

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

PROJET DE FIN D'ETUDES

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

TITRE DESIGN COMPARATIF DE
CHATEAUX D'EAU EN BETON ARME
SUIVANT UNE ETUDE PAR ELEMENTS FINIS

DATE : Juillet 1990

AUTEUR : CHEIKH WADE
DIRECTEUR : THOMAS AQUIN
CO-DIRECTEUR : JULIO V. MONTEIRO

REMERCIEMENTS

Je profite de cette étude pour remercier mon directeur de projet, Monsieur Thomas Aquin pour son soutien constant et sa constante disponibilité.

Je tiens à remercier aussi Messieurs EL Hadji M. Thiam et Jean Pierre Radulescu pour les documents et logiciels qu'ils mirent à ma disposition.

Mes remerciements vont aussi à Messieurs Julio V. Monteiro, co-directeur du projet et Djidiack Jean Paul Faye tous ingénieurs polytechniciens au sein du Consortium D'Entreprises.

En fin je remercie tous mes amis qui ont de près ou de loin contribué à la réussite de ce projet.

SOMMAIRE

Cette étude est composée de deux parties principales :

- un calcul des pressions dynamiques réelles du vent pour quatre régions du Sénégal à savoir : TAMBAOUNDA, ST-LOUIS, DAKAR - JOFF et ZIGUINCHOR.

- un design de château d'eau en béton armé de capacité 150 m^3 dont la cote au radier est de 15 m par rapport à une référence prise au niveau du sol.

Le calcul structural est fait à l'aide de deux logiciels d'éléments finis intitulés IMAGES-3D et P-FRAME.

Nous avons choisi une forme tronconique du réservoir à fin de pouvoir stocker le plus grand volume d'eau dans la partie supérieure, ce qui nous permettrait de poser comme hypothèse que le niveau de l'eau reste toujours constant.

Le calcul des éléments en béton armé est fait avec la norme française "BAEL 83".

Pour terminer nous avons donné des recommandations sur l'étude technique et la réalisation du programme de châteaux d'eau confié au Consortium D'Entreprises.

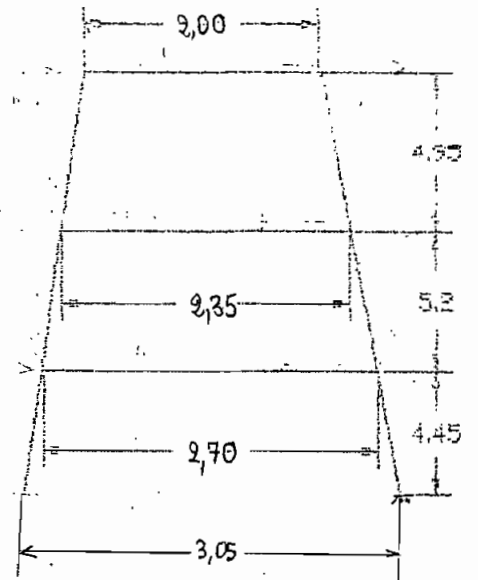
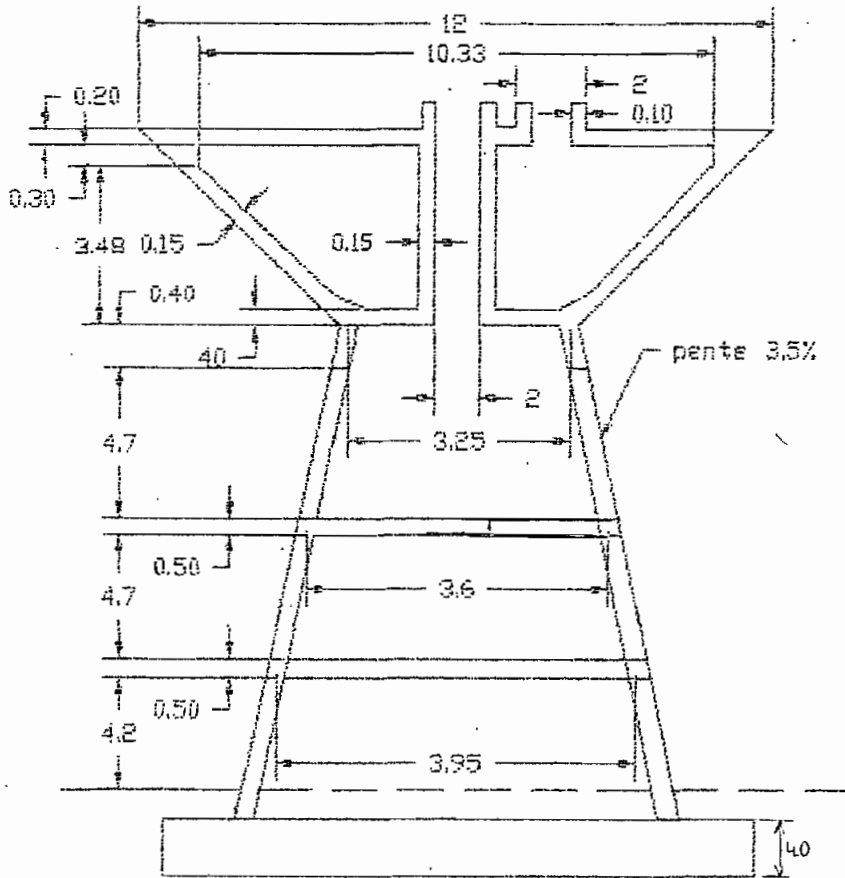


