérification de l'enrobage choisi pour les barres
- Calcul de l'épaisseur minimale de la dalle à respecter
- Analyse de l'épaisseur adoptée.

REMARQUES

R1 : Vérification de la dalle : Si la longueur du plus grand côté de la dalle n'est pas supérieur ou égale à deux fois la longueur du plus petit côté l'exécution du programme est suspendue car dans ce cas la dalle ne porte pas dans une direction.

R2 : Unités : Les unités en entrée/sortie sont systématiquement rappelées.

R3 : Entrées des données: L'entrée des données pour ce programme-ci se fait de deux manières différentes selon qu'il s'agit d'une seule donnée ou d'un groupe de données à entrer.

S'il s'agit d'une seule donnée , elle est validée par l'utilisation de la touche **ENTREE** .

Pour un groupe de données comme c'est le cas des données à entrer pour chaque appui ou milieu de chaque travée , les données sont entrées en ligne séparées par un ou plusieurs espaces blancs et elles sont validées à la fin quand la dernière donnée du groupe est composée , par la touche

ENTREE Pour les données entrées en ligne on a :

- toute ligne incomplète est complétée automatiquement par des zéros
- le signe ¶ signifie que les valeurs qui suivent sont remplacées par les valeurs de rang correspondant de la ligne précédente
- une ligne sans écriture est considérée comme constituée de zéros

exemple : Considérons les deux groupes de données suivants:

- 4 380 11.3 104

- 6.88 380 11.3 104

Ces données peuvent être entrées comme suit :

-4 380 11.3 104

6.88 ¶

Cet exemple montre que la 2^e valeur du 2^e groupe vaut 380 , la 3^e vaut 11.3 et la 4^e 104.

R4 : Résultats : Le message (O.K !) indique que l'élément devant lequel il apparaît est satisfaisant après analyse. Par contre le message (N.S) indique que l'élément n'est pas satisfaisant.

Après l'affichage des résultats d'une travée quelconque , pour voir les

résultats de l'analyse de la travée suivante, il suffit d'appuyer sur la barre d'espace.

R5 : Quitter le programme: Pour quitter le programme quand on est au niveau de l'affichage de l'analyse d'une quelconque, on appuie dans un premier temps sur la barre d'espace : le message "appuyez sur [ESC] pour sortir " apparaît . Alors appuyer sur [ESC] pour accéder au menu principal du logiciel.

R6 : Amélioration future : Dans cette version du logiciel EPTBANCAF nous n'avons pas prévu la correction des données après qu'elles soient validées . Cette possibilité sera prise en compte dans les versions futures.

UTILISATIONS DU PROGRAMME "DANALYSE"

L'utilisation du programme se resume exactement à ce que nous avons fait remarquer dans la partie REMARQUES.

EXEMPLES Voir annexe 2 pages 105 à 110

LISTING DU PROGRAMME DANALYSE Voir annexe N° 1

4.1.5 PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SELON LA NORME CANADIENNE

PROGRAMME POTEAU.

PRESENTATION DU PROGRAMME

Ce programme calcule les dimensions de la section du béton si elles ne sont pas connues et calcule les armatures des poteaux contreventés élancés ou

courts soumis à un effort normal de compression centré ou excentré.

UNITES POUR LES DONNEES ET LES RESULTATS

Les longueurs sont en mm, les forces en kN, les moments en kN.m, les contraintes en MPa et les sections en mm².

UTILISATION DU PROGRAMME

Pour mieux cerner l'utilisation de ce programme nous avons choisi d'expliquer les différentes étapes de son déroulement à travers des exemples que nous avons pris dans le livre de béton armé de ARAM SAMIKIAN 2^e édition.

POTEAU CONTREVENTE SOUMIS A UN EFFORT NORMAL CENTRE

SIGNIFICATION DES VARIABLES UTILISEES :

f_c = contrainte de compression du béton

f_y = limite élastique de l'acier

b = largeur de la section

h = hauteur de la section

P_f = effort normal

P_r = effort résistant de la section

A_{st}/A_g = proportion d'armature

A_g = section totale du béton

A_{st} = section d'aciers

DEROULEMENT DU PROGRAMME :

Le déroulement du programme commence par la figure 4.1.5.a1 . Il s'agit de faire le choix N°1 et de faire **RETURN** à cette étape puisqu'il s'agit d'un effort normal centré . La seconde étape consiste à répondre à la question "

Connaissez-vous les deux moments d'extrémité du poteau ? (O/N) ". Cette question est posée dans l'optique d'évaluer l'expression $34-12 \times M1/M2$. Alors si vous répondez oui , cela suppose que vous disposez des deux moments M1 et M2 et l'étape suivante sera alors l'entrée des moments M1 et M2 . Par contre si vous répondez non cela suppose que vous ne connaissez pas les deux moments et dans ce cas le code permet l'estimation du rapport $M1/M2$ suivant que l'on se trouve dans l'un des cas présentés à la figure 4.1.5.b1 . Quand vous verrez apparaître la figure 4.1.5.b1 à l'écran il s'agira d'identifier votre cas en indiquant son numéro suivi de la touche . Pour notre exemple c'est le cas numéro 1 qui correspond au poteau à dimensionner. L'étape suivante est l'entrée de la longueur libre non soutenue du poteau et du coefficient de flambement L'entrée de chacun de ces deux paramètres est suivie de la touche . Le tableau suivant qui apparaît permet d'entrer les données suivantes : . Le curseur se place dans l'ordre indiqué ci-dessus devant chacune de ces données, il s'agit d'entrer la valeur et de faire . L'étape suivante consiste à choisir suivi de selon que vous connaissez les dimensions de la section du béton ou non . Alors si vous choisissez 1 , le curseur se place devant chacun des variables et vous allez entrer leurs valeurs. Si vous choisissez 2 , le programme vous propose des dimensions et vous demande si elles vous conviennent par la question " Cette section du béton vous convient-elle ? (O/N) ". Il s'agit de répondre oui si les valeurs qui sont marquées devant vous conviennent et non dans le cas contraire. Si vous répondez non d'autres valeurs sont proposées et la même question est posée et ainsi de suite. Attention ! le programme ne va pas continuer à proposer des valeurs indéfiniment. Les valeurs proposées sont fonction de la proportion d'armature qui commence de $\rho_g = 0.01$ en croissant. La philosophie de calcul est la suivante : le programme fixe la proportion d'armature et calcule A_g puis b et h . Puisque le calcul commence à

partir de $\rho_g = 0.01$ (valeur exigée par le code) la première valeur de A_g calculée est la plus grande possible. Si vous n'acceptez pas cette valeur le programme incrémente la valeur de ρ_g de façon à obtenir une autre valeur de A_g pour proposer. Si vous continuez toujours de refuser et quand la valeur de ρ_g sera égale à 0.04 le message de la figure 4.1.5.n apparaîtra. Si vous répondez non à cette étape l'exécution du programme sera suspendue car dans ce cas une section de béton inférieure à la valeur proposée , conduirait à une proportion d'armature supérieure à 0.04 compte tenu de l'effort de design. Souvenez-vous , le code ne permet pas une proportion d'armature supérieure à 0.04. Si vous répondez oui avant le message ou même pendant que le message est apparu , la proportion d'armature sera inférieure ou égale à 0.04 et les dimensions proposées par le programme à cette étape seront maintenues pour le design. Nous avons illustré toutes ces étapes par l'exemple que nous avons choisi. Voir figures 4.1.5. e1 à 4.1.5.n1 . En répondant oui à l'étape correspondant à la figure 4.1.5.l1 on obtient les résultats de la figure 4.1.5.m1 . Par contre, si c'est à l'étape de la figure 4.1.5.n1 qu'on a répondu oui on obtient avec l'exemple traité, les résultats de la figure 4.1.5.o1 . Avec un effort normal centré de 6500 kN et les dimensions de la section du béton égales à 500 mm et 600 mm ,la proportion d'armature requise est égale à 0.037 . Ce sont les résultats de la figure 4.1.5.m1. En répondant non à l'étape de la figure 4.1.5.l1 où $b=500$ mm et $h=600$ mm le programme considère que ces dimensions ne sont pas satisfaisantes. Pour les changer , il incrémente la valeur de ρ_g qui est égale à cette étape à 0.037. Mais en ce faisant avant d'obtenir une autre valeur de A_g autre que la précédente ρ_g a pris la valeur 0.04 . Le programme considère que la valeur actuelle est la dernière possible. Puisque nous l'avons approuvée aussi, il fait les calculs avec cette valeur de A_g . Comme la valeur de ρ_g est égale à 0.04 , c'est pourquoi l'effort normal résistant obtenu à la figure 4.1.5. o1 est celui à celui obtenu à la figure 4.1.5.m1.

POTEAU CONTREVENTE SOUMIS A UN EFFORT NORMAL EXCENTRE

Les étapes suivies sont illustrées de la figure 4.1.5.a2 à 4.1.5.12

EXEMPLES Voir annexe 2 pages 111 à 130

LISTING DU PROGRAMME Voir annexe N° 1

4.1.6. PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES SELON LA NORME CANADIENNE : PROGRAMME SEMELLE

PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme permet le dimensionnement des semelles isolées sous poteau de forme carrée ou rectangulaire et des semelles continues sous mur.

SIGNIFICATION DES DONNEES

f_y = limite d'élasticité de l'acier

f'_c semelle = contrainte de compression du béton utilisé pour la semelle

D = charge permanente non pondérée

L = surcharge d'exploitation non pondérée

q_a = pression admissible du sol à la profondeur de la fondation

b_o = largeur de la section du poteau

h_o = la hauteur de la section du poteau

prof. de fonda. = profondeur de fondation

M.V.béton = masse volumique du béton

$M.V_{sol}$ = masse volumique du sol

DEROULEMENT DU PROGRAMME

NB : les figures indiquées ci-dessous sont dans l'annexe 2 .

Les différentes étapes du déroulement du programme sont illustrées par les figures 4.1.6.a1 à 4.1.6.f3

Nous allons expliquer seulement le cas de dimensionnement d'une semelle carrée. L'exemple que nous avons choisi est tiré du livre de béton armé de ARAM SAMIKIAN.

Il s'agit de dimensionner une semelle carrée dont les données sont montrées à la figure 4.1.6.b1. Les données sont entrées à cette étape comme nous avons eu à expliquer plus haut. Mais auparavant il faut d'abord faire le choix N° 2 pour signaler qu'il s'agit d'un dimensionnement d'une semelle carrée. L'étape suivante est le choix de la hauteur de la semelle. C'est ce que montre la figure 4.1.6.c1. Après l'entrée de la hauteur de la semelle , le programme fait les calculs qui s'imposent. Pour l'ancrage des barres longitudinales et transversales , le programme calcule le diamètre maximal des barres qu'on ne doit pas dépasser compte tenu de la longueur disponible (longueur comptée à partir de l'extrémité de la semelle jusqu'à la section critique pour le calcul des moments. Voir théories sur les semelles au chapitre 3) pour leur ancrage. Si on veut utiliser des barres de diamètre supérieur à la valeur indiquée sur la figure 4.1.6.d1 , on serait obligé d'augmenter la longueur de la semelle dont la valeur est indiquée sur la même figure. Sur la figure 4.1.6.e1 , le programme demande si l'on désire utiliser des barres de diamètre inférieur à la valeur maximale calculée. Alors si vous répondez oui le numero des barres est demandé avec un rappel des barres comme nous montre la figure 4.1.6.e1. Si vous répondez non , le programme vous demande d'augmenter la longueur de la semelle. Les figures 4.1.6.f1 et 4.1.6.g1 nous

montrent la vérification de l'ancrage des goujons. C'est la même philosophie qui soutend cette vérification.

EXEMPLES Voir annexe 2 pages 131 à 145

LISTING DU PROGRAMME Voir annexe N° 1

4.1.7 : PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES DALLES PORTANT DANS UNE DIRECTION SELON LA METHODE FORFAITAIRE: PROGRAMME 'DAMEF'

PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme permet de faire le dimensionnement des dalles portant dans une direction selon la méthode forfaitaire . Il utilise les coefficients forfaitaires du code pour calculer les moments si les conditions d'application exposées au paragraphe 3.1.6 sont remplies.

Le programme est assez simple d'utilisation. Vous pouvez le comprendre à travers l'exemple que nous avons traité et en tenant compte des explications que nous avons données jusqu'ici.

EXEMPLE Voir annexe 2 pages 146 à 154

LISTING DU PROGRAMME Voir annexe N° 1

4.2 SELON LA NORME FRANCAISE

4.2.1 PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES AVEC MOMENTS CONNUS

PROGRAMME "POUMCOF:"

PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme calcule les armatures d'une poutre de section rectangulaire ou en forme de TE en trois points différents de la travée (appui de gauche , en travée et à l'appui de droite). Le nombre maximal de travées est fixé à 10.

Nous avons traité deux exemples qui vous permettront de comprendre l'utilisation du programme. Voir annexe 2 pages 155 à 173

LISTING DU PROGRAMME Voir annexe N° 1

4.2.2 PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX SELON LA NORME FRANCAISE

PROGRAMME POTEAU

PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme fait le dimensionnement des poteaux contreventés en calculant les armatures. Le programme ne calcule pas les dimensions de la section du béton. L'effort normal peut être centré ou excentré.

SIGNIFICATION DES DONNEES

f_e = limite élastique de l'acier

f_{c28} = contrainte de compression du béton à 28 jours

b et h les dimensions de la section du béton

l_0 = longueur libre du poteau

l_f = longueur de flambement du poteau

N_u = effort normal sollicitant le poteau

M = le moment fléchissant

UTILISATION DU PROGRAMME voir exemples traités annexe 2 pages 174 à 180

LISTING DU PROGRAMME Voir annexe N° 1

4.2.3 PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES SELON LA NORME FRANCAISE

PROGRAMME "SEMELF"

PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme permet de faire le dimensionnement des semelles sous piliers rectangulaires et des semelles continues sous mur.

SIGNIFICATION DES DONNEES

f_e = limite élastique de l'acier

f_{c28} = contrainte de compression du béton à 28 jours

G = charge permanente non pondérée

Q = surcharge d'exploitation non pondérée

σ_{sol} = pression admissible du sol

a et b sont les dimensions du poteau pour semelles sous poteaux

b = épaisseur du mur pour semelles continues sous murs

UTILISATION DU PROGRAMME voir exemples traités annexe 2 pages 181 à 197

LISTING DU PROGRAMME Voir annexe N° 1

4.2.4 PROGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES CONTINUES SELON LA NORME

FRANCAISE : PROGRAMME "CAMODIF"

PRESENTATION DU PROGRAMME

Le programme permet de calculer les moments fléchissants et efforts tranchants en différents points de la travée et faire par la suite le dimensionnement en flexion et en cisaillement de la poutre selon les règles BAEL 83.

Les travées de la poutre peuvent être avec ou sans consoles, d'inertie constante, mais peut être différente d'une travée à l'autre, de section rectangulaire ou en T. Les charges peuvent être réparties partielles ou totales, triangulaires, trapézoïdales ou rectangulaires ou concentrées fixes. Le nombre maximal de travées est fixé à 10. Les moments sont calculés par la méthode des trois moments ou par la méthode de CAQUOT.

UTILISATION DU PROGRAMME voir exemples traités annexe 2 pages 198 à 202

LISTING DU PROGRAMME Voir annexe N° 1

4.2.5 PROGRAMME DE CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS ET EFFORTS TRANCHANTS

PROGRAMME "CAMOMENT"

PRESENTATION DU PROGRAMME

C'est un programme qui est dérivé du programme précédent. Il permet seulement de calculer les moments fléchissants et efforts tranchants pour chaque

cas de charge donné et pour chaque travée.

EXEMPLES Voir annexe 2 pages 203 à 208

LISTING DU PROGRAMME Voir annexe N° 1

4.2.6 PROGRAMME D'ANALYSE DES POTEAUX ET POUTRES RECTANGULAIRES DIMENSIONNES SELON LA NORME FRANCAISE

PRESENTATION DU PROGRAMME

Comme son nom l'indique, c'est un programme d'analyse. Il permet de faire l'analyse d'une poutre (flexion simple) , l'analyse d'un poteau soumis à un effort excentré dans une seule direction (flexion composée) et l'analyse des poteaux soumis à une flexion déviée (flexion déviée).

EXEMPLES Voir annexe 2 pages 209 à 210

LISTING DU PROGRAMME Voir annexe N° 1

CHAPITRE V : CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le projet de fin d'études nous a permis d'élargir le logiciel EPTBANCAF au dimensionnement des poteaux et semelles aussi bien dans la norme canadienne (CAN3. A23.3 M84) que dans la norme française (AFNOR BAEL 83). Il nous a permis également d'ajouter certains programmes d'analyse à ceux qui existaient déjà et des programmes de dimensionnement des poutres continues selon la norme française (AFNOR BAEL 83). Tous les programmes utilisés dans cette seconde partie du logiciel sont aussi écrits en TURBO PASCAL (Version 4) . Les résultats obtenus par le logiciel sur tous ses points sont conformes aux résultats obtenus dans les livres où les exemples traités sont tirés.

Ce logiciel présente la plupart des dimensionnements qui se font en béton armé aussi bien dans la norme canadienne que dans la norme française. En le comparant aux logiciels existants , par exemple le logiciel BACEL écrit par ARAM SAMIKIAN et EDMOND MIRESCO de l'Ecole de technologie supérieure de l'Université du Québec , on trouve qu'il serait plus utile aux utilisateurs car le bacel n'offre que la possibilité de dimensionnements selon la norme canadienne et de plus il ne présente que des programmes de poutres isolées et de dalles pleines portant dans une direction . Néanmoins, il y a certaines améliorations à apporter encore à EPTBANCAF.

C'est dans cette lancée , que nous souhaitons que l'année prochaine le projet soit poursuivi pour apporter les améliorations suivantes et pour ajouter certains programmes au logiciel EPTBANCAF.

- Possibilité de stockage des résultats d'un dimensionnement.
- Possibilité de stockage des données pour une réimpression future au cas où

L'on ne désirerait pas changer les données précédentes.

- Possibilité d'impression des résultats sur imprimante pour les programmes qui n'en ont pas encore.
- Ecrire un programme de dimensionnement des dalles selon les règles BAEL 83 de la norme française.
- Ecrire un programme de justification à l'état limite de service des sections en béton armé.
- Ecrire un programme de calcul des déformations des poutres de planchers courants en béton armé . Calcul des flèches.
- Accoupler le logiciel EPTBANCAF et le logiciel AUTOCAD pour faire les schémas de ferrailage après le dimensionnement des ouvrages.