fig 2.1

TABLE DES MATIERES

<u>Numros, des chapitres</u>	<u>TITRES</u>	<u>PAGES</u>
CHAPITRE I	INTRODUCTION	1
CHAPITRE II	RECHERCHE DE LA FORME DU RESERVOIR ET DE SES DIMENSIONS	2-5
2.1	Forme en plan	2-3
2.2	Détermination des dimensions préliminaires de la cuve	4
2.3	Choix des diamètres supérieurs et inférieur de la cuve	4
CHAPITRE III	CALCUL DES VITESSES DE DESIGN	6-28
3.1	quelques notions de statistique	6
3.1.1	les paramètres de tendance centrale	6
3.1.2	les paramètres de dispersion	6
3.1.3	Les paramètres de dépendance séquentielle	7
3.1.4	les fonctions de répartition	7
3.2	Description des principales lois d'ajustement	8-11
3.3	Test de validité d'un ajustement	12-13
3.4	Intervalle de confiance	14-17
3.5	Détermination des vitesses de design avec la loi de GUMBEL	18-28
3.5.1	Calcul par voie graphique	18
3.5.2	Calcul par voie analytique	19-21
3.6	Test de validité	22-25
3.7	Détermination des intervalles de confiance	26-28
CHAPITRE IV	EVALUATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE	29-32
4.1	Pression dynamique	29-30
4.2	Modification de la pression dynamique	30-31
4.2	Détermination des pressions exercées par le vent	32

CHAPITRE V	DETERMINATION DES EFFORTS SUR LA JUPE	33-37
5.1	Moment radial et effort normal sur la dalle supérieure	33
	Moment tangentiels	34
5.2	Moment radial sur la cuve	35-37
CHAPITRE VI	CALCUL DES ARMATURES DE LA DALLE SUPERIEURE	38-42
6.1	Calcul des cerces supérieures	38
6.2	Calcul des armatures radiales supérieures	38-39
6.3	Calcul des armatures radiales inférieures	39
6.4	Calcul des cerces inférieures	39
6.5	Vérification suivant les états limites de service	39-42
CHAPITRE VII	DETERMINATION DES ARMATURES DE LA CUVE	43-48
7.1	Calcul de la section des cerces	43-45
7.2	Application numérique	45-46
7.3	Calcul des armatures radiales	46
7.4	Vérification suivant les états limites	47
CHAPITRE VIII	CALCUL DES ARMATURES DE LA CHEMINÉE ET DE LA DALLE DE FOND	48-50
8.1	Calcul des armatures de la cheminée	48
8.2	Vérification	48-49
8.3	Calcul des armatures de la dalle de fond	50
8.4	Calcul des armatures radiales	50
8.5	Schéma de ferrailage de la jupe	51