A N N E X E S

A N N E X E N o 1

ANNEXE No 2

DIMENSIONNEMENT EN CISAILLEMENT Ver 1.23
CopyRight MartSoft 1990

Par MARTIN ADANDEDJAN Elève ingénieur
Ecole Polytechnique de Thiès

	Valeur n°7	11.3
EFFORT TRANCHANT DE DESIGN (kN): =====>	313.6	
LARGEUR DE LA SECTION (mm): =====>	350.0	
PROFONDEUR UTILE DE LA SECTION (mm): =====>	580.0	
CONTRAINTES DE COMPRESSION DU BETON (MPa): =====>	30.0	
LIMITE D'ELASTICITE DES ETRIERS (MPa): =====>	400.0	
LONGUEUR DE LA POUTRE (mm): =====>	9000.0	
DIAMETRE DES ETRIERS A UTILISER (mm): =====>	11.3	

<===== Pour exécuter Fesez F10 =====>

ETRIERS: BARRES DE DIAMETRE 11.30 mm

ESPACEMENT DES ETRIERS (mm): 210

NOMBRE D'ETRIERS : 43

APPUYEZ SUR UNE TOUCHE POUR SORTIR

DIMENSIONNEMENT EN TORSION / FLEXION / CISAILLEMENT
CopyRight MartSoft 1990

Par MARTIN ADANDEDJAN Elève ingénieur
Ecole Polytechnique de Thiès

PATIENTEZ QUELQUES SECONDES

Torsion par compatibilité = 0

Torsion d'équilibre = 1

Type de torsion = ? 0

ENTREZ LES DONNÉES SUIVANTES

1	La Résistance en compression du béton (en MPa) ----->	30
2	La Contrainte de l'acier (en MPa)----->	400
3	Le Moment De Torsion en (kN.m)----->	27.14
4	Le Moment de flexion en (kN.m)----->	63.5
5	l'Effort tranchant en (kN)----->	57.28
6	La Portée de la POUTRE L en (mm)----->	5000
7	la largeur de la section en (mm)----->	300
8	La hauteur de la section en (mm)----->	400
9	le diamètre des étriers à utiliser en (mm)----->	11.3
10	le diamètre des barres à utiliser en (mm)----->	19.5
11	L'enrobage des barres en mm (enrobage minimal 40 mm)----->	40

Voulez-vous corriger les données?(O/N)
Donnez le numero de correction

5

ENTREZ LES DONNÉES SUIVANTES

1	La Resistance en compression du béton (en MPa) ----->	30
2	La Contrainte de l'acier (en MPa)----->	400
3	Le Moment De Torsion en (kN.m)----->	27.14
4	Le Moment de flexion en (kN.m)----->	63.5
5	l'Effort tranchant en (kN)----->	57.28
6	La Portée de la POUTRE L en (mm)----->	5000
7	la largeur de la section en (mm)----->	300
8	La hauteur de la section en (mm)----->	400
9	le diamètre des étriers à utiliser en (mm)----->	11.3
10	le diamètre des barres à utiliser en (mm)----->	19.5
11	L'enrobage des barres en mm (enrobage minimal 40 mm)----->	40

Voulez-vous corriger les données?(O/N)

TABLEAU DES RESULTATS FINALS		
ETRIERS DE DIAMETRE 11.30 mm : ESPACEMENT UNIFORME DE 120 mm		
BARRES LONGITUDINALES SUPERIEURES :	714.775	mm ²
BARRES LONGITUDINALES INFERIEURES :	400.000	mm ²

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

ANALYSE DES POUTRES EN FORME DE TÊTE
CopyRight MartSoft 1990

Par MARTIN ADANDEDJAN Elève ingénieur
Ecole Polytechnique de Thiès

PATIENTEZ QUELQUES SECONDES

1. POUTRE SYMETRIQUE EN TÊTE SIMPLEMENT APPUYÉE
2. POUTRE SYMETRIQUE EN TÊTE , CONTINUE
3. POUTRE EN FORME DE < L > RENVERSEE
4. POUTRE ISOLEE
5. RETOUR AU MENU

ANNONCER VOTRE CAS --> (1, 2,3,4 ou 5)

1

ENTREZ LES DONNÉES SUIVANTES

DENSITE DU BETON (Béton Normal: 2400Kg/m ³) ----->	2400
LA RÉSISTANCE EN COMPRESSION DU BÉTON (en MPa)----->	30
LA LIMITE D'ÉLASTICITÉ DE L'ACIER (en MPa)----->	400
LA PORTEE DE LA POUTRE (en mm) ----->	16000
L'ÉPAISSEUR DE LA TABLE DE COMPRESSION (en mm)----->	100
LA LARGEUR DE LA NERVURE B _w (en mm)----->	500
LA LARGEUR EFFECTIVE B (en mm) ----->	2000
ESPACEMENT ENTRE LES AXES DES POUTRES ADJACENTES(en mm)---->	1500
DISTANCE LIBRE ENTRE LES POUTRES ADJACENTES (en mm) ---->	1000
LA HAUTEUR UTILE DE LA SECTION D (en mm) ----->	1000
LA HAUTEUR TOTALE DE LA SECTION H (en mm) ----->	1100
LA SECTION D'ARMATURES (en mm ²)----->	10000
VOULEZ-VOUS FAIRE DES CORRECTIONS ?(O/N)	

VOULEZ-VOUS VERIFIER L'ESPACEMENT ? (O/N)

ENTREZ LES DONNÉES SUIVANTES

DIAMETRE DES BARRES (en mm) ----->	35.7
NOMBRE DE BARRES SUR LE LIT ----->	5
DIAMETRE MAXIMAL DES GROS AGREGATS (en mm)---->	20

VOULEZ-VOUS FAIRE DES CORRECTIONS ?(O/N)

ANALYSE DES POUTRES EN FORME DE TE

LA LARGEUR DE LA TABLE DE COMPRESSION N'EST PAS SUFFISANTE

LA DUCTILITE DE LA SECTION EST ASSUREE

LA SECTION SE COMPORTE COMME UNE SECTION EN TE

LA HAUTEUR MINIMALE EST RESPECTEE

ESPACEMENT CORRECT

LE MOMENT RESISTANT EST : 3094.944 kN.m

VOILA LES RESULTATS DE L'ANALYSE

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

ANALYSE DES POUTRES EN FORME DE TE

LA LARGEUR DE LA TABLE DE COMPRESSION N'EST PAS SUFFISANTE

LA DUCTILITE DE LA SECTION EST ASSUREE

LA SECTION SE COMPORTE COMME UNE SECTION EN TE

LA HAUTEUR MINIMALE EST RESPECTEE

LE MOMENT RESISTANT EST : 3094.944 kN.m

VOILA LES RESULTATS DE L'ANALYSE

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Longueur du plus grand côté de la dalle (mm)=? 7000
 Longueur du plus petit côté de la dalle (mm)=? 3300
 Résistance en compression du béton (MPa) =? 30
 CONTRAINTE DE L'ACIER (EN MPa) =? 400
 MASSE VOLUMIQUE DU BÉTON en kg/m³ (Béton Normal:2400kg/m³)=? 2400
 GRANDE PORTÉE ENTRE AXES DE LA TRAVÉE DE RIVE (en mm)=? 3100
 GRANDE PORTÉE ENTRE AXES DE LA TRAVÉE INTÉRIEURE(en mm)=? 3600
 épaisseur de la dalle (mm)= ? 130
 Le nombre de travées = ? 3

M=moment (kN); e= espacement des barres (mm); Ø=diamètre (mm);
 D= hauteur utile (mm)

TRAVÉE No 1

APPUI DE GAUCHE (M,e,Ø,D)=? -4 380 11.3 104

MILIEU (M,e,Ø,D)=? 6.88 *

APPUI DE DROITE (M,e,Ø,D)=? -10.69 280 *
TRAVÉE No 2

APPUI DE GAUCHE (M,e,Ø,D)=? -9.71 *

MILIEU (M,e,Ø,D)=? 7.38 380 *

APPUI DE DROITE (M,e,Ø,D)=? -11.43 280 *
TRAVÉE No 3

APPUI DE GAUCHE (M,e,Ø,D)=? -11.43 *

MILIEU (M,e,Ø,D)=? 8.36 380 *

APPUI DE DROITE (M,e,Ø,D)=? -11.43 280 *

ANALYSE DE LA TRAVÉE N°3

	APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-11.43	8.36	-11.43
DIAM.DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPACE.MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ESPACEMENT CALCULE (mm)	300	385	300
ESPACEMENT REEL (mm)	280 (OK!)	380 (OK!)	280 (OK!)
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00
ARMATURE REELLE (en mm ²)	358.17 (OK!)	263.91 (OK!)	358.17 (OK!)
HAUTEUR UTILE (mm)	104.000	104.000	104.000
ENROBAGE (mm)	20.350 (OK!)	20.350 (OK!)	20.350 (OK!)
EPAIS.MINIMALE DALLE (mm)	129.167	129.167	129.167
EPAIS.REELLE DALLE (mm)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)

OK! = SATISFAISANT

N.S. = NON SATISFAISANT

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

ANALYSE DE LA TRAVÉE N°3

	APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-11.43	8.36	-11.43
DIAM.DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPACE.MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ESPACEMENT CALCULE (mm)	300	385	300
ESPACEMENT REEL (mm)	280 (OK!)	380 (OK!)	280 (OK!)
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00
ARMATURE REELLE (en mm ²)	358.17 (OK!)	263.91 (OK!)	358.17 (OK!)
HAUTEUR UTILE (mm)	104.000	104.000	104.000
ENROBAGE (mm)	20.350 (OK!)	20.350 (OK!)	20.350 (OK!)
EPAIS.MINIMALE DALLE (mm)	129.167	129.167	129.167
EPAIS.REELLE DALLE (mm)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)

OK! = SATISFAISANT

N.S. = NON SATISFAISANT

APPUYEZ SUR < ESC > POUR SORTIR

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Longueur du plus grand côté de la dalle (mm)=? 7000
 Longueur du plus petit côté de la dalle (mm)=? 3300
 Résistance en compression du béton (MPa) =? 30
 CONTRAINTE DE L'ACIER (EN MPa) =? 400
 MASSE VOLUMIQUE DU BÉTON en kg/m³ (Béton Normal:2400kg/m³)=? 2400
 GRANDE PORTÉE ENTRE AXES DE LA TRAVÉE DE RIVE (en mm)=? 3100
 GRANDE PORTÉE ENTRE AXES DE LA TRAVÉE INTÉRIEURE(en mm)=? 3600
 épaisseur de la dalle (mm)= ? 130
 Le nombre de travées = ? 3

M=moment (kN); e= espacement des barres (mm); Ø=diamètre (mm);
 D= hauteur utile (mm)

TRAVÉE No 1

APPUI DE GAUCHE (M,e,Ø,D)=? -4 380 11.3 104

MILIEU (M,e,Ø,D)=? 6.88 380 11.3 100

APPUI DE DROITE (M,e,Ø,D)=? -10.69 260 11.3 110

TRAVÉE No 2

APPUI DE GAUCHE (M,e,Ø,D)=? -9.71 280 11.3 104

MILIEU (M,e,Ø,D)=? 7.38 380 *

APPUI DE DROITE (M,e,Ø,D)=? -11.43 290 *

TRAVÉE No 3

APPUI DE GAUCHE (M,e,Ø,D)=? -11.43 280 *

MILIEU (M,e,Ø,D)=? 8.36 380 *

APPUI DE DROITE (M,e,Ø,D)=? -11.43 240 *

ANALYSE DE LA TRAVÉE N°1

	APPUI GAUCHE	EN TRAVÉE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-4.00	6.88	-10.69
DIAM.DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPAC.MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ESPACEMENT CALCULE (mm)	385	385	321
ESPACEMENT REEL (mm)	380 (OK!)	380 (OK!)	260 (OK!)
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00
ARMATURE REELLE (en mm ²)	263.91 (OK!)	263.91 (OK!)	385.72 (OK!)
HAUTEUR UTILE (mm)	104.000	100.000	110.000
ENROBAGE (mm)	20.350 (OK!)	24.350 (OK!)	14.350 (N.S.)
EPAIS.MINIMALE DALLE (mm)	129.167	129.167	129.167
EPAIS.REELLE DALLE (mm)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)

OK! = SATISFAISANT

N.S. = NON SATISFAISANT

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

ANALYSE DE LA TRAVÉE N°2

	APPUI GAUCHE	EN TRAVÉE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-9.71	7.38	-11.43
DIAM.DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPAC.MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ESPACEMENT CALCULE (mm)	355	385	300
ESPACEMENT REEL (mm)	280 (OK!)	380 (OK!)	290 (OK!)
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00
ARMATURE REELLE (en mm ²)	358.17 (OK!)	263.91 (OK!)	345.82 (OK!)
HAUTEUR UTILE (mm)	104.000	104.000	104.000
ENROBAGE (mm)	20.350 (OK!)	20.350 (OK!)	20.350 (OK!)
EPAIS.MINIMALE DALLE (mm)	129.167	129.167	129.167
EPAIS.REELLE DALLE (mm)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)

OK! = SATISFAISANT

N.S. = NON SATISFAISANT

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

ANALYSE DE LA TRAVÉE N°3

	APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-11.43	8.36	-11.43
DIAM.DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPAC.MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ESPACEMENT CALCULE (mm)	300	385	300
ESPACEMENT REEL (mm)	280 (OK!)	380 (OK!)	240 (OK!)
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00
ARMATURE REELLE (en mm ²)	358.17 (OK!)	263.91 (OK!)	417.86 (OK!)
HAUTEUR UTILE (mm)	104.000	104.000	104.000
ENROBAGE (mm)	20.350 (OK!)	20.350 (OK!)	20.350 (OK!)
EPAIS.MINIMALE DALLE (mm)	129.167	129.167	129.167
EPAIS.REELLE DALLE (mm)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)

OK! = SATISFAISANT

N.S. = NON SATISFAISANT

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

ANALYSE DE LA TRAVÉE N°3

	APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-11.43	8.36	-11.43
DIAM.DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPAC.MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ESPACEMENT CALCULE (mm)	300	385	300
ESPACEMENT REEL (mm)	280 (OK!)	380 (OK!)	240 (OK!)
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00
ARMATURE REELLE (en mm ²)	358.17 (OK!)	263.91 (OK!)	417.86 (OK!)
HAUTEUR UTILE (mm)	104.000	104.000	104.000
ENROBAGE (mm)	20.350 (OK!)	20.350 (OK!)	20.350 (OK!)
EPAIS.MINIMALE DALLE (mm)	129.167	129.167	129.167
EPAIS.REELLE DALLE (mm)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)	130.000 (OK!)

OK! = SATISFAISANT

N.S. = NON SATISFAISANT

APPUYEZ SUR < ESC > POUR SORTIR

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

EPTBAMCAF

POTEAUX SELON
LA NORME
CANADIENNE

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

- 1- EFFORT NORMAL CENTRE
- 2- EFFORT NORMAL EXCENTRE
- 3- RETOUR AU MENU

FAITES UN CHOIX

(1,2 ou 3) 1

fig 4.1.5.a1

Connaissez-vous les deux moments d'extrémité du Poteau ? (O/N)

ESTIMATION DE LA VALEUR DE L'EXPRESSION $34-12 \cdot M1/M2$

1. POTEAU INTERIEUR SUPPORTANT DES TRAVEES ADJACENTES DE MEMES LONGUEURS APPROXIMATIVES.
2. POTEAU INTERIEUR SUPPORTANT DES TRAVEES ADJACENTES DE LONGUEURS FORT DIFFERENTES.
3. POTEAU INTERIEUR SOUS LE TOIT OU AU NIVEAU DES SEMELLES
4. POTEAU DE RIVE

ANNONCEZ VOTRE CAS --> (1,2,3 ou 4) 1

fig. 4.1.5.b1

Entrez la longueur libre non soutenue du poteau 3000 mm

Entrez la valeur du coefficient de flambement k ($k = 1$ par défaut)
 $k = 0.9$

fig. 4.1.5.01

$f_y = 400$ MPa $f'_c = 30$ MPa $b =$ mm $h =$ mm

$P_f = 6500$ kN

$P_r =$ kN

$A_{st}/A_g =$



$A_g =$ mm²

$A_{st} =$ mm²

fig. 4.1.5.11

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b =$ mm	$h =$ mm
$P_f = 6500$	<div style="border: 1px solid black; padding: 10px; margin: 0 auto; width: 80%;"> <p>LES DIMENSIONS DE LA SECTION DU BETON SONT CONNUES</p> <p>1. OUI</p> <p>2. NON</p> <p>ANNONCEZ VOTRE CAS --> (1 ou 2) 2</p> </div>		
$A_g =$			

fig. 4.1.5. e2

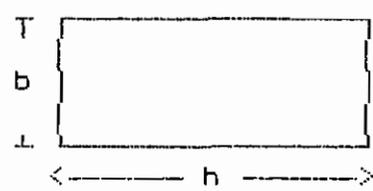
$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 650$ mm	$h = 700$ mm
$P_f = 6500$ kN	$F_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 0 auto; width: 80%;"> <p>cette section du béton vous convient-elle ? (O/N)</p> </div>			
			
$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²		

fig. 4.1.5. f1

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 600$ mm	$h = 700$ mm
$P_f = 6500$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
<div style="border: 1px solid black; display: inline-block; padding: 5px;">cette section du béton vous convient-elle ? (O/N)</div>			
			
$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²		

fig. 4.1.5. g1

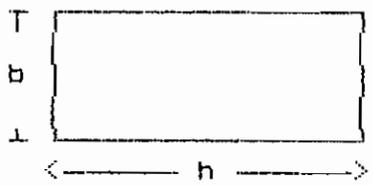
$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 600$ mm	$h = 650$ mm
$P_f = 6500$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
<div style="border: 1px solid black; display: inline-block; padding: 5px;">cette section du béton vous convient-elle ? (O/N)</div>			
			
$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²		

fig. 4.1.5. h1

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 550$ mm	$h = 650$ mm
-----------------	-----------------	--------------	--------------

$P_f = 6500$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$
-----------------	------------	----------------

cette section du béton vous convient-elle ? (O/N)



$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²
-------------------------	----------------------------

fig. 4.1.5. i1

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 550$ mm	$h = 600$ mm
-----------------	-----------------	--------------	--------------

$P_f = 6500$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$
-----------------	------------	----------------

cette section du béton vous convient-elle ? (O/N)



$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²
-------------------------	----------------------------

fig. 4.1.5. j1

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 550$ mm	$h = 550$ mm
$P_f = 6500$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
<div style="border: 1px solid black; display: inline-block; padding: 5px;">cette section du béton vous convient-elle ? (O/N)</div>			
			
$A_g =$ mm ²		$A_{st} =$ mm ²	

fig. 4.1.5. k1

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 500$ mm	$h = 600$ mm
$P_f = 6500$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
<div style="border: 1px solid black; display: inline-block; padding: 5px;">cette section du béton vous convient-elle ? (O/N)</div>			
			
$A_g =$ mm ²		$A_{st} =$ mm ²	

fig. 4.1.5. l1

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 500$ mm	$h = 600$ mm
$P_f = 6500$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
<p>De sont les dimensions minimales de béton que l'on peut avoir compte tenu de l'une des exigences du code qui veut que la proportion d'armatures soit inférieure à 0.04.</p> <p>La proportion d'armatures est égale à 0.04 . Si ces dimensions ne vous conviennent pas, l'exécution du logiciel sera suspendue.</p>			
A_g	Cette section du béton vous convient-elle ? (O/N)		

fig. 4.1.5. n1

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 500$ mm	$h = 600$ mm
$P_f = 6500$ kN	$P_r = 6555$ kN	$A_{st}/A_g = 0.0370$	
<div style="border: 1px solid black; display: inline-block; padding: 5px;">POTEAU COURT</div>			
$A_g = 300000$ mm ²	$A_{st} = 11100$ mm ²		

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

fig 4.1.5. m1

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 500$ mm	$h = 600$ mm
$P_f = 6500$ kN	$P_r = 6789$ kN	$A_{st}/A_g = 0.0400$	
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 20px;">POTEAU COURT</div> <div style="text-align: center;"> T  b h </div> </div>			
$A_g = 300000$ mm ²	$A_{st} = 12000$ mm ²		

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

fig. 4.1.5.01

EPT BANCAF : LOGICIEL DE DIMENSIONNEMENT EN BETON ARME

MENU PRINCIPAL

NORMES LECTEUR DE TRAVAIL EXIT

fig. 4.1.5.91

EPTBANCAF

POTEAUX SELON LA NORME CANADIENNE

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

- 1- EFFORT NORMAL CENTRE
- 2- EFFORT NORMAL EXCENTRE
- 3- RETOUR AU MENU

FAITES UN CHOIX

(1,2 ou 3) 1

Connaissez-vous les deux moments d'extrémité du Poteau ? (O/N)

Entrez les moments suivants en kN.m

Moment pondéré d'extrémité numériquement le plus grand, M2 268.5
Moment pondéré d'extrémité numériquement le plus petit, M1 150

Entrez la longueur libre non soutenue du poteau 3000 mm

Entrez la valeur du coefficient de flambement k (k = 1 par défaut)
k = 0.9

fig. 4.1.5.91

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b =$ mm	$h =$ mm
$P_f = 6500$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	

$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²
-------------------------	----------------------------

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b =$ mm	$h =$ mm
-----------------	-----------------	----------	----------

$P_f = 6500$	<div style="border: 1px solid black; padding: 10px; text-align: center;"> <p>LES DIMENSIONS DE LA SECTION DU BETON SONT CONNUES</p> <p>1. OUI</p> <p>2. NON</p> <p>ANNONCEZ VOTRE CAS --> (1 ou 2) 1</p> </div>
--------------	---

$A_g =$

fig 4.1.5.r1

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 500$ mm	$h = 600$ mm
$P_f = 6500$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
			
$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²		

fig. 4.1.5. s1

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 500$ mm	$h = 600$ mm
$P_f = 6500$ kN	$P_r = 6555$ kN	$A_{st}/A_g = 0.0370$	
POTEAU COURT			
$A_g = 300000$ mm ²	$A_{st} = 11100$ mm ²		

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

fig. 4.1.5. t1

E P T B A N C A F

P O T E A U X S E L O N

L A N O R M E

C A N A D I E N N E

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

- 1- EFFORT NORMAL CENTRE
- 2- EFFORT NORMAL EXCENTRE
- 3- RETOUR AU MENU

FAITES UN CHOIX

(1,2 ou 3) 2

fig 4.1.5. a2

Connaissez-vous les deux moments d'extrémité du Poteau ? (O/N)

Entrez les moments suivants en kN.m

Moment pondéré d'extrémité numériquement le plus grand, M2 268.5
Moment pondéré d'extrémité numériquement le plus petit, M1 150