chapitre IX	DESIGN DE LA CEINTURE SUR POTEAUX	52-57
9.1	Calcul de la charge totale appliquée sur la ceinture	52
9.2	Calcul des aciers inférieurs	53
9.3	Calcul des étriers	53
9.4	Vérification des espacements	54
9.5	Calcul des aciers de torsion	55
9.6	Vérification des états limites de service	
9.6.1	Compression du béton	56
9.6.2	Ouverture des fissures	56
9.6.3	Espacement	57

chapitre X	CALCUL DES ARMATURES DES COLONNES ET DES TRAVERSES	58-71
10.1	Design des colonnes	59
10.2	Détermination des armatures longitudinales	60
10.2.1	Vérification de la fragilité	61
10.2.3	Calcul des étriers	62
10.2.4	Vérification des espacements et de la section d'acier minimale	62
10.2.5	Longueur de recouvrement	63
10.3	Calcul des armatures de la colonne n° ④	63-64
10.4	Calcul des armatures de la colonne n° ①	65
10.5	Calcul des armatures des traverses (entretoises)	66-69
10.6	Stabilité d'ensemble	70-71

CHAPITRE XI : DESIGN DES FONDATIONS 71-73

ANNEXES

- 11.1 Vérification de l'effort tranchant 72
- 11.2 Vérification de l'effort tranchant vis à vis du poinçonnement 72
- 11.3 Transmission des forces à la base du poteau 73

CHAPITRE XII : CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 74-75

LISTE DES ANNEXES

- Annexe 1 - Résultats donnés par le logiciel P-FRAME 78-84
- Annexe 2 - Résultats donnés par le logiciel IMAGES/3D 85-107
- Modèle mathématique du logiciel ADOSS 108
- Papier GUTBEL pour la région de TAMBA 110
- Solutions à apporter sur la forme de la jupe 111

LISTE DES SCHEMAS ET GRAPHIQUES

SCHEMAS

- SCHEMA S1 : schéma de ferrailage des fondations
- SCHEMA S2 : Modèle mathématique du P. FRATE
- SCHEMA S3 : Modèle mathématique du logiciel IMAGES / 3D
- SCHEMA S4 : Modèle mathématique du logiciel ADOSS

GRAPHIQUES

G1 : Ajustement de la distribution des vitesses de vent avec le papier GUMBEL pour la région de TANBACOUNDA

76
77
87

Le vent comme les autres charges climatiques engendre des sollicitations d'ensemble (moments fléchissants et efforts tranchants) dont il faudrait impérativement tenir compte dans le calcul structural des ouvrages.

Au Sénégal la vitesse de vent qui est adoptée lors du dimensionnement des ouvrages est de l'ordre de $33,3 \text{ m/s}$.

Cette vitesse a été choisie par les bureaux de contrôle qui ont pris l'hypothèse d'assimiler les sites Sénégalais à ceux de la région II, site normal de la France.

L'objectif premier de cette étude est de vérifier cette approximation qui paraît un peu grossière en faisant des ajustements de la distribution des vitesses de vent à des lois comme celles de GUMBEL, PEARSON III, GOODRICH et FRECHET.

Ces ajustements seront soumis à des tests de validité (test χ^2) pour trouver la loi la plus adéquate.

Le deuxième objectif de l'étude est de faire une comparaison entre les effets produits par la vitesse imposée de $33,3 \text{ m/s}$ et ceux de la vitesse qu'on aura réellement trouvée.

Une telle comparaison sera faite à travers une conception d'un château d'eau d'une capacité de 150 m^3 et dont la cote du radier est à $+15 \text{ m IGN}$.