Entrez la longueur libre non soutenue du poteau 4000 mm

Entrez la valeur du coefficient de flambement k (k = 1 par défaut)
k = 0.9

fig. 4.1.5. 52

DISPOSITIONS DES ARMATURES

1. BARRES SUR LES DEUX FACES PARALLELES A L'AXE
2. BARRES SUR LES QUATRE FACES
3. BARRES SUR LES DEUX FACES PERPENDICULAIRES A L'AXE

ANNONCER VOTRE CAS --> (1, 2 ou 3) 2

fig. 4.1.5.c2

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b =$ mm	$h =$ mm
$P_f = 2237$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
enrobage = 40 mm	$M_2 = 268.500$ kN.m	Barres N°35	
$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²		

fig. 4.1.5.d2

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b =$ mm	$h =$ mm
$P_f = 2237$	<div style="border: 1px solid black; padding: 10px; margin: 0 auto; width: 80%;"> <p>LES DIMENSIONS DE LA SECTION DU BETON SONT CONNUES</p> <p>1. OUI</p> <p>2. NON</p> <p>ANNONCEZ VOTRE CAS --> (1 ou 2) 1</p> </div>		
enrobage =			
$A_g =$			

fig. 4.1.5.e2

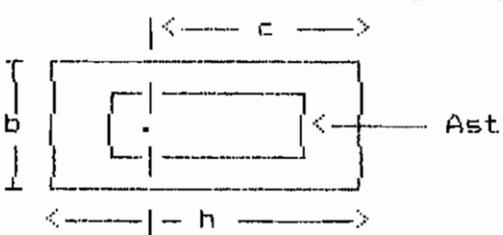
$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 400$ mm	$h = 450$ mm
$P_f = 2237$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
enrobage = 40 mm	$M_2 = 268.500$ kN.m	Barres N° 35	
			
$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²		

fig. 4.1.5.f2

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 400$ mm	$h = 450$ mm
$P_f = 2237$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
enrobage = 40 mm	$M_2 = 268.500$ kN.m	Barres N° 35	
$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²		
Patientez quelques instants , Calculs ...			

fig. 4.1.5. g2

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 400$ mm	$h = 450$ mm
$P_f = 2237$ kN	$P_r = 2286$ kN	$A_{st}/A_g = 0.0222$	
enrobage = 40 mm	$M_f = 268.500$ kN.m	4 Barres N° 35	
POTEAU COURT		barres sur 4 faces 2 barres n° 35 sur chaque face	
$A_g = 180000$ mm ²	$A_{st} = 4000$ mm ²		
Section Partiellement Comprimée, axe neutre ($c = 343$ mm)			

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

fig. 4.1.5. h2

EPTBARWCAF

POTEAU SELON
LA NORME
CANADIENNE

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

- 1- EFFORT NORMAL CENTRE
- 2- EFFORT NORMAL EXCENTRE
- 3- RETOUR AU MENU

FAITES UN CHOIX

(1,2 ou 3) 2

fig. 4.1.5. i3

Connaissez-vous les deux moments d'extrémité du Poteau ? (O/N)

ESTIMATION DE LA VALEUR DE L'EXPRESSION $34-12 \cdot M1/M2$

1. POTEAU INTERIEUR SUPPORTANT DES TRAVEES ADJACENTES DE MEMES LONGUEURS APPROXIMATIVES.
2. POTEAU INTERIEUR SUPPORTANT DES TRAVEES ADJACENTES DE LONGUEURS FORT DIFFERENTES.
3. POTEAU INTERIEUR SOUS LE TOIT OU AU NIVEAU DES SEMELLES
4. POTEAU DE RIVE

ANNONCEZ VOTRE CAS --> (1,2,3 ou 4) 1

fig. 4.1.5. k3

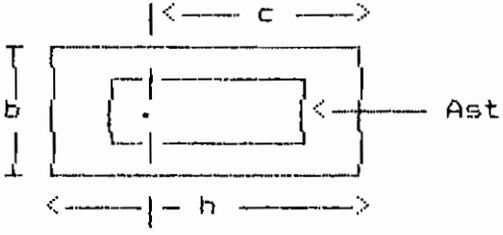
Entrez la longueur libre non soutenue du poteau 6000 mm

Entrez la valeur du coefficient de flambement k ($k = 1$ par défaut)
 $k = 0.9$

DISPOSITIONS DES ARMATURES

1. BARRES SUR LES DEUX FACES PARALLELES A L'AXE
2. BARRES SUR LES QUATRE FACES
3. BARRES SUR LES DEUX FACES PERPENDICULAIRES A L'AXE

ANNONCER VOTRE CAS --> (1, 2 ou 3) 2

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b =$ mm	$h =$ mm
$P_f = 3000$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
enrobage = 40 mm	$M_2 = 235$ kN.m	Barres N°35	
			
$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²		

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b =$ mm	$h =$ mm
$P_f = 3000$	<div style="border: 1px solid black; padding: 10px; width: fit-content; margin: 0 auto;"> <p>LES DIMENSIONS DE LA SECTION DU BETON SONT CONNUES</p> <p>1. OUI</p> <p>2. NON</p> <p>ANNONCEZ VOTRE CAS --> (1 ou 2) 1</p> </div>		
enrobage =			
$A_g =$			

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 450$ mm	$h = 450$ mm
$P_f = 3000$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
enrobage = 40 mm	$M_2 = 235$ kN.m	Barres N°35	

$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²
-------------------------	----------------------------

$f_y = 400$ MPa	$f'_c = 30$ MPa	$b = 450$ mm	$h = 450$ mm
$P_f = 3000$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	

Entrez la valeur de β_d ($\beta_d = 0$ par défaut)

$\beta_d =$ la valeur absolue du rapport du moment maximal dû à la charge permanente pondérée au moment maximal dû à la charge totale pondérée

$\beta_d = 0.136$

$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²
-------------------------	----------------------------

Patientez quelques instants , Calculs ...

fig. 4.1.5. ii

$f_y = 400$ MPa	$f'c = 30$ MPa	$b = 450$ mm	$h = 450$ mm
$P_f = 3000$ kN	$P_r =$ kN	$A_{st}/A_g =$	
enrobage = 40 mm	$M_2 = 235$ kN.m	Barres N° 35	

$A_g =$ mm ²	$A_{st} =$ mm ²
-------------------------	----------------------------

Patientez quelques instants , Calculs ...

fig. 4.1.5. k2

$f_y = 400$ MPa	$f'c = 30$ MPa	$b = 450$ mm	$h = 450$ mm
$P_f = 3000$ kN	$P_r = 3153$ kN	$A_{st}/A_g = 0.0395$	
enrobage = 40 mm	$M_f = 334.049$ kN.m	8 Barres N° 35	

POTEAU ELANCE

barres sur 4 faces
 3 barres n° 35
 sur chaque face

$A_g = 202500$ mm ²	$A_{st} = 8000$ mm ²
--------------------------------	---------------------------------

Section Partiellement Comprimée, axe neutre ($c = 349$ mm)

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

fig. 4.1.5. l2

EPTBAWCAF

SEMELLE SELOW LA NORME CANADIENNE

PROJET DE FIN D'ETUDE
Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN
Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

- 1- SEMELLE RECTANGULAIRE
 - 2- SEMELLE CARREE ISOLEE
 - 3- SEMELLE SOUS MUR
- FAITES UN CHOIX
(1,2 ou 3) 2

fig. 4.1.6.a1

SEMELLE CARREE ISOLEE

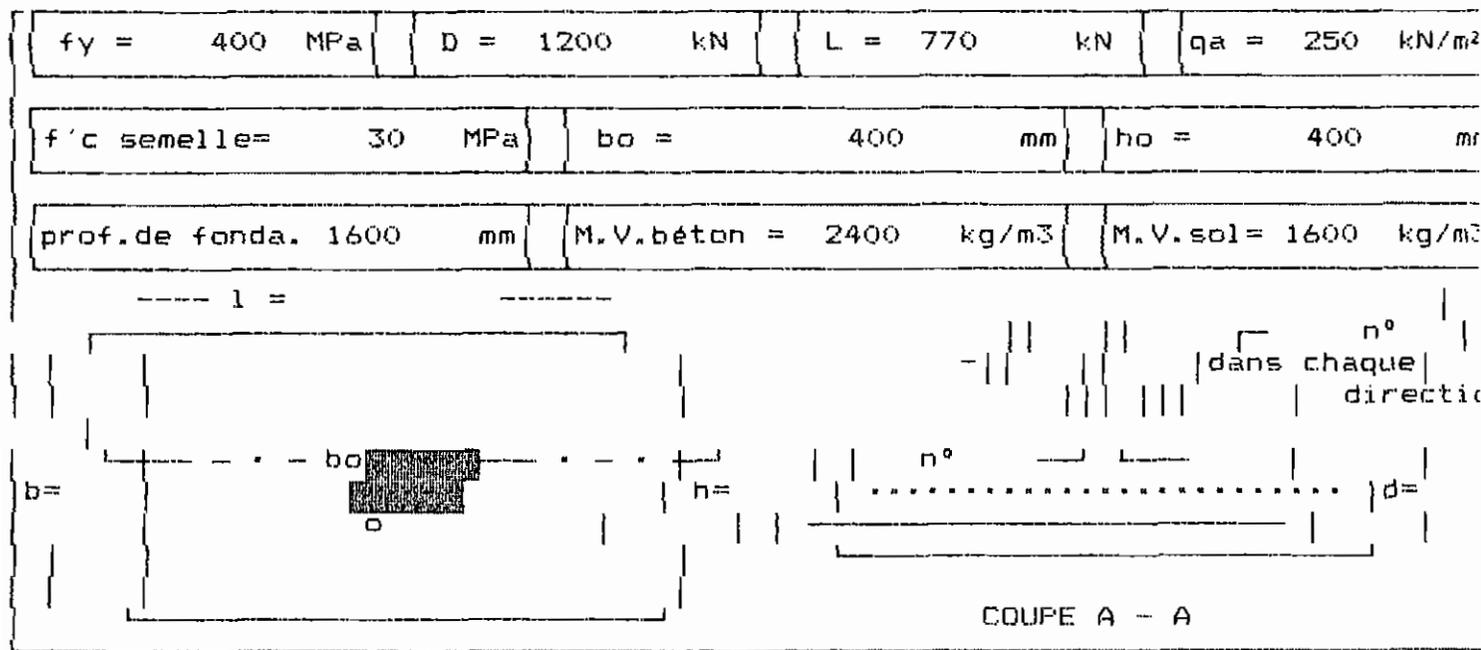


fig. 4.1.6.b1

SEMELLE CARRÉE ISOLÉE

fy = 400 MPa	D = 1200 kN	L = 770 kN	qa = 250 kN/m ²
f'c semelle = 30 MPa	bo = 400 mm	ho = 400 mm	

prof. de fonda.	Choisissez une hauteur pour la semelle en mm 600	kg/m ³
-----------------	--	-------------------

b =

bo

h =

n°

d =

COUPE A - A

fig. 4.1.6. c1

fy = 400	Ancrage des barres longitudinales et transversales	/m ²
f'c semelle =	Compte tenu de la longueur disponible pour l'ancrage des barres, vous ne pouvez qu'utiliser des barres de diamètre inférieur à 33.440 mm .	mm
prof. de fonda.		/m ³

b =

Vous pouvez également augmenter la largeur de la semelle (3.00 m) si vous ne disposez que des barres de diamètre supérieur à 33.440 mm .

Appuyez sur une touche pour continuer

aque
rior

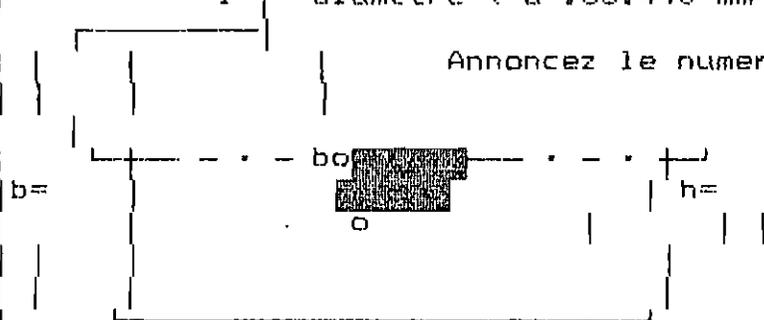
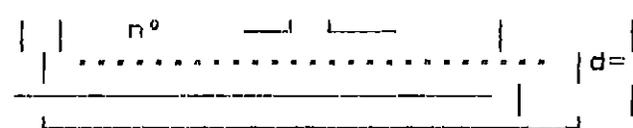
fig. 4.1.6. d1

SEMELLE CARRÉE

fy = 400 MPa	D = 1200 kN	L = 770
f'c semelle = 30 MPa	bo = 400 m	
prof. de fonda.	Voulez-vous utiliser des barres de diamètre < à : 33.440 mm ? (O/N)	

RAPPEL DES BARRES	
barres	diamètres
N°10	11.3 mm
N°15	16.0 mm
N°20	19.5 mm
N°25	25.2 mm
N°30	29.9 mm
N°35	35.7 mm
N°45	43.7 mm

Annoncez le numero des barres à utiliser 20

COUPE A - A

fig. 4.1.6.11

fy = 400	Ancrage des goujons
f'c semelle =	Compte tenu de la longueur disponible pour l'ancrage des goujons vous ne pouvez qu'utiliser des barres de diamètre inférieur à 28.210 mm .
prof. de fonda.	Vous pouvez également augmenter la hauteur de la semelle (620.00 mm) si vous ne disposez que des barres de diamètre supérieur à 28.210 mm .

Appuyez sur une touche pour continuer

fig. 4.1.6.11

SEMELLE CARRÉE

$f_y = 400$ MPa	$D = 1200$ kN	$L = 770$	RAPPEL DES BARRES <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>barres</th> <th>diamètres</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>N°10</td><td>11.3 mm</td></tr> <tr><td>N°15</td><td>16.0 mm</td></tr> <tr><td>N°20</td><td>19.5 mm</td></tr> <tr><td>N°25</td><td>25.2 mm</td></tr> <tr><td>N°30</td><td>29.9 mm</td></tr> <tr><td>N°35</td><td>35.7 mm</td></tr> <tr><td>N°45</td><td>43.7 mm</td></tr> </tbody> </table>	barres	diamètres	N°10	11.3 mm	N°15	16.0 mm	N°20	19.5 mm	N°25	25.2 mm	N°30	29.9 mm	N°35	35.7 mm	N°45	43.7 mm
barres	diamètres																		
N°10	11.3 mm																		
N°15	16.0 mm																		
N°20	19.5 mm																		
N°25	25.2 mm																		
N°30	29.9 mm																		
N°35	35.7 mm																		
N°45	43.7 mm																		
$f'c$ semelle = 30 MPa	$b_0 = 400$ mm																		
prof. de fonda.	Voulez-vous utiliser des barres de diamètre $< \lambda : 28.210$ mm ? (O/N)																		
	Annoncez le numero des barres à utiliser 15																		
		chaque direction																	

COUPE A - A

Fig. 4.1.6.g1

SEMELLE CARRÉE ISOLÉE

$f_y = 400$ MPa	$D = 1200$ kN	$L = 770$ kN	$q_a = 250$ kN/m ²
$f'c$ semelle = 30 MPa	$b_0 = 400$ mm	$h_0 = 400$ mm	
prof. de fonda. 1600 mm	M.V. béton = 2400 kg/m ³	M.V. sol = 1600 kg/m ³	

$l = 3000$

COUPE A - A

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Fig. 4.1.6.h1

SEMELLE CARREE ISOLEE

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

$D = 1200 \text{ KN}$

$L = 770 \text{ KN}$

$q_a = 250 \text{ kg/m}^2$

$f_c \text{ semelle} = 30 \text{ MPa}$

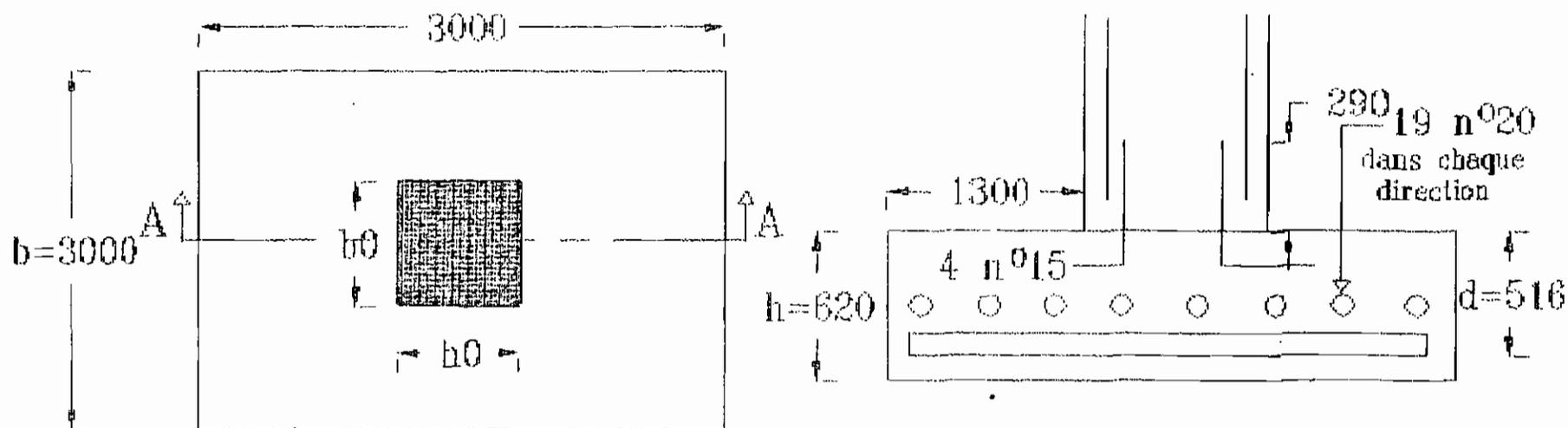
$b_0 = 400 \text{ mm}$

$h_0 = 400 \text{ mm}$

prof. de fondation = 1600 mm

M.V. beton = 2400 kg/m³

M.V. sol = 1600 kg/m³



Coupe A-A

135

EPTBAWCAF

SEMELLE SELON LA NORME CANADIENNE

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

- 1- SEMELLE RECTANGULAIRE
- 2- SEMELLE CARREE ISOLEE
- 3- SEMELLE SOUS MUR

FAITES UN CHOIX

(1,2 ou 3) 1

fig. 4.1.6. a2

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_y = 400$ MPa | $D = 1850$ kN | $L = 1400$ kN | $q_a = 300$ kN/m²

f'_c semelle = 30 MPa | $b_o = 450$ mm | $h_o = 450$ mm

prof. de fonda. 1400 mm | M.V. béton = 2400 kg/m³ | M.V. sol = 1600 kg/m³

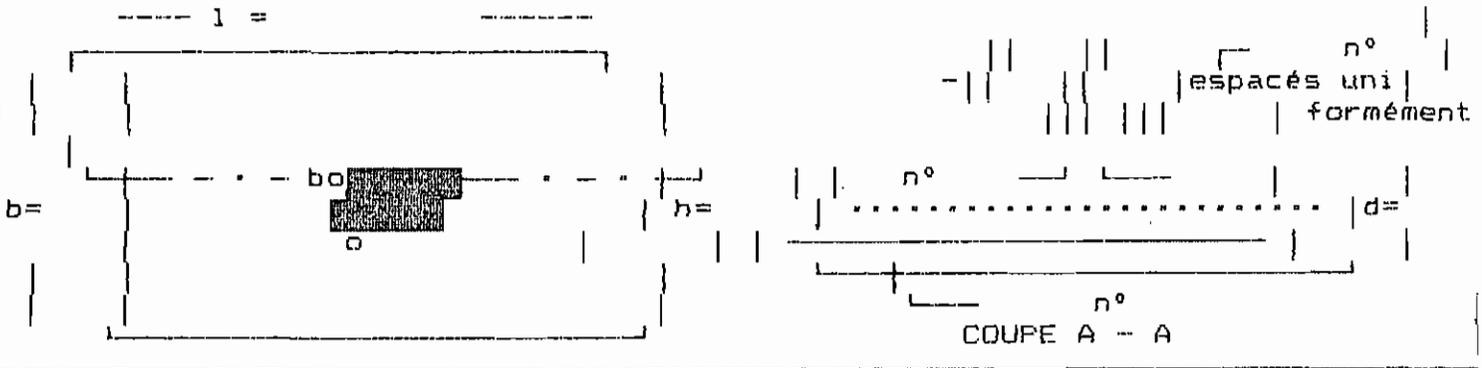


fig. 4.1.6. b2

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_y = 400$ MPa	$D = 1850$ kN	$L = 1400$ kN	$q_a = 300$ kN/m ²
$f'c$ semelle = 30 MPa	$b_o = 450$ mm	$h_o = 450$ mm	
prof. de fonda.	Choisissez une hauteur pour la semelle en mm 800		kg/m ³
			n° es un: ément

fig. 4.1.6. C2

$f_y = 400$	Ancrage des barres longitudinales et transversales	/m ²	
$f'c$ semelle =	Compte tenu de la longueur disponible pour l'ancrage des barres, vous ne pouvez qu'utiliser des barres de diamètre inférieur à 33.098 mm .	mm	
prof. de fonda.		/m ³	
			n° un: ent
Vous pouvez également augmenter la largeur de la semelle (3.00 m) si vous ne disposez que des barres de diamètre supérieur à 33.098 mm .			
Appuyez sur une touche pour continuer			

fig. 4.1.6. d2

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_y = 400$ MPa	$D = 1850$ kN	$L = 1400$
$f'c$ semelle = 30 MPa	$b_o = 450$ mm	
prof. de fonda. = 1	Voulez-vous utiliser des barres de diamètre $< \lambda : 33.098$ mm ? (O/N)	

RAPPEL DES BARRES

barres	diamètres
N°10	11.3 mm
N°15	16.0 mm
N°20	19.5 mm
N°25	25.2 mm
N°30	29.9 mm
N°35	35.7 mm
N°45	43.7 mm

Annoncez le numero des barres à utiliser 25

$b =$ b_o $h =$

n° $d =$

COUPE A - A

fig. 4.1.6. f2

SEMELLE

$f_y = 400$	Ancrage des goujons
$f'c$ semelle =	Compte tenu de la longueur disponible pour l'ancrage des goujons vous ne pouvez qu'utiliser des barres de diamètre inférieur à 37.205 mm.
prof. de fonda. = 1	Vous pouvez également augmenter la hauteur de la semelle (790.00 mm) si vous ne disposez que des barres de diamètre supérieur à 37.205 mm.

Appuyez sur une touche pour continuer

fig. 4.1.6. g2

SEMELLE RECTANGULAIRE

fy = 400 MPa	D = 1850 kN	L = 1400
f'c semelle = 30 MPa	bo = 450 mm	
prof. de fonda. = 1400 mm	M.V. béton = 2400 kg/m ³	
		M.V. sol = 1600 kg/m ³

----- l

b = bo h =

RAPPEL DES BARRES

barres	diamètres
N°10	11.3 mm
N°15	16.0 mm
N°20	19.5 mm
N°25	25.2 mm
N°30	29.9 mm
N°35	35.7 mm
N°45	43.7 mm

Voulez-vous utiliser des barres de diamètre < à : 37.205 mm ? (O/N)

Annoncez le numero des barres à utiliser 20

b=3000 bo h=790

COUPE A - A

1775 23 n° 25
| espaces uni |
| 350 | formement

4 n° 20 d = 680

16 n° 25

Fig. 4.1.6. h2

SEMELLE RECTANGULAIRE

fy = 400 MPa	D = 1850 kN	L = 1400 kN	qa = 300 kN/m ²
f'c semelle = 30 MPa	bo = 450 mm	ho = 450 mm	
prof. de fonda. = 1400 mm	M.V. béton = 2400 kg/m ³		M.V. sol = 1600 kg/m ³

----- l = 4000

b=3000 bo h=790

COUPE A - A

1775 23 n° 25
| espaces uni |
| 350 | formement

4 n° 20 d = 680

16 n° 25

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Fig. 4.1.6. c2

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_y = 400 \text{ MPa}$

$D = 1850 \text{ KN}$

$L = 1400 \text{ KN}$

$q_a = 300 \text{ KN/m}^2$

$f'_c \text{ semelle} = 30 \text{ Mpa}$

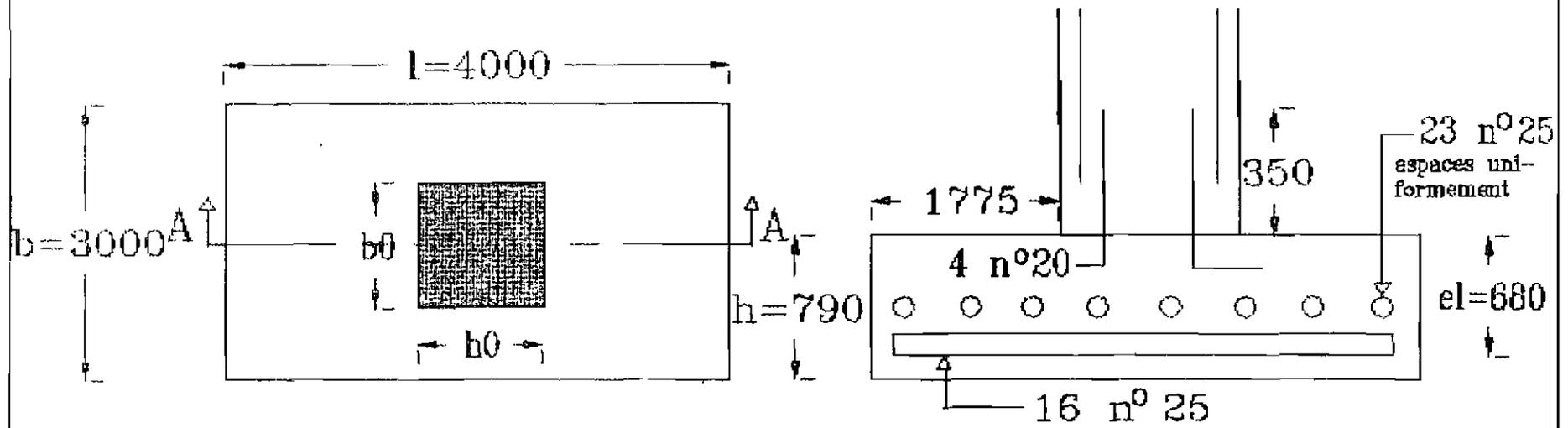
$b_0 = 450 \text{ mm}$

$h_0 = 450 \text{ mm}$

prof. de fonda.: 1400 mm

M.V. beton = 2400 kg/m^3

M.V. sol = 1600 kg/m^3



Coupe A-A

1/40

EPTBAWCAF

SEMELLE SELON LA NORME CANADIENNE

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

- 1- SEMELLE RECTANGULAIRE
- 2- SEMELLE CARREE ISOLEE
- 3- SEMELLE SOUS MUR

FAITES UN CHOIX

(1,2 ou 3) 3

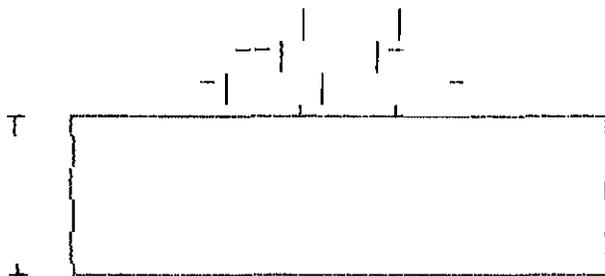
fig. 4.1.6. a3

SEMELLE SOUS MUR

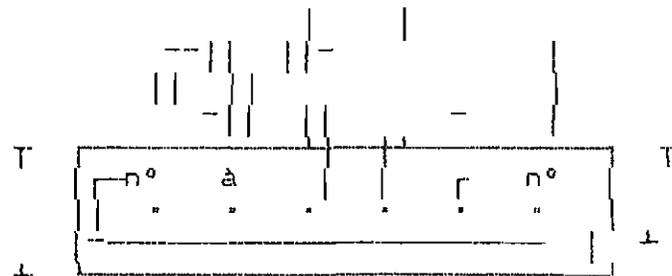
$f_y = 400$ MPa	$D = 250$ mm	$L = 150$ mm	$q_a = 300$ kN/m ²
-----------------	--------------	--------------	-------------------------------

f'_c semelle = 30 MPa	épaisseur du mur 300 mm
-------------------------	-------------------------

prof. de fonda. 1400 mm	M.V. béton = 2400 kg/m ³	M.V. sol = 1600 kg/m ³
-------------------------	-------------------------------------	-----------------------------------



SEMELLE EN BETON NON ARME



SEMELLE EN BETON ARME

fig. 4.1.6. b3

SEMELLE SOUS MUR

fy = 400 MPa	D = 250 kN	L = 150 kN	qa = 300 kN/m ²
f'c semelle = 30 MPa	épaisseur du mur 300 mm		
prof. de fonda.	Choisissez une hauteur pour la semelle en mm 600		
T L	T L	T L	T L
SEMELLE EN BETON NON ARME	SEMELLE EN BETON ARME		kg/m ³

fig. 4.1.6. C3

fy = 400	Ancrage des barres longitudinales et transversales	/m ²
f'c semelle =	Compte tenu de la longueur disponible pour l'ancrage des barres, vous ne pouvez qu'utiliser des barres de diamètre inférieur à 21.892 mm .	/m ³
prof. de fonda.		T L
T 600 L	SEMELLE	T L
	Appuyez sur une touche pour continuer	

fig. 4.1.6 d3

SEMELLE SOUS

□ □ □ □ □

$f_y = 400$ MPa | $D = 250$ kN | $L = 150$

$f'c$ semelle = 30 MPa | épaisseur du mur 300 mm

prof. de fonda.
 Voulez-vous utiliser des barres de diamètre < à : 21.892 mm ? (O/N)

RAPPEL DES BARRES

barres	diamètres
N°10	11.3 mm
N°15	16.0 mm
N°20	19.5 mm
N°25	25.2 mm
N°30	29.9 mm
N°35	35.7 mm
N°45	43.7 mm

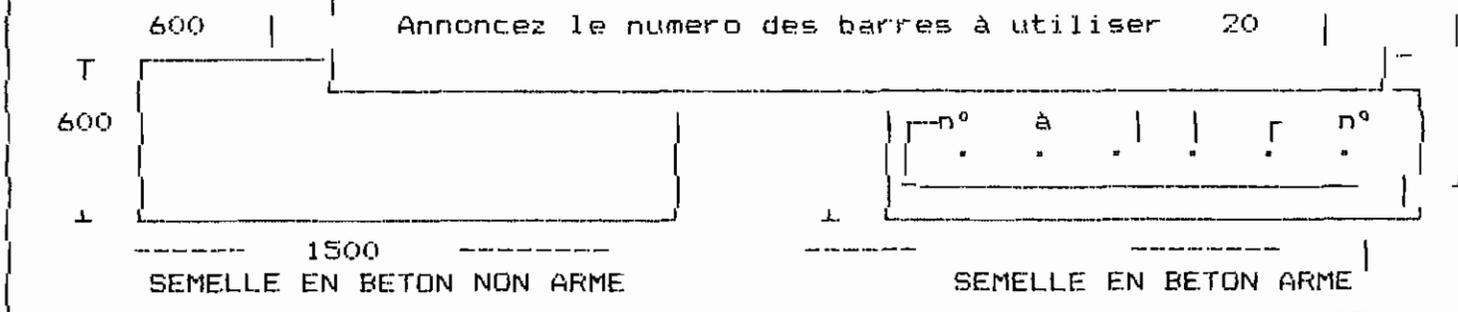


fig. 4.1.6. e3

SEMELLE SOUS MUR

□ □ □ □ □

$f_y = 400$ MPa | $D = 250$ kN | $L = 150$ kN

$q_a = 300$ kN/m²

$f'c$ semelle = 30 MPa | épaisseur du mur 300 mm

prof. de fonda.
 Choisissez le numéro des armatures de repartition 15

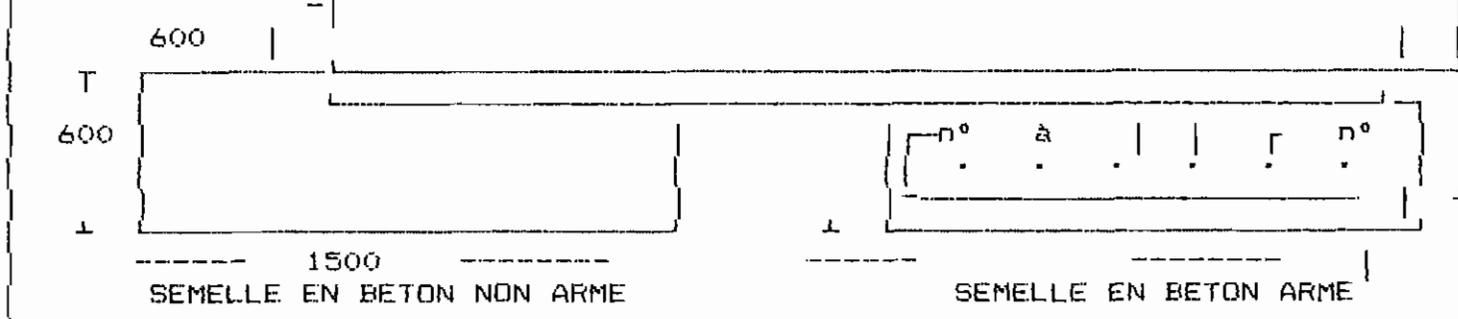


fig. 4.1.6. f3

SEMELLE SOUS MUR

$f_y = 400$ MPa	$D = 250$ kN	$L = 150$ kN	$q_a = 300$ kN/m ²
$f'c$ semelle = 30 MPa	épaisseur du mur 300 mm		
prof. de fonda. 1400 mm	M.V. béton = 2400 kg/m ³	M.V. sol = 1600 kg/m ³	

SEMELLE EN BETON NON ARME

SEMELLE EN BETON ARME

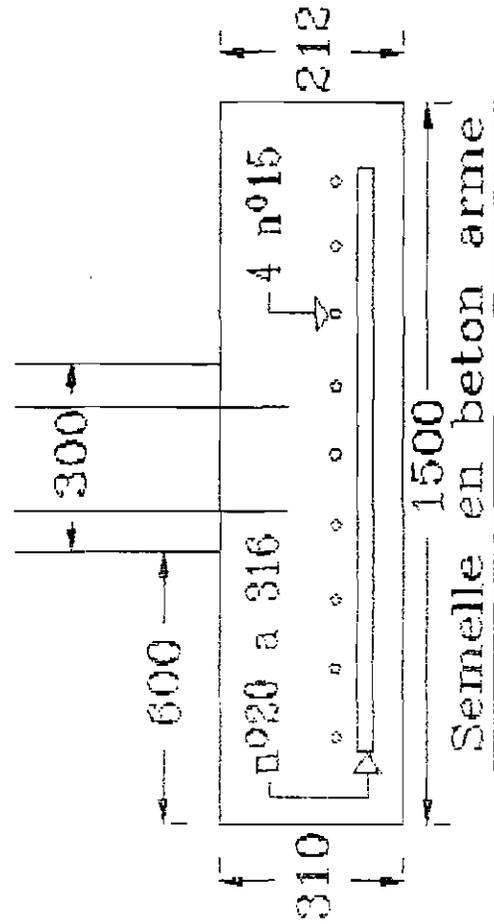
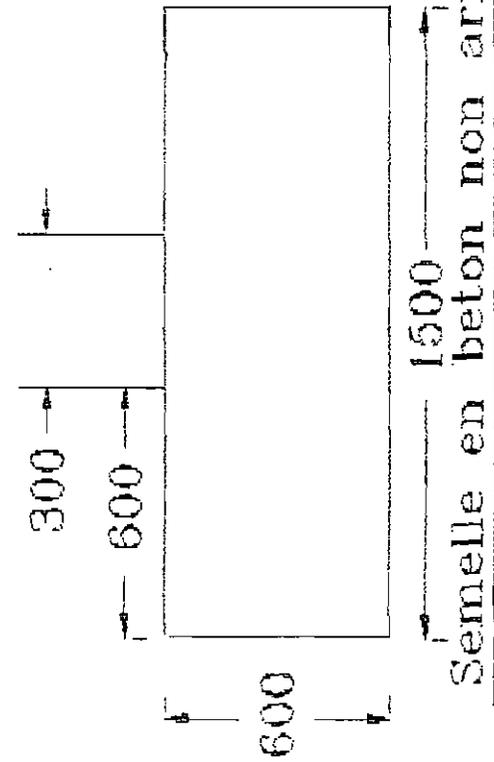
Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

SEMELLE SOUS MUR

$f_y = 400 \text{ MPa}$	$D = 250 \text{ KN}$	$L = 150 \text{ KN}$	$q_a = 300 \text{ KN/m}^2$
-------------------------	----------------------	----------------------	----------------------------

$f'_c \text{ semelle} = 30 \text{ MPa}$	épaisseur du mur 300mm
---	------------------------

Profondeur fondation = 1400mm	M.V. béton = 2400kg/m ³
	M.V. sol = 1600kg/m ³



DALLE, UNE DIRECTION : METHODE FORFAITAIRE
CopyRight MartSoft 1990

Par MARTIN ADANDEDJAN Elève ingénieur
Ecole Polytechnique de Thiès

ENTREZ LA LONGUEUR DU PLUS GRAND COTÉ DE LA DALLE (mm) 7000

ENTREZ LA LONGUEUR DU PLUS PETIT COTÉ DE LA DALLE (mm) 3300

VOULEZ-VOUS FAIRE DES CORRECTIONS? (O/N)

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

ENTREZ LES DONNÉES SUIVANTES :

RÉSISTANCE EN COMPRESSION DU BÉTON (EN MPa)----->	30
CONTRAINTÉ DE L'ACIER (EN MPa)----->	400
MASSE VOLUMIQUE DU BÉTON (Béton Normal:2400Kg/m3) ----->	2400
GRANDE PORTÉE ENTRE AXES DE LA TRAVÉE DE RIVE (EN mm)----->	3100
GRANDE PORTÉE ENTRE AXES DE LA TRAVÉE INTÉRIEURE (EN mm)----->	3600
POIDS DE FINI, FAUX PLAFOND ETC... (EN kN/m ²)----->	1
SURCHARGE D'EXPLOITATION (EN kN/m ²)----->	4.8

VOULEZ-VOUS FAIRE DES CORRECTIONS? (O/N)

L'ÉPAISSEUR MINIMALE (en mm) À RESPECTER : 129.167

ENTREZ L'ÉPAISSEUR QUE VOUS AVEZ RETENUE (en mm)--> 130

ENTREZ LE DIAMÉTRE DES BARRES A UTILISER (en mm) --> 11.3

VOULEZ-VOUS FAIRE DES CORRECTIONS? (O/N)

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

MOMENTS POSITIFS: TRAVEES PERIPHERIQUES

1. RIVE DISCONTINUE REPOSANT LIBREMENT SUR L'APPUI
2. RIVE DISCONTINUE ENCASTREE DANS L'APPUI
3. RETOUR AU MENU

ANNONCER VOTRE CAS --> (1, 2 ou 3)

2

LA PORTEE DE LA DALLE EST SUPERIEURE A 3 m ? (O/N)

MOMENTS NEGATIFS: FACE EXTERIEURE DU PREMIER APPUI INTERMEDIAIRE

1. IL Y A DEUX TRAVEES
2. IL Y PLUS DE DEUX TRAVEES
3. RETOUR AU MENU

ANNONCER VOTRE CAS --> (1, 2 ou 3)

2

LA DALLE EST-ELLE ISOLEE ? (O/N)

MOMENTS NEGATIFS: FACE INTERIEURE DES APPUIS DE RIVE

1. L'APPUI EST UNE POUTRE DE RIVE OU MAITRESSE
2. L'APPUI EST UN POTEAU
3. RETOUR AU MENU

ANNONCER VOTRE CAS --> (1, 2 ou 3)

1

ENTREZ LE NOMBRE DE TRAVÉES:

3

ENTREZ LES LONGUEURS NETTES TRAVÉE PAR TRAVÉE

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

DONNEZ LES LONGUEURS NETTES (en mm) DE LA TRAVÉE N°1

A L'APPUI DE GAUCHE:	2800
EN TRAVÉE :	2800
A L'APPUI DE DROITE:	2950

VOULEZ-VOUS FAIRE DES CORRECTIONS? (O/N)

DONNEZ LES LONGUEURS NETTES (en mm) DE LA TRAVÉE N°2

A L'APPUI DE GAUCHE:	2850
EN TRAVÉE :	3100
A L'APPUI DE DROITE:	3200

VOULEZ-VOUS FAIRE DES CORRECTIONS? (O/N)

DONNEZ LES LONGUEURS NETTES (en mm) DE LA TRAVÉE N°3

A L'APPUI DE GAUCHE:	3200
EN TRAVÉE :	3300
A L'APPUI DE DROITE:	3200

VOULEZ-VOUS FAIRE DES CORRECTIONS? (O/N)

LES DIMENSIONS RETENUES POUR LE CALCUL DE LA DALLE SONT :