Chapitre II RECHERCHE DE LA FORME DU RESERVOIR ET DE SES DIMENSIONS

2.1 FORME EN PLAN

Le choix de forme sera guidé par le souci d'économiser du béton lors de la construction et par la recherche d'une forme aérodynamique la meilleure possible pour atténuer l'effort du vent.

Pour ce faire nous allons choisir une forme en plans circulaire pour les deux raisons suivantes :

A volume et à hauteur donnés, donc à surface à plan S donnée, le développement de plan la plus faible correspondra au réservoir le moins coûteux.

Or le périmètre d'un carré de surface S est : $P = 4\sqrt{S}$.

Celui d'un cercle est $P' = \sqrt{4\pi S} = 3,57\sqrt{S}$

Celui d'un rectangle de côtés a et b = ka avec k > 1

est : $P'' = \frac{2(k+1)\sqrt{k}}{k} \cdot \sqrt{S} = \gamma\sqrt{S}$

soit pour	k =	1	2	3	4
	$\gamma =$	4	4,23	4,61	5,00

Les réservoirs sont soumis à la pression hydrostatique du liquide contenu. la figure d'équilibre des pressions radiales uniformes est un cercle.

Un réservoir circulaire ne sera soumis qu'à un effort normal de traction. si p est la pression uniforme l'effort normal sera :

$F = \frac{pd}{2}$ mais $d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1,13\sqrt{S} \Rightarrow F = 0,565 p\sqrt{S}$.

Dans un réservoir carré de côté a = \sqrt{S} l'effort normal

est : $F = \frac{pa}{2} = \frac{p\sqrt{S}}{2} = 0,500 p\sqrt{S}$

Ce résultat est légèrement plus petit que dans le cas du réservoir circulaire mais par contre la paroi sera soumise à un important moment de flexion : $(M_f = \frac{pa}{12} = \frac{ps}{12})$ qui demanderait beaucoup plus de béton et d'acier.

Finalement on voit bien que le réservoir carré est beaucoup plus coûteux tant en béton qu'en acier, en coffrage (périmètre de 12% plus élevé) et en étanchéité.

Par conséquent il est irrationnel de chercher pour un réservoir une forme autre que circulaire.

Une considération importante est celle de la dimension maximale en plan est limitée par les conditions de déformation.

Cette déformation doit être réduite suffisamment pour que le réservoir garde ses quantités d'étanchéités.

Par exemple un réservoir circulaire de diamètre d dont l'acier des cerces travaille à une contrainte σ_a (compte tenu de la traction équilibrée du béton) à une augmentation de diamètre de

$$\Delta d = d \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$E_a =$ module d'élasticité de l'acier.

1.2.2 DETERMINATION DES DIMENSIONS PRELIMINAIRES DE LA CUVE

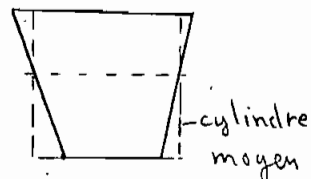
Notre cuve a une forme tronconique.

On utilisera les formules de Fonlladosa (GUERRIN T4) pour déterminer a priori les dimensions de la cuve.

Comme ces formules ont été dérivées pour les réservoirs cylindriques on fera l'approximation suivante concernant le calcul du volume V de la cuve tronconique :

Le volume de la cuve tronconique est sensiblement égal au volume du cylindre moyen de cette même cuve (c'est à dire le cylindre qui a la même hauteur que la cuve et ayant pour diamètre le diamètre moyen de la cuve).

D'après Fonlladosa le diamètre intérieur du cylindre moyen = $d = 1,405 \sqrt[3]{V}$ = diamètre moyen de la cuve.



V : volume de l'eau en $m^3 = 150 m^3$

$$\Rightarrow d = 1,405 \sqrt[3]{150} = 7,465 m$$

Connaissant le diamètre nous pouvons déterminer la hauteur h de l'eau dans le réservoir :

$$h = \frac{V}{\frac{\pi d^2}{4}} = \frac{150}{\frac{\pi \times (7,465)^2}{4}} = 3,5 m$$

On pourrait calculer cette hauteur

à l'aide de la formule donnée par Fonlladosa : $h = 0,460 d$

1.2.3 choix des diamètres supérieur et inférieur de la cuve

Pour le diamètre intérieur on peut prendre $D_1 = 3,25 m$

La hauteur libre h_0 du niveau de l'eau jusqu'à la couverture est approximée par $h_0 = 0,1 \times D_1 = 0,1 \times 3,25 = 0,325 m$

On prend $h_0 = 0,3 m$

donc la hauteur de la cuve = $h = 3,5 + 0,3 = 3,8 \text{ m}$

Le diamètre supérieur D_2 de la cuve est tiré à partir de la relation suivante : $V = \frac{\pi}{12} h (D_2^2 + D_2 D_1 + D_1^2)$

$$h = 3,8 \text{ m} \quad V = 150 \text{ m}^3 \quad D_1 = 3,25 \text{ m} \Rightarrow D_2 = 10,4 \text{ m}$$

Nous choisissons une couverture sous forme de dalle plate avec une épaisseur de 200 mm.

La paroi de la cuve et de la cheminée est fixée à 150 mm

Pour la cheminée nous fixons son épaisseur à 150 mm pour éviter les fuites. L'épaisseur du radier est égale à 400 mm et

La ceinture a une section de $600 \times 500 \text{ mm}^2$

N.B. :

La section des poteaux est fixée à $500 \times 500 \text{ mm}^2$ et celle des entretoises à $350 \times 500 \text{ mm}^2$

La hauteur du château est de 15 m.

3.1 Quelques notions de statistique

L'échantillon comprend trois types d'information que nous décrivons avec des paramètres statistiques,

Ces trois types d'informations sont la tendance centrale, la dispersion de l'échantillon et la dépendance séquentielle entre les éléments de l'échantillon.

3.1.1 les paramètres de tendance centrale

le premier paramètre de tendance centrale est la moyenne arithmétique ou le moment d'ordre i : $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$

où n = nombre d'observations

x_i = valeur d'une observation \bar{x} : moyenne de l'échantillon

S'il s'agit d'une population ce paramètre est souvent noté μ .

La médiane est la valeur x qui a la fréquence ou probabilité d'apparition maximale.

3.1.2 les paramètres de dispersion

Ils indiquent si les observations sont toutes groupées près des valeurs des paramètres de tendance centrale ou si elles sont réparties sur une gamme de valeurs large.

Plusieurs paramètres justifient la dispersion d'un échantillon.

L'intervalle total de l'échantillon est $x_{\max} - x_{\min}$.

La variance de l'échantillon S^2 est :

$$S^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 = \frac{1}{n} \left| \sum_{i=1}^n x_i^2 - n \bar{x}^2 \right|$$

le symbole pour la variance de la population est σ^2 .

Celui de l'écart-type de la population est σ .

le coefficient de variation est le rapport entre l'écart-type et la moyenne : $C_v = \frac{\sigma}{\mu}$ ou $\frac{s}{\bar{x}}$.

L'asymétrie de la distribution autour de la moyenne peut être quantifiée par le rapport adimensionnel du troisième moment au cube de l'écart-type ; ce rapport est appelé coefficient d'asymétrie

$$C_a = \frac{\left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \right]}{\left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{3/2}}$$

3.1.3. Les paramètres de dépendance séquentielle

Ces paramètres expriment la dépendance entre un événement et un autre observé k observations en arrière ou avec un délai de k . Le plus connu de ces paramètres est l'auto-covariance d'ordre k .

$$C_k = \frac{1}{n-k} \sum_{i=1}^{n-k} (x_i - \bar{x})(x_{i+k} - \bar{x})$$

Le rapport de l'auto-covariance C_k sur la variance S^2 s'appelle le coefficient d'auto-corrélation d'ordre k : $\rho_k = \frac{C_k}{S^2}$

3.1.4. les fonctions de répartition

Pour décrire le phénomène probabiliste lié à l'évolution de la vitesse du vent nous essayerons comme en hydrologie d'ajuster une distribution ou une fonction de répartition.