LARGEUR DE LA BANDE DE CALCUL B (en mm)	=	1000.000
HAUTEUR UTILE D (en mm)	=	104.350
EPAISSEUR MINIMALE DE LA DALLE (en mm)	=	129.167
EPAISSEUR RETENUE (en mm)	=	130.000
ARMATURE MINIMALE (en mm ²)	=	260.000

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

RESULTATS POUR LA TRAVEE N°1	APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-4.01	6.87	-10.00
ACIER REQUIS (en mm ²)	114.42	197.93	311.00
DIAMETRE DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPACEMENT CALCULE (mm)	385	385	385
ESPACEMENT MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

RESULTATS POUR LA TRAVÉE N°1
 APPUI GAUCHE

EN TRAVEE

APPUI DROIT

MOMENT (en KN.m)	-4.01	6.87	-10.68
ACIER REQUIS (en mm ²)	114.42	197.93	311.44
DIAMETRE DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPACEMENT CALCULE (mm)	385	385	322
ESPACEMENT MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

RESULTATS POUR LA TRAVÉE N°2
 APPUI GAUCHE

EN TRAVEE

APPUI DROIT

MOMENT (en KN.m)	-9.06	7.37	-11.43
ACIER REQUIS (en mm ²)	262.85	212.63	333.98
DIAMETRE DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPACEMENT CALCULE (mm)	381	385	300
ESPACEMENT MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

RESULTATS POUR LA TRAVÉE N°3			
	APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-11.43	8.36	-11.43
ACIER REQUIS (en mm ²)	333.98	241.72	333.98
DIAMETRE DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPACEMENT CALCULE (mm)	300	385	300
ESPACEMENT MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

RESULTATS POUR LA TRAVÉE N°3			
	APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-11.43	8.36	-11.43
ACIER REQUIS (en mm ²)	333.98	241.72	333.98
DIAMETRE DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPACEMENT CALCULE (mm)	300	385	300
ESPACEMENT MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00

APPUYEZ SUR < ESC > POUR SORTIR
Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

*****LES DIMENSIONS RETENUES POUR LE CALCUL DE LA DALLE SONT : *****

LARGEUR DE LA BANDE DE CALCUL B (en mm) = 1000.000
 HAUTEUR UTILE D (en mm) = 104.350
 EPAISSEUR MINIMALE DE LA DALLE (en mm) = 129.167
 EPAISSEUR RETENUE (en mm) = 130.000

***** RESULTATS POUR LA TRAVÉE N.1*****

	APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-4.01	6.87	-10.68
ACIER REQUIS (en mm ²)	114.42	197.93	311.44
DIAMETRE DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPACEMENT CALCULE (mm)	385	385	322
ESPACEMENT MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00

***** RESULTATS POUR LA TRAVÉE N.2*****

	APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-9.06	7.37	-11.43
ACIER REQUIS (en mm ²)	262.85	212.63	333.98
DIAMETRE DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPACEMENT CALCULE (mm)	381	385	300
ESPACEMENT MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00

***** RESULTATS POUR LA TRAVÉE N.3*****

	APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
MOMENT (en KN.m)	-11.43	8.36	-11.43
ACIER REQUIS (en mm ²)	333.98	241.72	333.98
DIAMETRE DES BARRES (mm)	11.30	11.30	11.30
ESPACEMENT CALCULE (mm)	300	385	300
ESPACEMENT MAXI PERMIS (mm)	390	390	390
ARMATURE MINIMALE (mm ²)	260.00	260.00	260.00

1. SECTION RECTANGULAIRE
2. SECTION EN FORME DE TE
3. RETOUR AU MENU

ANNONCER VOTRE CAS --> (1, 2 ou 3)

1

$f_e = 400$ MPa

$f_{c28} = 25$ MPa

$b = 30$ cm

$h = 75$ cm

enrobage = 4 cm

nombre de trav. 3

E N T R E E D E S M O M E N T S

TRAVEE NUMERO

APPUI GAUCHE

EN TRAVEE

APPUI DROIT

kN.m

kN.m

kN.m

$f_e = 400$ MPa	$f_{c28} = 25$ MPa	$b = 30$ cm	$h = 75$ cm
enrobage = 4 cm			nombre de trav. 3

E N T R E E D E S M O M E N T S

TRAVEE NUMERO 1

APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
-420 kN.m	850 kN.m	-420 kN.m

$f_e = 400$ MPa	$f_{c28} = 25$ MPa	$b = 30$ cm	$h = 75$ cm
enrobage = 4 cm			nombre de trav. 3

E N T R E E D E S M O M E N T S

TRAVEE NUMERO 2

APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
-420 kN.m	250 kN.m	-420 kN.m

fe = 400 MPa	fc28 = 25 MPa	b = 30 cm	h = 75 cm
enrobage = 4 cm			nombre de trav. 3

E N T R E E D E S M O M E N T S

TRAVEE NUMERO 3

APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
-660 kN.m	1498 kN.m	-420 kN.m

<ESC> pour sort BARRE D'ESFAC. voir les resultat de la travée N°	TYPE D'ACIER		APPUI DROIT
	acier : lisse	==> 0	
	haute adhérence	==> 1	
	Annoncez votre cas (0/1) 1		
MOMENTS (kN.m)			
ARM. TENDUES (c			
ARM. COMP. (c			
	BETON : compres. à 28 j	MPa	
	traction à 28 j	MPa	
	ACIER : limite élastique	MPa	
	long.d'anc.droit	diap	
	pourcent. minim.	%	
	FISSURATION :		
	ACIER :		

<ESC> pour sortir
 BARRE D'ESPAC.
 voir les résultats
 de la travée N°

MOMENTS (kN.m)
 ARM. TENDUES (c
 ARM. COMP. (c

FISSURATION

fissuration : peu préjudiciable ==> 0
 préjudiciable ==> 1
 très préjudiciable ==> 2

Annoncez votre cas (0, 1 ou 2) 1

PPUI DROIT

BETON : compres. à 28 j
 traction à 28 j
 ACIER : limite élastique
 long.d'anc.droit
 pourcent. minim.

MPa
 MPa
 MPa
 diam
 %

FISSURATION :
 ACIER :

<ESC> pour sortir
 BARRE D'ESPAC.
 voir les résultats
 de la travée N°

MOMENTS (kN.m)
 ARM. TENDUES (c
 ARM. COMP. (c

COEFFICIENT DE SECURITE POUR L'ACIER (rs)

situations accidentelles ==> 0
 autres situations ==> 1

Annoncez votre cas (0/1) 1

PPUI DROIT

BETON : compres. à 28 j
 traction à 28 j
 ACIER : limite élastique
 long.d'anc.droit
 pourcent. minim.

MPa
 MPa
 MPa
 diam
 %

FISSURATION :
 ACIER :

<ESC> pour sortir BARRE D'ESPAC. pour voir les résultats de la travée N° 2	RESULTATS :			TRAVEE NUMERO 1		
	APPUI GAUCHE			MILIEU		APPUI DROIT
MOMENTS (kN.m)	-420.00			850.00		-420.00
ARM. TENDUES (cm ²)	19.112			46.835		19.112
ARM. COMP. (cm ²)	0.000			0.471		0.000
SECTION RECTANGULAIRE B				BETON : compres. à 28 j 25 MPa traction à 28 j 2.10 MPa		
	B = 30 cm			ACIER : limite élastique 400 MPa		
	H = 75 cm			long.d'anc.droit 36 diam		
	D = 71 cm			pourcent. minim. 0.121 %		
	D' = 4 cm			FISSURATION : préjudiciable		
				ACIER : à haute adhérence		

<ESC> pour sortir BARRE D'ESPAC. pour voir les résultats de la travée N° 3	RESULTATS :			TRAVEE NUMERO 2		
	APPUI GAUCHE			MILIEU		APPUI DROIT
MOMENTS (kN.m)	-420.00			250.00		-420.00
ARM. TENDUES (cm ²)	19.112			10.795		19.112
ARM. COMP. (cm ²)	0.000			0.000		0.000
SECTION RECTANGULAIRE B				BETON : compres. à 28 j 25 MPa traction à 28 j 2.10 MPa		
	B = 30 cm			ACIER : limite élastique 400 MPa		
	H = 75 cm			long.d'anc.droit 36 diam		
	D = 71 cm			pourcent. minim. 0.121 %		
	D' = 4 cm			FISSURATION : préjudiciable		
				ACIER : à haute adhérence		

<ESC> pour sortir BARRE D'ESPAC. pour voir les résultats de la travée N° 1	RESULTATS : TRAVÉE NUMERO 3		
	APPUI GAUCHE		APPUI DROIT
	MOMENTS (kN.m)	-660.00	1498.00
	ARM. TENDUES (cm²)	33.003	74.641
ARM. COMP. (cm²)	0.000	28.277	0.000
SECTION RECTANGULAIRE B		BETON : compres. à 28 j 25 MPa traction à 28 j 2.10 MPa	
	B = 30 cm	ACIER : limite élastique 400 MPa long.d'anc.droit 36 diam pourcent. minim. 0.121 %	
	H = 75 cm	FISSURATION : préjudiciable	
	D = 71 cm	ACIER : à haute adhérence	
	D' = 4 cm		

1. SECTION RECTANGULAIRE
2. SECTION EN FORME DE TE
3. RETOUR AU MENU

ANNONCER VOTRE CAS --> (1, 2 ou 3)

2

fe = 400 MPa fc28 = 25 MPa b = 100 cm h = cm

enrobage = cm ho = cm bo = cm nbre de trav.

E N T R E E D E S M O M E N T S

TRAVEE NUMERO

APPUI GAUCHE

EN TRAVEE

APPUI DROIT

kN.m

kN.m

kN.m

P O R T E E D E L A T R A V E E cm

$f_e = 400$	Donnez la distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives en cm 500	00 cm	$h =$ cm
enrobage =		cm	nbre de trav.

E N T R E E D E S M O M E N T S

TRAVEE NUMERO

APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
kN.m	kN.m	kN.m

P O R T E E D E L A T R A V E E cm

$f_e = 400$ MPa	$f_{c28} = 25$ MPa	$b = 100$ cm	$h = 90$ cm
enrobage = 10 cm	$h_o = 8$ cm	$b_o = 30$ cm	nbre de trav. 3

E N T R E E D E S M O M E N T S

TRAVEE NUMERO

APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
kN.m	kN.m	kN.m

P O R T E E D E L A T R A V E E cm

fe = 400 MPa fc28 = 25 MPa b = 100 cm h = 90 cm

enrobage = 10 cm ho = 8 cm bo = 30 cm nombre de trav. 3

E N T R E E D E S M O M E N T S

TRAVEE NUMERO 1

APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
-1750 kN.m	2356 kN.m	-950 kN.m

P O R T E E D E L A T R A V E E 700 c m

fe = 400 MPa fc28 = 25 MPa b = 100 cm h = 90 cm

enrobage = 10 cm ho = 8 cm bo = 30 cm nombre de trav. 3

E N T R E E D E S M O M E N T S

TRAVEE NUMERO 2

APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
-2000 kN.m	4000 kN.m	-1950 kN.m

P O R T E E D E L A T R A V E E 800 c m

fe = 400 MPa	fc28 = 25 MPa	b = 100 cm	h = 90 cm
enrobage = 10 cm	ho = 8 cm	bo = 30 cm	nombre de trav. 3

E N T R E E D E S M O M E N T S

TRAVEE NUMERO 3

APPUI GAUCHE	EN TRAVEE	APPUI DROIT
-1750 kN.m	100 kN.m	-450 kN.m

P O R T E E D E L A T R A V E E 600 cm

<ESC> pour sort
BARRE D'ESPAÇ.
voir les résult
de la travée N°

MOMENTS (kN.m)
ARM. TENDUES (c
ARM. COMP. (c

TYPE D'ACIER

acier : lisse ===> 0

haute adhérence ===> 1

Annoncez votre cas (0/1) 1

APPUI DROIT

BETON : compres. à 28 j	MP
traction à 28 j	MP
ACIER : limite élastique	MP
long.d'anc.droit	dia
pourcent. minim.	%

FISSURATION :

ACIER :

<ESC> pour sortir
BARRE D'ESPAC.
voir les résultats
de la travée N°

MOMENTS (kN.m)

ARM. TENDUES (c)

ARM. COMP. (c)

FISSURATION

fissuration : peu préjudiciable ==> 0
préjudiciable ==> 1
très préjudiciable ==> 2
Annoncez votre cas (0 , 1 ou 2) 1

PPUI DROIT

BETON : compres. à 28 j
traction à 28 j
ACIER : limite élastique
long.d'anc.droit
pourcent. minim.

MPa
MPa
MPa
dia
%

FISSURATION :

ACIER :

<ESC> pour sortir
BARRE D'ESPAC.
voir les résultats
de la travée N°

MOMENTS (kN.m)

ARM. TENDUES (c)

ARM. COMP. (c)

COEFFICIENT DE SECURITE POUR L'ACIER (rs)

situations accidentelles ==> 0
autres situations ==> 1
Annoncez votre cas (0/1) 1

PPUI DROIT

BETON : compres. à 28 j
traction à 28 j
ACIER : limite élastique
long.d'anc.droit
pourcent. minim.

MPa
MPa
MPa
dia
%

FISSURATION :

ACIER :

<ESC> pour sortir BARRE D'ESPAC. pour voir les résultats de la travée N° 2	RESULTATS :			TRAVÉE NUMERO 1		
	APPUI GAUCHE	MILIEU	APPUI DROIT			
MOMENTS (kN.m)	-1750.00	2356.00	-950.00			
ARM. TENDUES (cm ²)	80.366	103.300	44.079			
ARM. COMP. (cm ²)	28.125	28.251	0.000			
SECTION EN FORME DE T			BETON : compres. à 28 j 25 MPa			
			traction à 28 j 2.10 MPa			
			ACIER : limite élastique 400 MPa			
			long.d'anc.droit 36 dia			
			pourcent. minim. 0.121 %			
			FISSURATION : préjudiciable			
			ACIER : à haute adhérence			
			B = 100 cm			
			HO = 8 cm			
			BO = 30 cm			
			H = 90 cm			
			D = 80 cm			
			D' = 10 cm			

<ESC> pour sortir BARRE D'ESPAC. pour voir les résultats de la travée N° 3	RESULTATS :			TRAVÉE NUMERO 2		
	APPUI GAUCHE	MILIEU	APPUI DROIT			
MOMENTS (kN.m)	-2000.00	4000.00	-1950.00			
ARM. TENDUES (cm ²)	90.634	140.764	88.580			
ARM. COMP. (cm ²)	38.393	65.714	36.339			
SECTION EN FORME DE T			BETON : compres. à 28 j 25 MPa			
			traction à 28 j 2.10 MPa			
			ACIER : limite élastique 400 MPa			
			long.d'anc.droit 36 dia			
			pourcent. minim. 0.121 %			
			FISSURATION : préjudiciable			
			ACIER : à haute adhérence			
			B = 100 cm			
			HO = 8 cm			
			BO = 30 cm			
			H = 90 cm			
			D = 80 cm			
			D' = 10 cm			

<ESC> pour sortir BARRE D'ESPAC. pour voir les résultats de la travée N° 1	RESULTATS :			TRAVEE NUMERO 3		
	APPUI GAUCHE		MILIEU		APPUI DROIT	
MOMENTS (kN.m)	-1750.00		100.00		-450.00	
ARM. TENDUES (cm ²)	80.366		3.662		17.791	
ARM. COMP. (cm ²)	28.125		0.000		0.000	
SECTION EN FORME DE TE			BETON : compres. à 28 j		25	MPa
			traction à 29 j		2.10	MPa
			ACIER : limite élastique		400	MPa
			long.d'anc.droit		36	diar
			pourcent. minim.		0.121	%
			FISSURATION : préjudiciable			
			ACIER : à haute adhérence			

E P T B A N C A F

P O T E A U X S E L O N
L A N O R M E
F R A N C A I S E

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

- 1- EFFORT NORMAL CENTRE
- 2- EFFORT NORMAL EXCENTRE
- 3- RETOUR AU MENU

FAITES UN CHOIX

(1 , 2 ou 3) 1

LES LIMITES DU LOGICIEL POUR LES POTEAUX

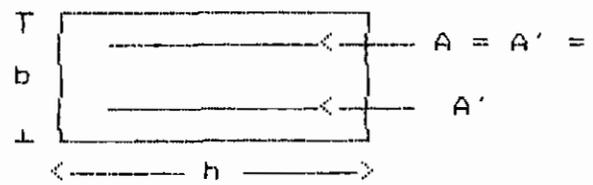
LES POTEAUX FORMANT PORTIQUE DE CONTREVENTEMENT OU LES
POTEAUX SOUMIS A DES FORCES HORIZONTALES NE PEUVENT PAS
ETRE ETUDIES A L'AIDE DE CE LOGICIEL.

Voulez-vous Continuer ? (O/N)

$f_e = 400 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$b = 30 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
-------------------------	----------------------------	---------------------	---------------------

$l_o = 300 \text{ cm}$	$l_f = 300 \text{ cm}$	$N_u = 1800 \text{ kN}$	
------------------------	------------------------	-------------------------	--

SECTION TRANSVERSALE DU POTEAU



Armatures requises =	cm ²	Armatures prévues =	cm ²
----------------------	-----------------	---------------------	-----------------

$f_e = 400 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$b = 30 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
-------------------------	----------------------------	---------------------	---------------------

$l_o = 300 \text{ cm}$	$l_f = 300 \text{ cm}$	$N_u = 1800 \text{ kN}$	
------------------------	------------------------	-------------------------	--

ESTIMATION DU COEFFICIENT DIVISEUR DE α

- 1- LA MAJORITE DES CHARGES N'EST APPLIQUEE QU'APRES 90 JOURS
- 2- LA MAJORITE DES CHARGES EST APPLIQUEE AVANT 28 JOURS
- 3- LA MAJORITE DES CHARGES EST APPLIQUEE ENTRE 28 ET 90 JOURS

ANNONCEZ VOTRE CAS --> (1,2 ou 3) 1

cm²

fe = 400 MPa | fc28 = 25 MPa | b = 30 cm | h = 40 cm

lo = 300 cm | lf = 300 cm | Nu = 1800 kN

SECTION D'ARMATURES

Vous avez la possibilité d'utiliser des barres de diamètres différents (2 au plus).

Voulez-vous utiliser des barres de diamètres différents (O/N)?

Entrez le plus petit diamètre 16 mm

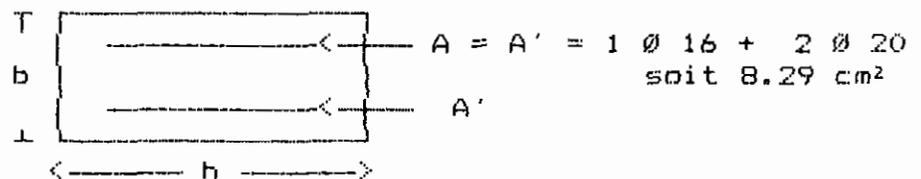
Entrez le plus grand diamètre 20 mm

cm²

fe = 400 MPa | fc28 = 25 MPa | b = 30 cm | h = 40 cm

lo = 300 cm | lf = 300 cm | Nu = 1800 kN

SECTION TRANSVERSALE DU POTEAU



Armatures requises = 16.13 cm²

Armatures prévues = 16.59 cm²

Auteur: Martin ADANDEDJAN, ingénieur civil

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

EPT BAWCAF

POTEAUX SELON LA NORME FRANCAISE

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

- 1- EFFORT NORMAL CENTRE
- 2- EFFORT NORMAL EXCENTRE
- 3- RETOUR AU MENU

FAITES UN CHOIX

(1 ,2 ou 3) 2

$f_e = 400$ MPa $f_{c28} = 25$ MPa $b = 30$ cm $h = 50$ cm

$l_0 = 420$ cm $l_f = 420$ cm $N_u = 1750$ kN $M = 70$ kNm

SECTION TRANSVERSALE DU POTEAU



Armatures requises = cm²

Armatures prévues = cm²

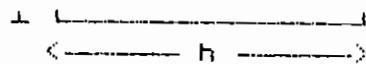
$f_e = 400 \text{ MPa}$ | $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ | $b = 30 \text{ cm}$ | $h = 50 \text{ cm}$

$l_o = 420 \text{ cm}$ | $l_f = 420 \text{ cm}$ | $N_u = 1750 \text{ kN}$ | $M = 70 \text{ kNm}$

DIMENSION SUIVANT LAQUELLE LE FLAMBEMENT SERA ETUDIE

- 1- suivant la largeur (dimension b)
- 2- suivant la hauteur (dimension h)

ANNONCEZ VOTRE CAS --> (1 ou 2) 1



Armatures requises = cm^2 | Armatures prévues = cm^2

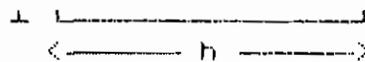
$f_e = 400 \text{ MPa}$ | $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ | $b = 30 \text{ cm}$ | $h = 50 \text{ cm}$

$l_o = 420 \text{ cm}$ | $l_f = 420 \text{ cm}$ | $N_u = 1750 \text{ kN}$ | $M = 70 \text{ kNm}$

ENTREZ α : le rapport du moment du premier ordre ,dû aux charges permanentes et quasi-permanentes ,au moment total.