Le choix d'une fonction de répartition tient compte de deux types de critères : les critères physiques (contraintes imposées par le phénomène $x > 0$) et les critères statistiques (contraintes imposées par les caractéristiques de l'échantillon).

3.2 Description des principales lois d'ajustement

Les lois utilisées pour ajuster les distributions statistiques d'un échantillon sont nombreuses. Les plus plus fréquentes, sont celles qui font intervenir peu de paramètres telles que :

- La loi de GIBRAT - GALTON
- La loi de GOODRICH
- La loi de PEARSON III
- La Loi de GUMBEL
- La loi de FRECHET

3.2.1 La loi de GIBRAT - GALTON

La loi de GIBRAT - GALTON est proche de la loi normale ou Loi de GAUSS, à l'expression de la variable près.

L'expression de sa fonction de répartition est la suivante :

$$F(v) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du$$

avec $u = a \log(V - V_0) + b$ = variable réduite.

Dans cette expression de u il apparaît trois paramètres d'ajustement :

- le paramètre V_0 : qui peut être calculé par la méthode des moments.

Cette méthode s'appuie sur les moments d'ordre 2 et 3 :

On a :

$$\frac{\mu_3}{\mu_2} = \frac{(\bar{V} - V_0)^3}{\sigma^2 + 3(V - V_0)^2}$$

On évalue V_0 par approximations successives ou par méthode graphique en résolvant l'équation du 3^{ème} degré en $\bar{V} - V_0$ donnée par l'expression ci-dessus.

- Les paramètres d'ajustement a et b

Ils peuvent être déterminés de deux manières :

1°) à l'aide des équations déduites des moments.

$$1^{\text{e}} \quad a = \frac{1,517}{\sqrt{\log \left[1 + \frac{\sigma^2}{(\bar{v} - v_0)^2} \right]}} \quad \text{et} \quad b = \frac{1,1513}{a} - a \log(\bar{v} - v_0)$$

2^{ème} - A l'aide des équations issues du maximum de vraisemblance

$$a^2 = \frac{1}{\frac{\sum \log^2 (V_i - v_0)}{N} - \frac{[\sum \log (V_i - v_0)]^2}{N^2}} \quad \text{et} \quad b = \frac{-a \sum \log (V_i - v_0)}{N}$$

3.2.2 La Loi de GOODRICH

Cette loi fait partie du groupe de lois exponentielles généralisées. Elle est définie par la fonction de répartition :

$$F(v) = 1 - e^{-A(v-v_0)^{1/m}}$$

Cette loi fait intervenir 3 paramètres qui sont : A , v_0 et m

- Calcul des paramètres

le moment centré d'ordre 3 et l'écart-type σ sont déterminées à partir des données étudiées. le calcul de l'expression $Q(m) = \frac{\mu_3}{\sigma^3}$ permet de déterminer m . Pour ce faire on utilise la table sommaire de la fonction $Q(m)$ établie à partir de l'expression :

$$Q(m) = \left(\Gamma_2 - \Gamma_1^2 \right)^{-1/2} \left[\frac{\Gamma_3 - \Gamma_1^3}{\Gamma_2 - \Gamma_1^2} - 3\Gamma_1 \right]$$

avec les intégrales eulériennes de seconde espèce :

$$\Gamma_1 = \Gamma(m+1) \quad \Gamma_2 = \Gamma(2m+1) \quad \text{et} \quad \Gamma_3 = \Gamma(3m+1)$$