Ces moments sont pris avant application des coefficients γ définis à l'article A-3.3 des règles.

0.5



Armatures requises = cm^2 | Armatures prévues = cm^2

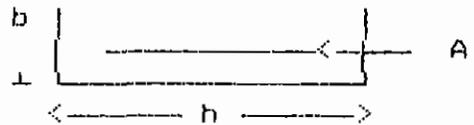
$f_e = 400$ MPa	$f_{c28} = 25$ MPa	$b = 30$ cm	$h = 50$ cm
-----------------	--------------------	-------------	-------------

$l_o = 420$ cm	$l_f = 420$ cm	$N_u = 1750$ kN	$M = 70$ kNm
----------------	----------------	-----------------	--------------

entrez l'enrobage en cm =====> 3

TEAU

$A = A' =$



Armatures requises =	cm ²	Armatures prévues =	cm ²
----------------------	-----------------	---------------------	-----------------

$f_e = 400$ MPa	$f_{c28} = 25$ MPa	$b = 30$ cm	$h = 50$ cm
-----------------	--------------------	-------------	-------------

$l_o = 420$ cm	$l_f = 420$ cm	$N_u = 1750$ kN	$M = 70$ kNm
----------------	----------------	-----------------	--------------

SECTION TRANSVERSALE DU POTEAU



Armatures requises =	cm ²	Armatures prévues =	cm ²
----------------------	-----------------	---------------------	-----------------

patientez quelques instants S.V.P...

$f_e = 400$ MPa	$f_{c28} = 25$ MPa	$b = 30$ cm	$h = 50$ cm
-----------------	--------------------	-------------	-------------

$l_0 = 420$ cm	$l_f = 420$ cm	$N_u = 1750$ kN	$M = 70$ kNm
----------------	----------------	-----------------	--------------

SECTION D'ARMATURES

Vous avez la possibilité d'utiliser des barres de diamètres différents (2 au plus).

Voulez-vous utiliser des barres de diamètres différents (O/N)?

Entrez le plus petit diamètre 20 mm

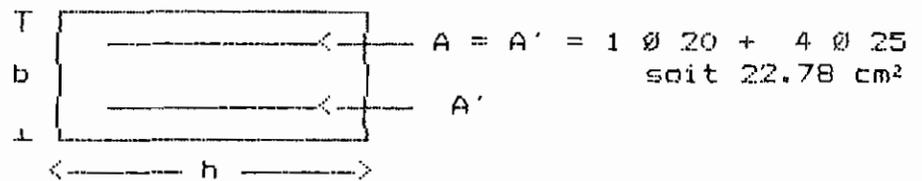
Entrez le plus grand diamètre 25 mm

cm²

$f_e = 400$ MPa	$f_{c28} = 25$ MPa	$b = 30$ cm	$h = 50$ cm
-----------------	--------------------	-------------	-------------

$l_0 = 420$ cm	$l_f = 420$ cm	$N_u = 1750$ kN	$M = 70$ kNm
----------------	----------------	-----------------	--------------

SECTION TRANSVERSALE DU POTEAU



Armatures requises = 41.56 cm ²	Armatures prévues = 45.55 cm ²
--	---

Auteur: Martin ADANDEDJAN, ingénieur civil

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

EPTBAMCAF

SEMELLE SELON LA NORME FRANCAISE

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

1- SEMELLE RECTANGULAIRE

2- SEMELLE SOUS MUR

FAITES UN CHOIX

(1 ou 2) 1

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400$ MPa | $G = 100$ kN | $Q = 200$ kN | $\sigma_{sol} = 0.5$ MPa

$f_{c28} = 25$ MPa | $a = 30$ cm | $b = 30$ cm

ép. au bord libre = cm | fissuration | aciers:



TYPE D'ACIER		AIRE
fe = 400	acier : lisse ==> 0	l = 0.5 MPa
fc28 = 2	haute adhérence ==> 1	30 cm
ép. au bord li	Annoncez votre cas (0/1) 1	

FISSURATION		AIRE
fe = 400	fissuration : peu préjudiciable ==> 0	l = 0.5 MPa
fc28 = 2	préjudiciable ==> 1	30 cm
ép. au bord li	très préjudiciable ==> 2	
	Annoncez votre cas (0 , 1 ou 2) 1	

COEFFICIENT DE SECURITE POUR L'ACIER (r_s)

$f_e = 400$	situations accidentelles $\implies 0$	1 = 0.5 MPa
$f_{c28} = 2$	autres situations $\implies 1$	30 cm
ép. au bord li	Annoncez votre cas (0/1) 1	

COUPE A - A

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400$ MPa	G = 100 kN	Q = 200 kN	$\sigma_{sol} = 0.5$ MPa
$f_{c28} = 25$ MPa	a = 30 cm	b = 30 cm	

ép. au bord Avez-vous une dimension de la semelle à proposer? (O/N) ence

COUPE A - A

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400$ MPa	$G = 100$ kN	$Q = 200$ kN	$\sigma_{sol} = 0.5$ MPa
$f_{c28} = 25$ MPa	$a = 30$ cm	$b = 30$ cm	
ép. au bord libre = cm	fissuration préjud.	aciers: H. Adhérence	

Choisissez un diamètre pour les armatures suivant la direction longue, en mm \emptyset 12

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400$ MPa	$G = 100$ kN	$Q = 200$ kN	$\sigma_{sol} = 0.5$ MPa
$f_{c28} = 25$ MPa	$a = 30$ cm	$b = 30$ cm	
ép. au bord libre = cm	fissuration préjud.	aciers: H. Adhérence	

Choisissez un diamètre pour les armatures suivant la direction courte, en mm \emptyset 10

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400 \text{ MPa}$	$G = 100 \text{ kN}$	$Q = 200 \text{ kN}$	$\sigma_{sol} = 0.5 \text{ MPa}$
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$a = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	
ép. au bord libre = 15 cm	fissuration préjud.	aciers: H. Adhérence	

$b' = 100 \text{ cm}$
 $a = 30 \text{ cm}$
 $h = 25 \text{ cm}$
 $a' = 100$
 8 $\varnothing 10$ munis de crochets
 5 $\varnothing 12$ COUPE munis de crochets

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$G = 100 \text{ KN}$

$Q = 200 \text{ KN}$

$\sigma_{\text{sol}} = 0.5 \text{ MPa}$

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

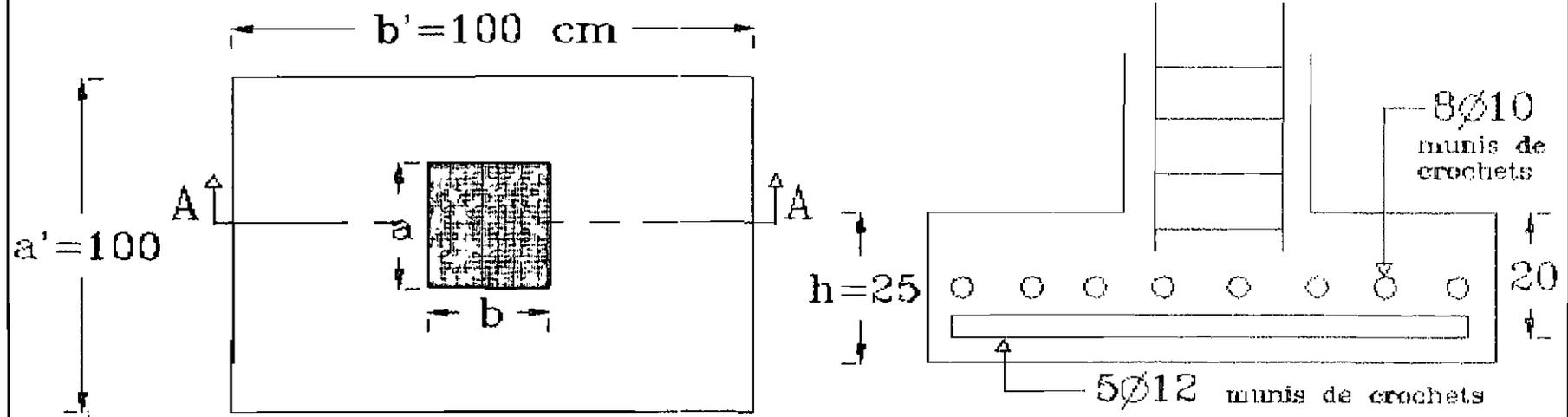
$a = 30 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

ep. au bord libre = 15 cm

fissuration prejud.

aciers: H-Adherence



Coupe A-A

EPTBAMCAF

SEMELLE SELON LA NORME FRANCAISE

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

1- SEMELLE RECTANGULAIRE

2- SEMELLE SOUS MUR

FAITES UN CHOIX

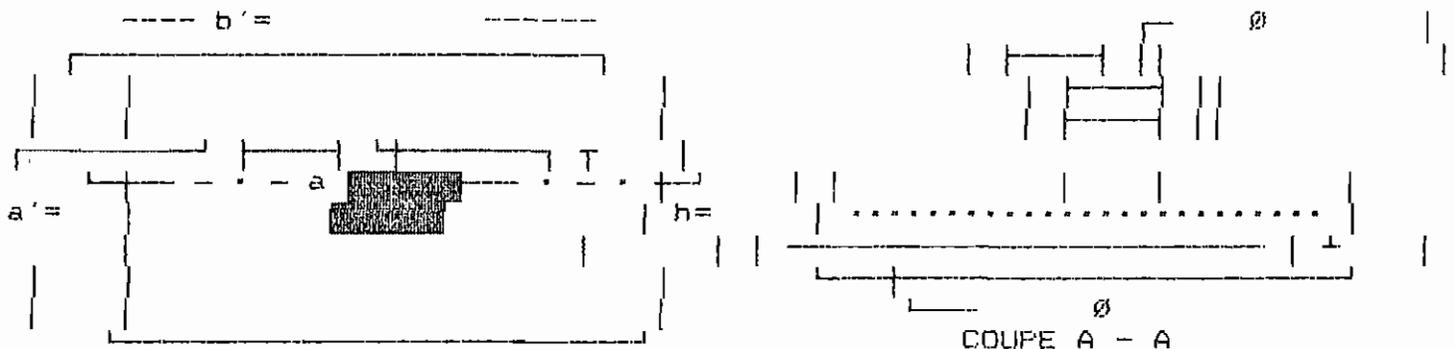
(1 ou 2) 1

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400$ MPa | $G = 100$ kN | $Q = 200$ kN | $\sigma_{sol} = 0.5$ MPa

$f_{c28} = 25$ MPa | $a = 20$ cm | $b = 30$ cm

ép. au bord libre = cm | fissuration | aciers:



TYPE D'ACIER		AIRES
$f_e = 400$	acier : lisse ==> 0	$l = 0.5$ MPa
$f_{c28} = 2$	haute adhérence ==> 1	30 cm
ép. au bord li	Annoncez votre cas (0/1) 1	

FISSURATION		AIRES
$f_e = 400$	fissuration : peu préjudiciable ==> 0	$l = 0.5$ MPa
$f_{c28} = 2$	préjudiciable ==> 1	30 cm
ép. au bord li	très préjudiciable ==> 2	
	Annoncez votre cas (0 , 1 ou 2) 1	

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400$

$f_{c28} = 25$

ép. au bord l_1

COEFFICIENT DE SECURITE POUR L'ACIER (r_s)

situations accidentelles $\implies 0$

autres situations $\implies 1$

Annoncez votre cas (0/1) **1**

$1 = 0.5$ MPa

30 cm

\emptyset
COUPE A - A

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400$ MPa	$G = 100$ kN	$D = 200$ kN	$\sigma_{sol} = 0.5$ MPa
$f_{c28} = 25$ MPa	$a = 20$ cm	$b = 30$ cm	

ép. au bord

Avez-vous une dimension de la semelle à proposer? (O/N)

Donnez la dimension en cm $\implies 80$

ence

\emptyset
COUPE A - A

SARRELE RECTANGULAIRE

$f_e = 400$ MPa	$G = 100$ kN	$Q = 200$ kN	$\sigma_{sol} = 0.5$ MPa
$f_{c28} = 25$ MPa	$a = 20$ cm	$b = 30$ cm	
ép. au bord libre = cm	fissuration préjud.	aciers: H. Adhérence	
Choisissez un diamètre pour les armatures suivant la direction longue, en mm			Ø
12			

SARRELE RECTANGULAIRE

$f_e = 400$ MPa	$G = 100$ kN	$Q = 200$ kN	$\sigma_{sol} = 0.5$ MPa
$f_{c28} = 25$ MPa	$a = 20$ cm	$b = 30$ cm	
ép. au bord libre = cm	fissuration préjud.	aciers: H. Adhérence	
Choisissez un diamètre pour les armatures suivant la direction courte, en mm			Ø
10			

A N N E X E N o 1

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400 \text{ MPa}$	$G = 100 \text{ kN}$	$Q = 200 \text{ kN}$	$\sigma_{sol} = 0.5 \text{ MPa}$
$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$a = 20 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	
ép. au bord libre = 15 cm	fissuration préjud.	aciers: H. Adhérence	

----- $b' = 120 \text{ cm}$ -----

5 $\varnothing 10$
munis de
crochets

5 $\varnothing 12$
COUPE munis de crochets

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

SEMELLE RECTANGULAIRE

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$G = 100 \text{ KN}$

$Q = 200 \text{ KN}$

$\sigma_{\text{sol}} = 0.5 \text{ MPa}$

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

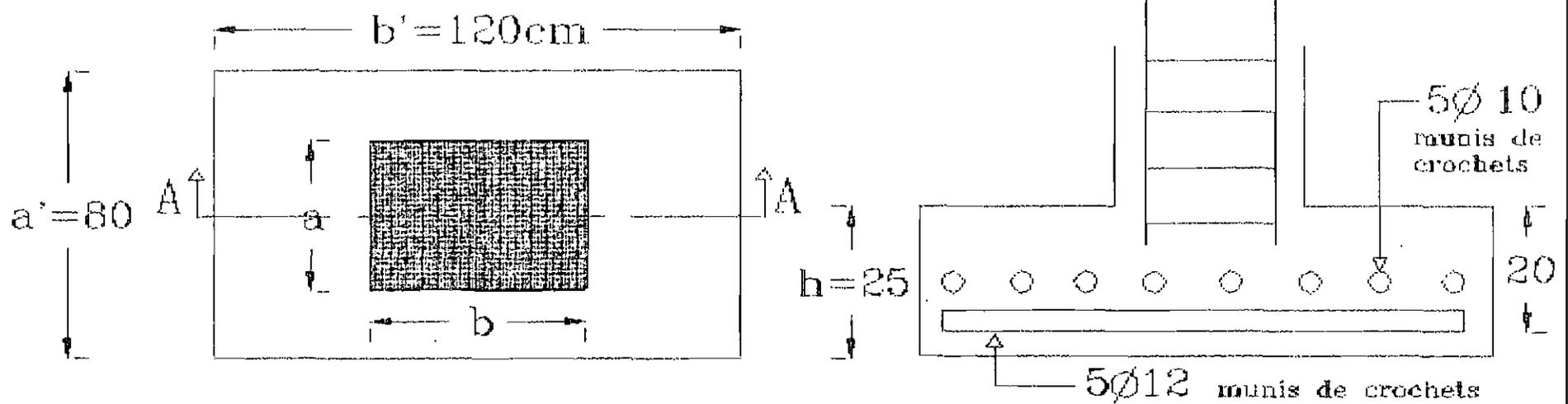
$a = 20 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

ep. au bord libre = 15 cm

fissuration prejud.

aciers: H-Adherence



Coupe A-A

192

EPTBAWCAF

SEMELLE SELON LA NORME FRANCAISE

PROJET DE FIN D'ETUDE

Auteur : Mr MARTIN ADANDEDJAN

Directeur : Mr El Hadj MAMADOU THIAM

1- SEMELLE RECTANGULAIRE

2- SEMELLE SOUS MUR

FAITES UN CHOIX

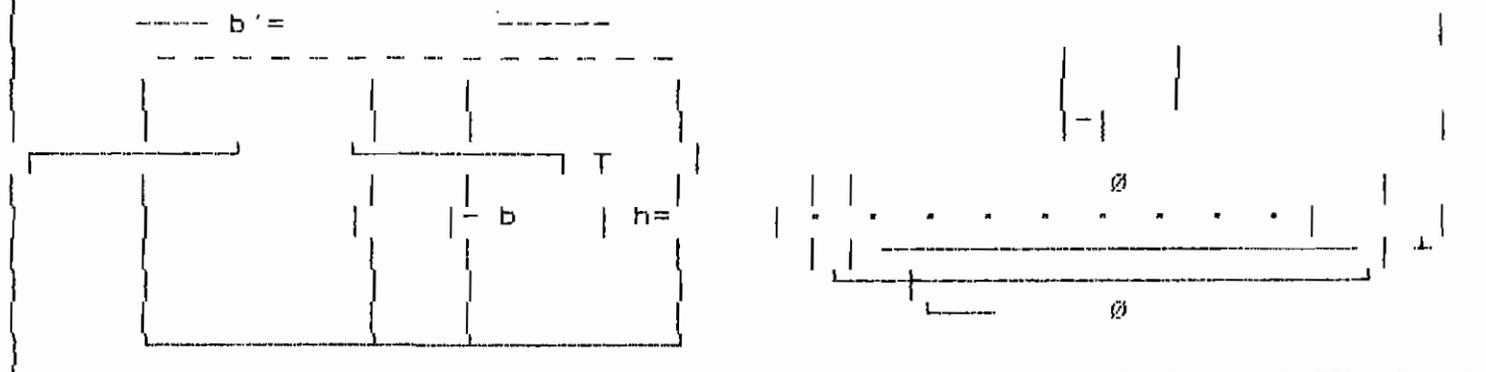
(1 ou 2) 2

SEMELLE SOUS MUR

$f_e = 400$ MPa	$G = 180$ kN	$Q = 230$ kN	$\sigma_{sol} = 0.3$ MPa
-----------------	--------------	--------------	--------------------------

$f_{c28} = 25$ MPa	enrobage minimal: 3 cm	$b = 50$ cm
--------------------	------------------------	-------------

ép. au bord libre = cm	fissuration	aciers:
------------------------	-------------	---------

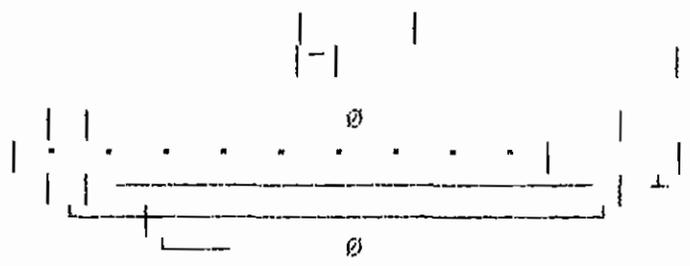
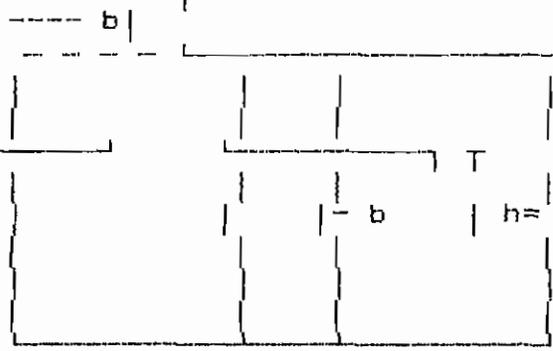


SAMELLE T T MUR

$f_e = 400$
 $f_{c28} = 2$
 ép. au bord li

COEFFICIENT DE SECURITE POUR L'ACIER (r_s)
 situations accidentelles ==> 0
 autres situations ==> 1
 Annoncez votre cas (0/1) 1

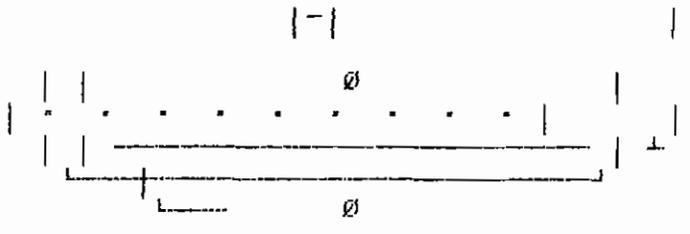
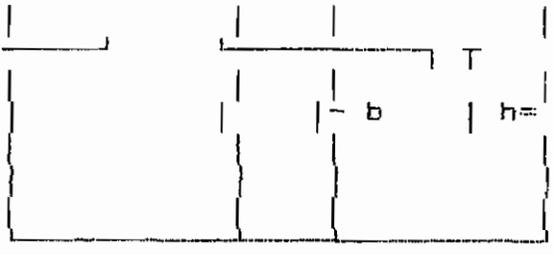
$l = 0.3$ MPa
 50 cm