La fonction $Q(m)$ est donnée par le tableau ci-dessous

m	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00
$Q(m)$	0,069	0,217	0,359	0,496	0,631	0,764	0,896	1,028	1,160	1,294	1,430	1,567	1,708	1,852	2,000

les deux autres paramètres se calculent au moyen des relations :

$$v_0 = \bar{v} - \frac{\Gamma_1 \cdot \sigma}{\sqrt{\Gamma_2 - \Gamma_1^2}} \quad \text{et} \quad A = \left[\frac{\sigma^2}{\Gamma_2 - \Gamma_1^2} \right]^{-\frac{1}{2m}}$$

N.B Après avoir calculé m on peut calculer les intégrales d'Euler à l'aide des tables (cf. Hyd. Routière de N.V TUU)

3.2.3 La Loi de PEARSON III

Sa fonction de répartition s'écrit :

$$F(v) = \int_0^v e^{-av} \times v^{\gamma-1} \cdot dv$$

avec $\Gamma(\gamma)$ fonction d'Euler, γ et a étant deux paramètres.

Calcul des paramètres d'ajustement

On démontre par la méthode du maximum de vraisemblance que γ est relié à l'échantillon V_i par la relation suivante :

$$\varphi(\gamma) = \text{Log } \bar{v} - \frac{\sum \text{Log } V_i}{N} = \text{Log } \bar{v} - \overline{\text{Log } v}$$

$\varphi(\gamma)$ étant une fonction complexe dont les valeurs sont données par le tableau de $\varphi(\gamma)$ (cf. Hyd Routière N.V TUU)

Le paramètre a est donné par $\frac{\gamma}{\bar{v}} = a$

3.2.4 La loi de GUMBEL ET FRECHET

Appelées lois doublement exponentielles ou lois de valeurs extrêmes, elles se présentent, toutes deux, sous la forme :

$$F(v) = e^{-e^{-u}} \quad \text{ou } F(v) \text{ est la fonction de nm-}$$

dépassement, avec $u = \alpha(v - v_0)$ pour la loi de GUMBEL

et $u = \alpha [\text{Log } v - (\text{Log } v)_0]$ pour la loi de FRECHET.

Ces lois font apparaître deux paramètres α et V_0 .

Détermination des paramètres d'ajustement

Pour chaque loi, les paramètres d'ajustement se déduisent des paramètres statistiques selon le tableau suivant :

GUMBEL	FRECHET
$\bar{V} = \frac{\sum V}{N}$	$\overline{\text{Log } V} = \frac{\sum \text{log } V}{N}$
$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (V - \bar{V})^2}{N-1}}$	$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log } V - \overline{\text{Log } V})^2}{N-1}}$
$\frac{1}{\alpha} = 0,780 \sigma$	$\frac{1}{\alpha} = 0,780 \sigma$
$V_0 = \bar{V} - 0,45 \sigma$	$(\text{Log } V)_0 = \overline{\text{Log } V} - 0,45 \sigma$

Calcul des vitesses de diverses fréquences

Ils se calculent directement par l'intermédiaire de la variable u tirée de la loi de répartition qui donne $u = -\log(-\log F)$ qu'on égale à $\alpha(V_F - V_0)$ pour GUMBEL et $\alpha [\text{Log } V_F - (\text{Log } V)_0]$ pour FRECHET afin d'obtenir la valeur correspondante V_F ou V_{T_r} avec $T_r = \frac{1}{1-F}$.
On peut lire sur le tableau suivant, pour diverses valeurs du temps de retour T_r , les relations qui lient le débit recherché V_T à l'écart-type et \bar{a} la moyenne de l'échantillon étudié.

3.3 TEST DE VALIDITE D'UN AJUSTEMENT

La loi utilisée pour l'ajustement de la distribution statistique d'un échantillon, ne représente qu'approximativement la population étudiée :

L'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation.

Donc sur un échantillon donné plusieurs lois de distribution peuvent être appliquées mais donnant des résultats qui peuvent différer notablement d'une loi à l'autre.

Il importe dans ce cas de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur des ajustements.

L'un des tests les plus utilisés est le test du χ^2 .