SAMELLE SOUS MUR

$f_e = 400$ MPa	$G = 180$ kN	$Q = 230$ kN	$\sigma_{sol} = 0.3$ MPa
$f_{c28} = 25$ MPa	enrobage minimal: 3 cm	$b = 50$ cm	
ép. au bord libre = cm	fissuration préjud.	aciers: H. Adhérence	

Choisissez un diamètre pour les armatures principales en mm 12



SEMELLE SOUS MUR

$f_e = 400$ MPa	$G = 180$ kN	$Q = 230$ kN	$\sigma_{sol} = 0.3$ MPa
$f_{c28} = 25$ MPa	enrobage minimal: 3 cm	$b = 50$ cm	
ép. au bord libre = cm	fissuration préjud.	aciers: H. Adhérence	

Choisissez un diamètre pour les armatures de repartition en mm 8

SEMELLE SOUS MUR

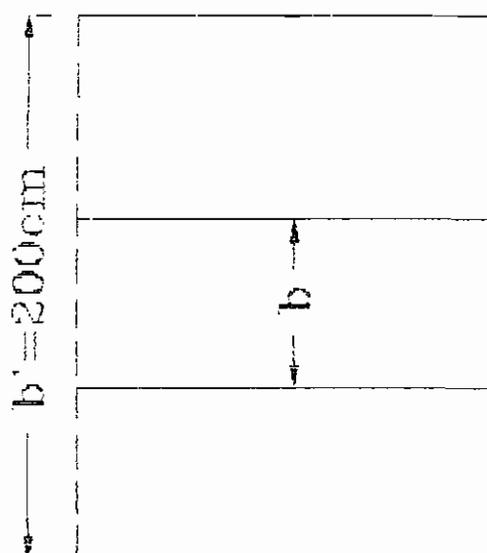
$f_e = 400$ MPa	$G = 180$ kN	$Q = 230$ kN	$\sigma_{sol} = 0.3$ MPa
$f_{c28} = 25$ MPa	enrobage minimal: 3 cm	$b = 50$ cm	
ép. au bord libre = 20 cm	fissuration préjud.	aciers: H. Adhérence	

----- $b' = 200$ cm -----

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

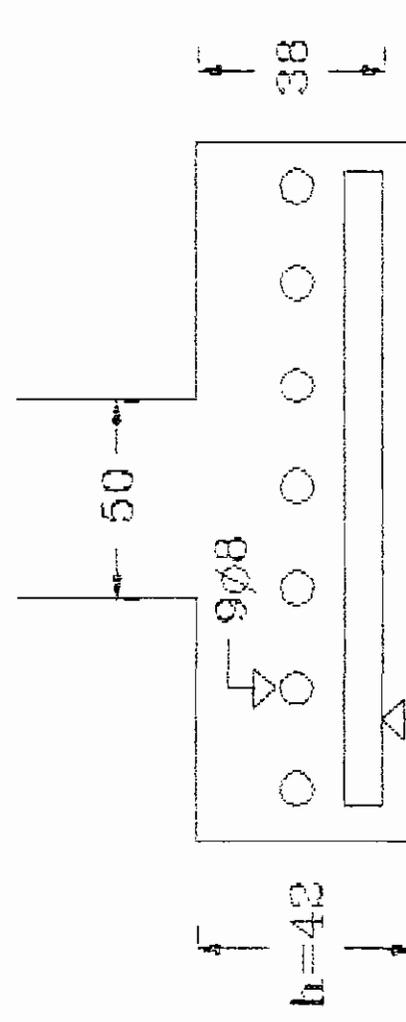
SEMELLE SOUS MUR

$f_e=400$ MPa	$G=180$ KN	$Q=230$ KN	$\sigma_{sol}=0.3$ MPa
$f_c=25$ MPa	enrobage minimal: 3 cm		$b=50$ cm
ep. au bord libre: 20 cm		fissuration prejud.	aciers: H. Adherence



$b' = 200$ cm

b



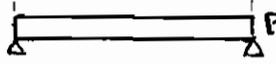
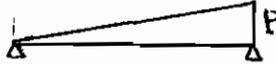
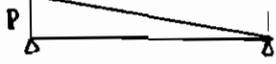
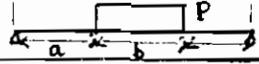
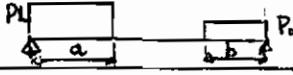
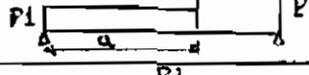
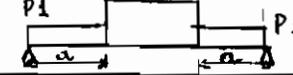
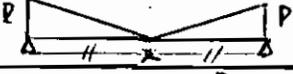
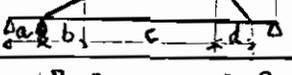
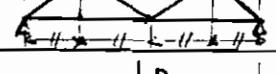
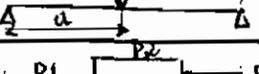
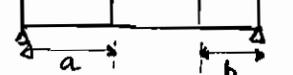
$h = 43$

50

$9\varnothing 8$

38

$8\varnothing 12$ par mètre
crochets pas nécessaires

TYPE DE CHARGE 3 ^e VALEUR	1 ^e Valeur	5 ^e Valeur	6 ^e Valeur	7 ^e Valeur	8 ^e Valeur	9 ^e Valeur	SCHEMA
1	P	-	-	-	-	-	
2	P	-	-	-	-	-	
3	P	-	-	-	-	-	
4	P	a	b	-	-	-	
5	P1	P2	-	-	-	-	
6	P1	P2	a	b	-	-	
7	P	a	-	-	-	-	
8	P1	P2	a	b	-	-	
9	P1	P2	a	-	-	-	
10	P1	P2	a	-	-	-	
11	P	-	-	-	-	-	
12	P	-	-	-	-	-	
13	P	a	b	c	-	-	
14	P1	P2	a	b	-	-	
15	P1	P2	a	b	c	d	
16	P	-	-	-	-	-	
17	P	a	-	-	-	-	
18	P1	P2	P3	a	b	-	

Titre ? POUTRE 3 TRAVEES
REGLEMENT DE CALCUL

BAEL , ENTRE NUS (charges statiques)
Limite élastique de l'acier fe (MPa) ? 400
Contrainte caractéristique du béton à la compression fc28(MPa)? 25
Reprise de Bétonnage : Non=0 ,Oui=1 ? 0
Type d'acier: lisse=0, haute adhérence=1 ? 1
Fissuration : Peu Prejudiciable =0
 Prejudiciable =1
 très Prejudiciable =2

Fissuration ? 0
caquot ou 3 moments ?
0 = 3 moments
1 = Caquot
0.67= Caquot mineure 1/3

FAITES VOTRE CHOIX (0 ou 1) ? 0.67

0.67= Caquot mineure 1/3

FAITES VOTRE CHOIX (0 ou 1) ? 0.67

ENTRER NOMBRE D'APPUIS ET NOMBRE DE TRONCONS =? 4 8

-----LONGUEURS en m ,CHARGES en MN , CONTRAINTES en MPa-----

CONSOLE GAUCHE : L(nus), b, h, bo, ho =? 0
TRAVEE N° 1 : L(nus), b, h, bo, ho =? 7.6 1.8 0.8 0.4 0.15
TRAVEE N° 2 : L(nus), b, h, bo, ho =? 8.2 *
TRAVEE N° 3 : L(nus), b, h, bo, ho =? 7.6 *
CONSOLE DROITE : L(nus), b, h, bo, ho =? 0

Largeurs des Appuis (m)= ? 0.4 0.5 0.5 0.4

LECTURE DES CHARGES (kN ou kN/m) (FIN=0)

Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 1 1 1 0.052
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 1 2 *
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 1 3 *
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 2 1 1 0.04
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 2 3 *
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 3 2 *
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 0

Combinaison E.L.U. (Fondamentale)

No des cas = 1 2
Coefficients 1.35 1.5

No des cas = 1 3
Coefficients 1.35 1.5

No des cas = 1 2
Coefficients 1 1.5

No des cas = 1 3
Coefficients 1 1.5

No des cas = 1 2 3
Coefficients 1.35 1.5 1.5

No des cas = 0

Combinaisons Accidentelles

No des cas = 0

Coefficients 1 1.5

No des cas = 1 2 3
Coefficients 1.35 1.5 1.5

No des cas = 0

Combinaisons Accidentelles

No des cas = 0

Combinaisons E.L.S.

No des cas = 1 2
Coefficients 1 1

No des cas = 1 3
Coefficients 1 1

No des cas = 1 2 3
Coefficients 1 1 1

No des cas = 0

		(x) (b= ;ho=)		Hauteur utile= m Largeur effective Table= m							
K	absc. m	Vu MN	Moments ELU		MNm ELS		A C I E R S				HA Espac mm
			Min	Max	Min	Max	Inf	Sup	Trans	L.T.N	

decal.des arrets de barres=0.8*h.tot.; aciers de peau= cm² sur chaque F.V.

travee No 1		(0.400 x 0.800) (b= 0.400;ho= 0.150)		Hauteur utile= 0.735m Largeur effective Table= 1.800m							
K	absc. m	Vu MN	Moments ELU		MNm ELS		A C I E R S				SHA 6 Espac mm
			Min	Max	Min	Max	Inf	Sup	Trans	L.T.N	
0	0.000	0.342	0.00	0.00	0.00	0.00	9.8	0.0	6.8	0.0	207
1	0.950	0.305	0.00	0.35	0.00	0.25	13.8	0.0	5.2	5.0	271
2	1.900	0.181	0.00	0.58	0.00	0.41	23.2	0.0	4.0	3.1	353
3	2.850	0.058	0.00	0.69	0.00	0.49	27.8	0.0	4.0	1.0	353
4	3.800	0.084	0.00	0.69	0.00	0.49	27.7	0.0	4.0	1.4	353
5	4.750	0.208	0.00	0.57	0.00	0.40	22.7	0.0	4.0	3.5	353
6	5.700	0.332	0.00	0.33	0.00	0.23	13.0	0.0	6.4	5.6	222
7	6.650	0.455	-0.15	0.00	-0.10	0.00	4.9	9.5	11.7	0.0	120
8	7.600	0.492	-0.64	0.00	-0.45	0.00	4.9	28.5	13.3	0.0	106

decal.des arrets de barres=0.8*h.tot.; aciers de peau=0.00 cm² sur chaque F.V.

Appuyer sur: la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer;<ESC> pour sortir

travee No 2	(0.400 x 0.800) (b= 0.400;ho= 0.150)	Hauteur utile= 0.735m Largeur effective Table= 1.800m
-------------	--	--

K	absc. m	Vu MN	Moments				A C I E R S				4HA 6 Espac mm
			ELU		MNm ELS		cm ²		cm ² /m		
			Min	Max	Min	Max	Inf	Sup	Trans	L.T.N	
0	0.000	0.447	-0.64	0.00	-0.45	0.00	4.9	28.5	11.4	0.0	99
1	1.025	0.400	-0.24	0.06	-0.16	0.04	4.9	9.9	9.4	6.7	121
2	2.050	0.267	-0.10	0.40	-0.03	0.28	15.8	9.5	4.0	4.5	283
3	3.075	0.133	-0.02	0.60	0.00	0.42	24.1	9.5	4.0	2.3	283
4	4.100	0.000	0.00	0.67	0.00	0.47	26.9	0.0	4.0	0.0	283
5	5.125	0.133	-0.02	0.60	0.00	0.42	24.1	9.5	4.0	2.3	283
6	6.150	0.267	-0.10	0.40	-0.03	0.28	15.8	9.5	4.0	4.5	283
7	7.175	0.400	-0.24	0.06	-0.16	0.04	4.9	9.9	9.4	6.7	121
8	8.200	0.447	-0.64	0.00	-0.45	0.00	4.9	28.5	11.4	0.0	99

decal.des arrets de barres=0.8*h.tot.; aciers de peau=0.00 cm²sur chaque F.V.

Appuyer sur: la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer;<ESC> pour sortir

travee No 3	(0.400 x 0.800) (b= 0.400;ho= 0.150)	Hauteur utile= 0.735m Largeur effective Table= 1.800m
-------------	--	--

K	absc. m	Vu MN	Moments				A C I E R S				5HA 6 Espac mm
			ELU		MNm ELS		cm ²		cm ² /m		
			Min	Max	Min	Max	Inf	Sup	Trans	L.T.N	
0	0.000	0.492	-0.64	0.00	-0.45	0.00	4.9	28.5	13.3	0.0	106
1	0.950	0.455	-0.15	0.00	-0.10	0.00	4.9	9.5	11.7	0.0	120
2	1.900	0.332	0.00	0.33	0.00	0.23	13.0	0.0	6.4	5.6	222
3	2.850	0.208	0.00	0.57	0.00	0.40	22.7	0.0	4.0	3.5	353
4	3.800	0.084	0.00	0.69	0.00	0.49	27.7	0.0	4.0	1.4	353
5	4.750	0.058	0.00	0.69	0.00	0.49	27.8	0.0	4.0	1.0	353
6	5.700	0.181	0.00	0.58	0.00	0.41	23.2	0.0	4.0	3.1	353
7	6.650	0.305	0.00	0.35	0.00	0.25	13.8	0.0	5.2	5.0	271
8	7.600	0.342	-0.00	0.00	-0.00	0.00	9.8	0.0	6.8	0.0	207

decal.des arrets de barres=0.8*h.tot.; aciers de peau=0.00 cm²sur chaque F.V.

Appuyer sur: la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer;<ESC> pour sortir

Titre ? POUTRE 3 TRAVEES
REGLEMENT DE CALCUL

BAEL , ENTRE NUS (charges statiques)
caquot ou 3 moments ?

- 0 = 3 moments
- 1 = Caquot
- 0.67= Caquot minore 1/3

FAIRE VOTRE CHOIX (0 ou 1) ?

0.67= Caquot minore 1/3

FAIRE VOTRE CHOIX (0 ou 1) ? 0.67

ENTRER NOMBRE D'APPUIS ET NOMBRE DE TRONCONS =? 4 8

-----LONGUEURS en m ,CHARGES en MN , CONTRAINTES en MPa-----

CONSOLE GAUCHE : L(nus), b, h, bo, ho =? 0
TRAVEE N° 1 : L(nus), b, h, bo, ho =? 7.6 1.8 0.8 0.4 0.15
TRAVEE N° 2 : L(nus), b, h, bo, ho =? 8.2 *
TRAVEE N° 3 : L(nus), b, h, bo, ho =? 7.6 *
CONSOLE DROITE : L(nus), b, h, bo, ho =? 0

Largeurs des Appuis (m)= ? 0.4 0.5 0.5 0.4

LECTURE DES CHARGES (kN ou kN/m) (FIN=0)

Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 1 1 1 0.052
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 1 2 *
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 1 3 *
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 2 1 1 0.04
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 2 3 *
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 3 2 *
Cas Charge, Travée, Type, Charge (s), (Longueur (s))= ? 0

Cas de charge No 1	travee N 1	Largeur = 1.8000 m : bo ame = 0.400 m Hauteur = 0.8000 m : ha = 0.150 m
-----------------------	------------	--

POUTRE CONTINUE

N O M : POUTRE 3 TRAVEES

APPUYEZ SUR <ESC> POUR SORTIR

K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm
0	0.000	0.1355	0.0000
1	0.950	0.1207	0.1382
2	1.900	0.0713	0.2294
3	2.850	0.0219	0.2737
4	3.800	-0.0275	0.2710
5	4.750	-0.0769	0.2215
6	5.700	-0.1263	0.1250
7	6.650	-0.1757	-0.0184
8	7.600	-0.1904	-0.2088

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Cas de charge No 1	travee N 2	Largeur = 1.8000 m : bo ame = 0.400 m Hauteur = 0.8000 m : ha = 0.150 m
-----------------------	------------	--

POUTRE CONTINUE

N O M : POUTRE 3 TRAVEES

APPUYEZ SUR <ESC> POUR SORTIR

K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm
0	0.000	0.1785	-0.2088
1	1.025	0.1599	-0.0176
2	2.050	0.1066	0.1190
3	3.075	0.0533	0.2010
4	4.100	0.0000	0.2283
5	5.125	-0.0533	0.2010
6	6.150	-0.1066	0.1190
7	7.175	-0.1599	-0.0176
8	8.200	-0.1785	-0.2088

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Cas de charge
No 1

travee N 3

Largeur = 1.8000 m : bo ame = 0.400 m
Hauteur = 0.8000 m : ho = 0.150 m

POUTRE CONTINUE

N O M : POUTRE 3 TRAVEES

APPUYEZ SUR <ESC> POUR SORTIR

K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm
0	0.000	0.1904	-0.2088
1	0.950	0.1757	-0.0184
2	1.900	0.1263	0.1250
3	2.850	0.0769	0.2215
4	3.800	0.0275	0.2710
5	4.750	-0.0219	0.2737
6	5.700	-0.0713	0.2294
7	6.650	-0.1207	0.1382
8	7.600	-0.1355	-0.0000

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Cas de charge
No 2

travee N 1

Largeur = 1.8000 m : bo ame = 0.400 m
Hauteur = 0.8000 m : ho = 0.150 m

POUTRE CONTINUE

N O M : POUTRE 3 TRAVEES

APPUYEZ SUR <ESC> POUR SORTIR

K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm
0	0.000	0.1061	0.0000
1	0.950	0.0948	0.1081
2	1.900	0.0568	0.1801
3	2.850	0.0188	0.2160
4	3.800	-0.0192	0.2159
5	4.750	-0.0572	0.1796
6	5.700	-0.0952	0.1072
7	6.650	-0.1332	-0.0013
8	7.600	-0.1445	-0.1459

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Cas de charge No 2	travee N 2	Largeur = 1.8000 m : bo ame = 0.400 m Hauteur = 0.8000 m : ho = 0.150 m
-----------------------	------------	--

POUTRE CONTINUE

N O M : POUTRE 3 TRAVEES

APPUYEZ SUR <ESC> POUR SORTIR

K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm
0	0.000	0.0000	-0.1459
1	1.025	0.0000	-0.1459
2	2.050	0.0000	-0.1459
3	3.075	0.0000	-0.1459
4	4.100	0.0000	-0.1459
5	5.125	0.0000	-0.1459
6	6.150	0.0000	-0.1459
7	7.175	0.0000	-0.1459
8	8.200	0.0000	-0.1459

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Cas de charge No 2	travee N 3	Largeur = 1.8000 m : bo ame = 0.400 m Hauteur = 0.8000 m : ho = 0.150 m
-----------------------	------------	--

POUTRE CONTINUE

N O M : POUTRE 3 TRAVEES

APPUYEZ SUR <ESC> POUR SORTIR

K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm
0	0.000	0.1445	-0.1459
1	0.950	0.1332	-0.0013
2	1.900	0.0952	0.1072
3	2.850	0.0572	0.1796
4	3.800	0.0192	0.2159
5	4.750	-0.0188	0.2160
6	5.700	-0.0568	0.1801
7	6.650	-0.0948	0.1081
8	7.600	-0.1061	-0.0000

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Cas de charge No 3	travee N 1	Largeur = 1.8000 m : bo ame = 0.400 m Hauteur = 0.8000 m : ha = 0.150 m																																									
<h1>POUTRE CONTINUE</h1>																																											
<p>N O M : POUTRE 3 TRAVEES</p> <p>APPUYEZ SUR <ESC> POUR SORTIR</p>		<table border="1"> <thead> <tr> <th>K</th> <th>Absc. m</th> <th>Ef. Tranch. MN</th> <th>Moment MNm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0.000</td><td>-0.0123</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>1</td><td>0.950</td><td>-0.0123</td><td>-0.0117</td></tr> <tr><td>2</td><td>1.900</td><td>-0.0123</td><td>-0.0235</td></tr> <tr><td>3</td><td>2.850</td><td>-0.0123</td><td>-0.0352</td></tr> <tr><td>4</td><td>3.800</td><td>-0.0123</td><td>-0.0469</td></tr> <tr><td>5</td><td>4.750</td><td>-0.0123</td><td>-0.0586</td></tr> <tr><td>6</td><td>5.700</td><td>-0.0123</td><td>-0.0704</td></tr> <tr><td>7</td><td>6.650</td><td>-0.0123</td><td>-0.0821</td></tr> <tr><td>8</td><td>7.600</td><td>-0.0123</td><td>-0.0938</td></tr> </tbody> </table>	K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm	0	0.000	-0.0123	0.0000	1	0.950	-0.0123	-0.0117	2	1.900	-0.0123	-0.0235	3	2.850	-0.0123	-0.0352	4	3.800	-0.0123	-0.0469	5	4.750	-0.0123	-0.0586	6	5.700	-0.0123	-0.0704	7	6.650	-0.0123	-0.0821	8	7.600	-0.0123	-0.0938	
K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm																																								
0	0.000	-0.0123	0.0000																																								
1	0.950	-0.0123	-0.0117																																								
2	1.900	-0.0123	-0.0235																																								
3	2.850	-0.0123	-0.0352																																								
4	3.800	-0.0123	-0.0469																																								
5	4.750	-0.0123	-0.0586																																								
6	5.700	-0.0123	-0.0704																																								
7	6.650	-0.0123	-0.0821																																								
8	7.600	-0.0123	-0.0938																																								

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Cas de charge No 3	travee N 2	Largeur = 1.8000 m : bo ame = 0.400 m Hauteur = 0.8000 m : ha = 0.150 m																																									
<h1>POUTRE CONTINUE</h1>																																											
<p>N O M : POUTRE 3 TRAVEES</p> <p>APPUYEZ SUR <ESC> POUR SORTIR</p>		<table border="1"> <thead> <tr> <th>K</th> <th>Absc. m</th> <th>Ef. Tranch. MN</th> <th>Moment MNm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0.000</td><td>0.1373</td><td>-0.0938</td></tr> <tr><td>1</td><td>1.025</td><td>0.1230</td><td>0.0533</td></tr> <tr><td>2</td><td>2.050</td><td>0.0820</td><td>0.1583</td></tr> <tr><td>3</td><td>3.075</td><td>0.0410</td><td>0.2214</td></tr> <tr><td>4</td><td>4.100</td><td>-0.0000</td><td>0.2424</td></tr> <tr><td>5</td><td>5.125</td><td>-0.0410</td><td>0.2214</td></tr> <tr><td>6</td><td>6.150</td><td>-0.0820</td><td>0.1583</td></tr> <tr><td>7</td><td>7.175</td><td>-0.1230</td><td>0.0533</td></tr> <tr><td>8</td><td>8.200</td><td>-0.1373</td><td>-0.0938</td></tr> </tbody> </table>	K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm	0	0.000	0.1373	-0.0938	1	1.025	0.1230	0.0533	2	2.050	0.0820	0.1583	3	3.075	0.0410	0.2214	4	4.100	-0.0000	0.2424	5	5.125	-0.0410	0.2214	6	6.150	-0.0820	0.1583	7	7.175	-0.1230	0.0533	8	8.200	-0.1373	-0.0938	
K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm																																								
0	0.000	0.1373	-0.0938																																								
1	1.025	0.1230	0.0533																																								
2	2.050	0.0820	0.1583																																								
3	3.075	0.0410	0.2214																																								
4	4.100	-0.0000	0.2424																																								
5	5.125	-0.0410	0.2214																																								
6	6.150	-0.0820	0.1583																																								
7	7.175	-0.1230	0.0533																																								
8	8.200	-0.1373	-0.0938																																								

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Cas de charge
No 3

travee N 3

Largeur = 1.8000 m : bo ame = 0.400 m
Hauteur = 0.8000 m : ho = 0.150 m

POUTRE CONTINUE

N O M : POUTRE 3 TRAVEES

APPUYEZ SUR <ESC> POUR SORTIR

K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm
0	0.000	0.0123	-0.0938
1	0.950	0.0123	-0.0821
2	1.900	0.0123	-0.0704
3	2.850	0.0123	-0.0586
4	3.800	0.0123	-0.0469
5	4.750	0.0123	-0.0352
6	5.700	0.0123	-0.0235
7	6.650	0.0123	-0.0117
8	7.600	0.0123	-0.0000

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

Cas de charge
No 3

travee N 3

Largeur = 1.8000 m : bo ame = 0.400 m
Hauteur = 0.8000 m : ho = 0.150 m

POUTRE CONTINUE

N O M : POUTRE 3 TRAVEES

APPUYEZ SUR <ESC> POUR SORTIR

K	Absc. m	Ef. Tranch. MN	Moment MNm
0	0.000	0.0123	-0.0938
1	0.950	0.0123	-0.0821
2	1.900	0.0123	-0.0704
3	2.850	0.0123	-0.0586
4	3.800	0.0123	-0.0469
5	4.750	0.0123	-0.0352
6	5.700	0.0123	-0.0235
7	6.650	0.0123	-0.0117
8	7.600	0.0123	-0.0000

Appuyer sur la BARRE D'ESPACEMENT pour continuer

SECTION RECTANGULAIRE - EXCENTRICITE POSITIVE

1 = FLEXION SIMPLE
2 = FLEXION COMPOSEE
3 = FLEXION DEVIEE
QUELLE FLEXION ? 1

f_{c28} (MPa) = ? 25

f_e (MPa) = ? 400

b, h (m) = ? 0.2 0.5
nombre de lits = ? 2

Lit No 1 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.04 3 20

Lit No 2 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.43 4 20 3 25

RESULTAS

Moment resistant= 0.32504 MNm, hauteur comprimée= 0.271 m

Voulez-vous faire un autre calcul : oui=1, non=0 =1

SECTION RECTANGULAIRE - EXCENTRICITE POSITIVE

1 = FLEXION SIMPLE
2 = FLEXION COMPOSEE
3 = FLEXION DEVIEE
QUELLE FLEXION ? 1

f_{c28} (MPa) = ? 25

f_e (MPa) = ? 400

b, h (m) = ? 0.3 0.75
nombre de lits = ? 1

Lit No 1 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.71 4 25

RESULTAS

Moment resistant= 0.42850 MNm, hauteur comprimée= 0.199 m

Voulez-vous faire un autre calcul : oui=1, non=0 =1

1 = FLEXION SIMPLE
2 = FLEXION COMPOSEE
3 = FLEXION DEVIEE
QUELLE FLEXION ? 2

f_{c28} (MPa) = ? 25

f_e (MPa) = ? 400

b,h (m) = ? 0.5 0.3

Excentricite (parallele à h) en flexion suivant ox (m) = ? 0.04
nombre de lits = ? 2

Lit No 1 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm) = ? 0.03 1 20 4 25

Lit No 2 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm) = ? 0.27 *

RESULTAS

Excentricite = 0.04000 m, Effort normal Resistant = 2.7529 MN

Moment resistant = 0.11012 MNm, Fibre Neutre = 0.3095 m

Voulez-vous faire un autre calcul : oui=1, non=0 =1

SECTION RECTANGULAIRE - EXCENTRICITE POSITIVE

1 = FLEXION SIMPLE
2 = FLEXION COMPOSEE
3 = FLEXION DEVIEE
QUELLE FLEXION ? 3

fc28 (MPa)= ? 25

fe (MPa)= ? 400

b,h (m) = ? 0.5 0.3

Excentricite (parallele à h) en flexion suivant ox (m)=? 0.04
nombre de lits = ? 2

Lit No 1 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.03 1 20 4 25

Lit No 2 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.27 *

Excentricite (parallele à b) en flexion suivant oy (m)=? 0.04
nombre de lits = ? 2

Lit No 1 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.05 1 20 4 25

Lit No 2 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.45 *

b,h (m) = ? 0.5 0.3

Excentricite (parallele à h) en flexion suivant ox (m)=? 0.04
nombre de lits = ? 2

Lit No 1 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.03 1 20 4 25

Lit No 2 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.27 *

Excentricite (parallele à b) en flexion suivant oy (m)=? 0.04
nombre de lits = ? 2

Lit No 1 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.05 1 20 4 25

Lit No 2 : Distance d , Nombre de Barres, Diamètre(mm)=? 0.45 *

RESULTAS

Ny= 3.0723 MN

Nx= 2.7529 MN

No= 3.7095 MN

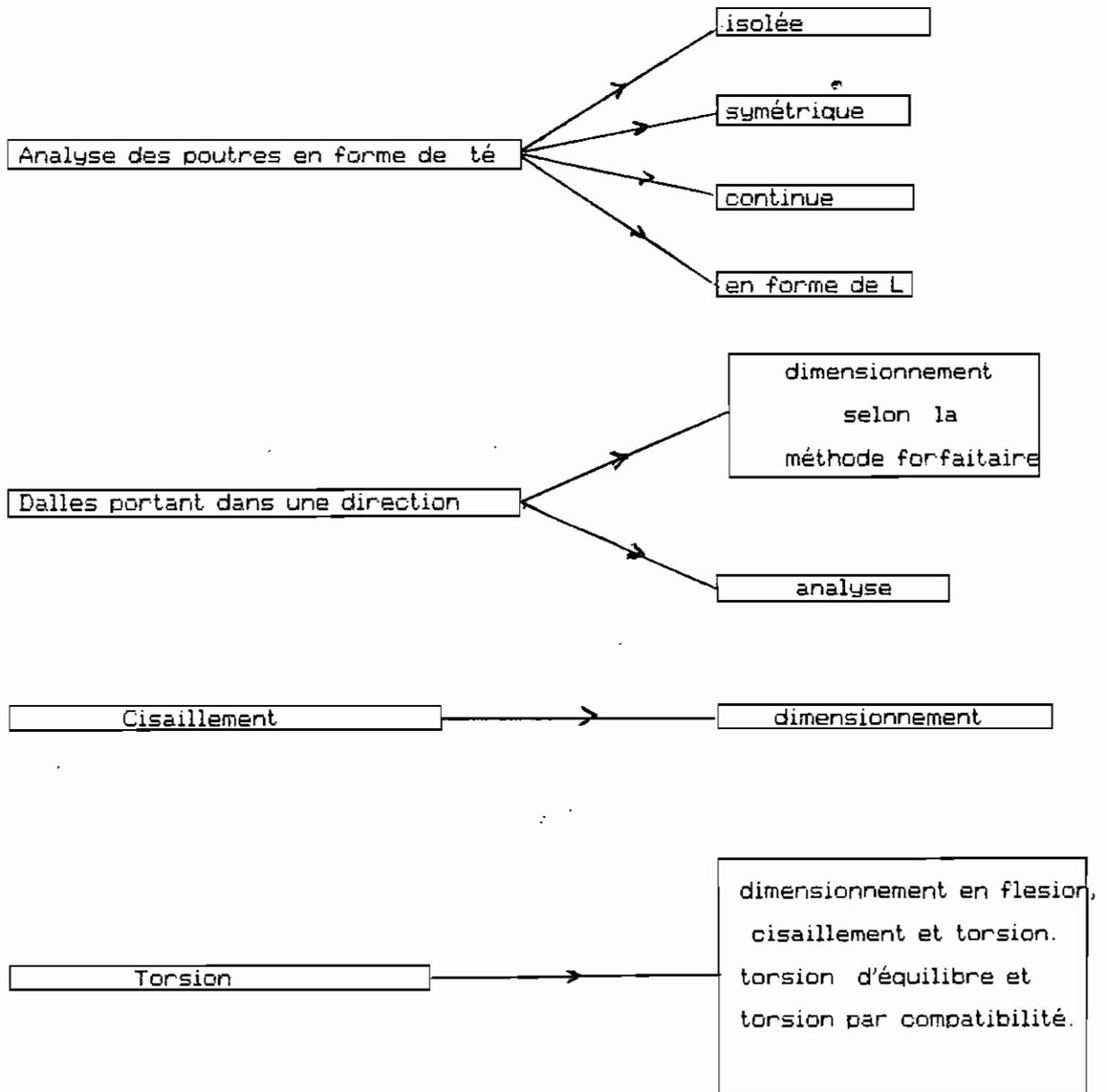
Effort Normal Resistant avec Excentricite Ex,Ey= 2.3857 MN

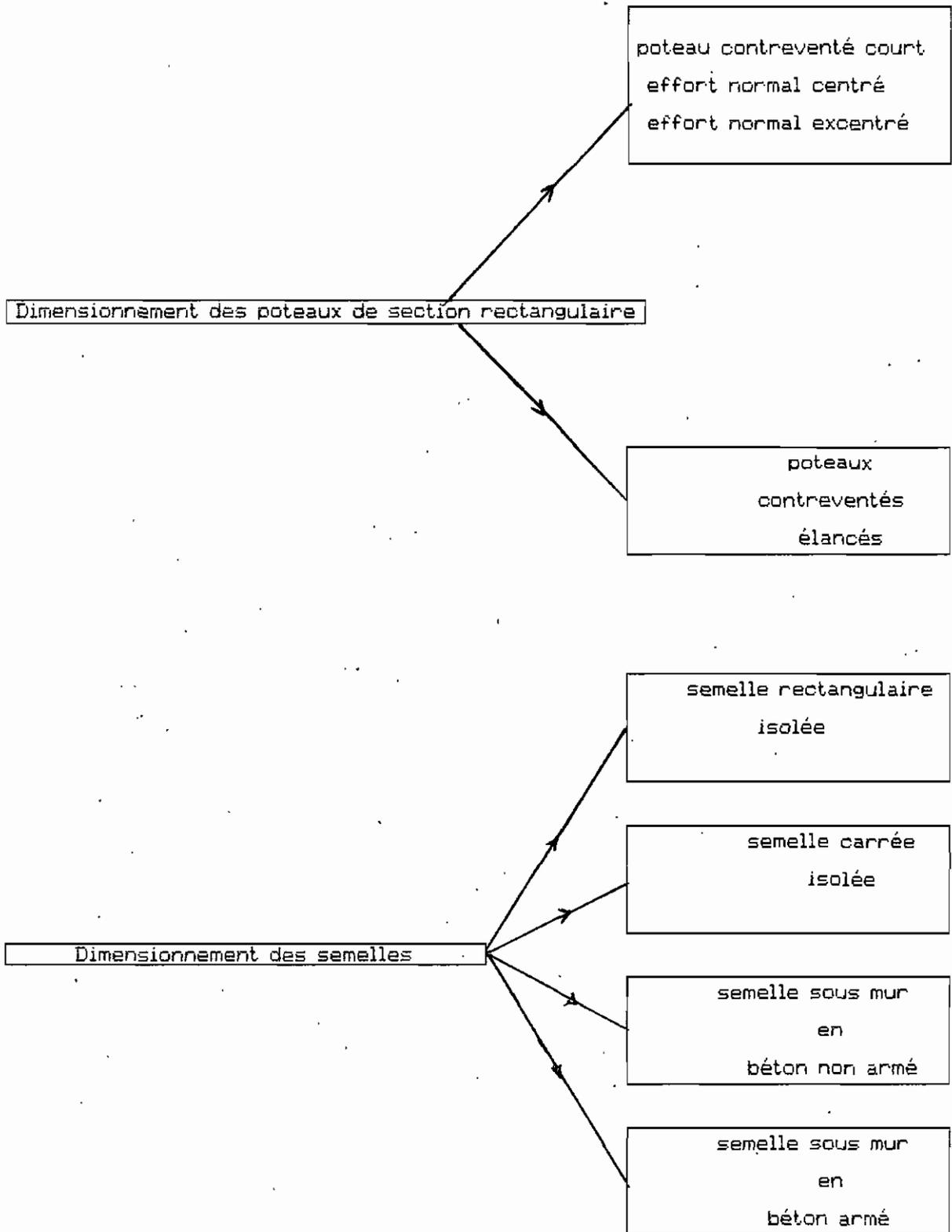
Voulez-vous faire un autre calcul : oui=1, non=0 =0

A N N E X E N o 3

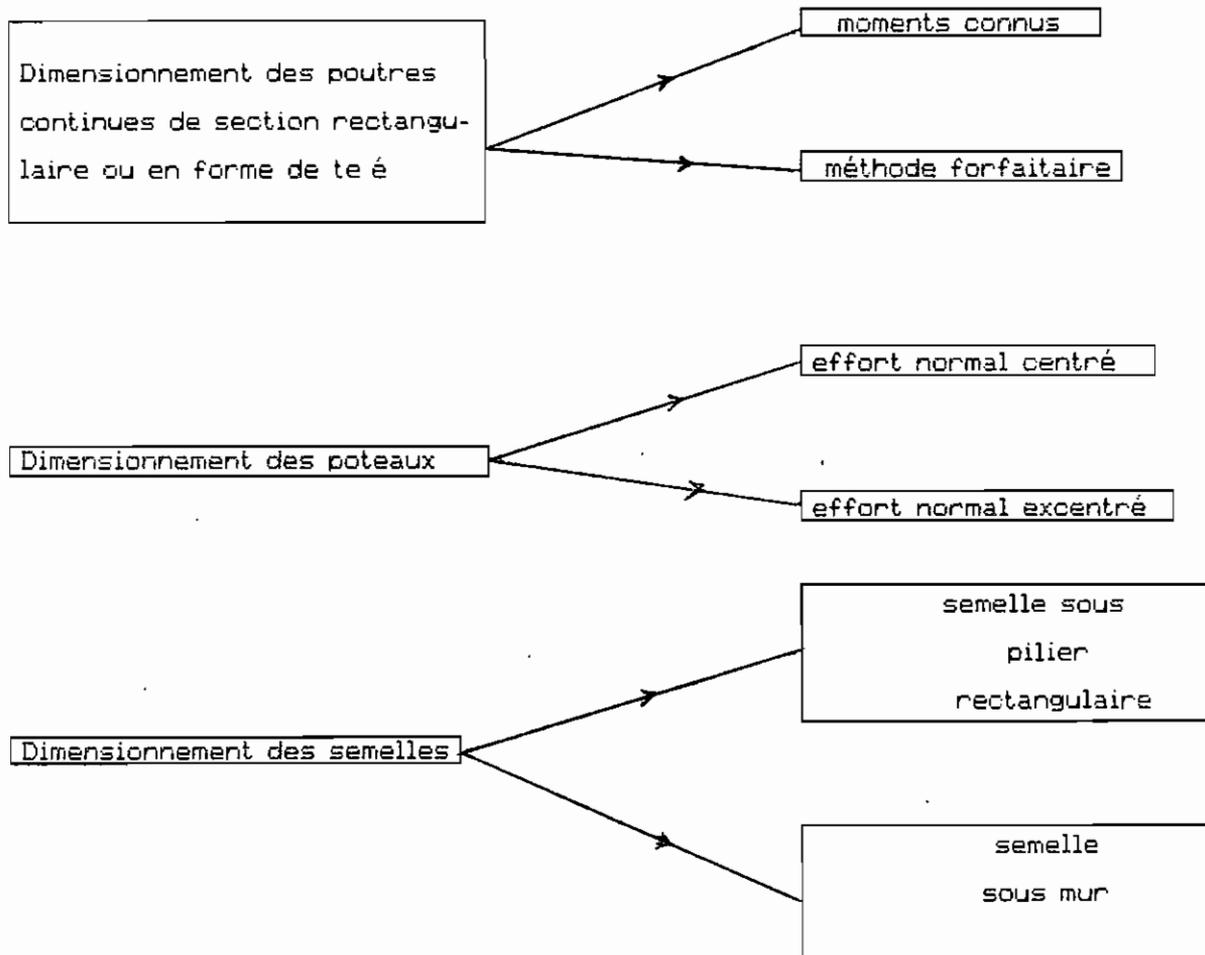
ORGANIGRAMME PRINCIPAL

1- Selon la norme canadienne (CAN.3 A23 M84)





2- Selon la norme française (BAEL 83)



A N N E X E N o 4

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 1) Béton armé , calcul aux états limites , théorie et pratiques
par ARAM SAMIKIAN ; 2^e édition (édition Gaetan Morin)

- 2) Concrete design Handbook , CANADIAN PORTLAND CEMENT ASSOCIATION , OTTAWA , ONTARIO , 1985.

- 3) Calcul de charpente en béton par LAURENT LABONTE , Modulo Editeur 1988.

- 4) Calcul pratique du béton armé , Règles BAEL 83 par GEORGES DREUX 4^e édition Eyrolles 1988 .

- 5) Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL83,
Théorie et applications par PIERRE CHARON , Eyrolles 1983

- 6) Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites . Règles BAEL 83 , Juillet 1985

- 7) Cours supérieurs de béton armé , Règles BAEL 80 par PAUL DINNEQUIN .
Eyrolles 1982.

- 8) ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PRATIQUES

9) REINFORCED CONCRETE STRUCTURES R. PARK AND T. PAULAY

10) PROJET DE FIN D'ETUDES : CONCEPTION D'UN LOGICIEL DE DIMENSIONNEMENT

DES POUTRES ET DALLES EN BETON SUIVANT LES NORMES CANADIENNES

(CAN3 A23.3 M84) ET FRANCAISE (BAEI 83)

par Mr ADJAGBONI SYLVAIN MEDARD , Juin 1990