Pour utiliser ce test sur un échantillon de N valeurs classées et pour lequel une loi de répartition $F(x)$ a été déterminée on :

divise l'échantillon en un certain nombre k de classes contenant chacune n_i valeurs expérimentales.

Le nombre ν_i est le nombre théorique de valeurs (sur un échantillon de N valeurs) affectées à la classe i par la loi de répartition.

Ce nombre ν_i est donné par :

$$\nu_i = \int_{x_{i+1}}^{x_i} f(x) dx = N \left[F(x_i) - F(x_{i+1}) \right]$$

où $f(x)$ est la densité de probabilité correspondante à la loi théorique.

Le nombre χ^2 est défini par la relation suivante :

$$\chi^2 = \sum_1^k \frac{(n_i - \nu_i)^2}{\nu_i}$$

C'est une variable aléatoire dont la répartition a été étudiée par PEARSON. Cette répartition dépend du nombre de degrés de liberté $k - 1 - p$, k étant le nombre de classe de l'échantillon et p le nombre de paramètres dont dépend la loi de répartition F .

Par exemple pour la loi de GIBRAT - GALTON et la loi de GOODRICH $p=3$ (\bar{v} , σ , μ_3), la loi de PEARSON $p=2$ (\bar{v} et $\text{Log} v$) et les loi de GUMBEL - FRECHET $p=2$ (\bar{v} et σ)

PROCEDE DE CALCUL

- Diviser en k classes arbitraires l'échantillon des N valeurs classé par ordre décroissant ou croissant, telles que chaque i contienne au minimum un nombre $n_i \geq 5$ de valeurs expérimentales
- Déterminer \mathcal{D}_i le nombre théorique de valeurs continues dans la classe i par la relation:

$$\mathcal{D}_i = N \int_{x_{i+1}}^{x_i} f(x) dx = N \left[F(x_i) - F(x_{i+1}) \right]$$

- Calculer la valeur de: $\chi^2 = \sum \frac{(n_i - \mathcal{D}_i)^2}{\mathcal{D}_i}$
- Chercher sur les tables de PEARSON (tableau 2.3.1.1) la probabilité de dépassement correspondant au nombre de degrés de liberté $k-1-p = \lambda$.
- Si cette probabilité est supérieure à 0,05 l'ajustement est satisfaisant.
- Si elle est inférieure à 0,05 il y a de fortes chances que l'ajustement soit mauvais.
Dans ce cas il est préférable de le rejeter.

§.4

INTERVALLE DE CONFIANCE

L'ajustement d'une loi à la répartition des vitesses de vent permet d'estimer la vitesse correspondant à une faible fréquence de dépassement donnée, par exemple vitesse décennale, vitesse centennale etc. En général, les échantillons des vitesses observées n'excèdent jamais quelques dizaines d'années.

Par conséquent une forte extrapolation s'en suit et la précision s'en ressent.

Ainsi la valeur de la vitesse estimée ne correspond pas à la vraie valeur qui ne peut être connue qu'avec un échantillonnage de dimension finie.

Ceci amène la notion d'intervalle de confiance qui est l'intervalle dans lequel il y a un certain nombre de chances de trouver la vraie valeur du paramètre cherché.

L'intervalle de confiance possède trois propriétés et son amplitude est d'autant plus grande que :

- Le degré de confiance (probabilité pour que la vraie valeur se trouve dans l'intervalle) choisi soit grand,
- La dispersion (c'est à dire l'écart quadratique moyen σ) est grande.
- La taille N de l'échantillon est réduite.

Les valeurs communément admises sont :

95% pour les projets importants économiquement et ou exigeant une sécurité élevée.

70% pour des projets d'importance économique moindre et ou n'exigeant pas une sécurité très poussée.

Remarque: Dans un intervalle de confiance à 95%, on a 95% de chances de trouver la vraie valeur du paramètre estimé, mais il reste 5% de chances de la trouver en dehors de l'intervalle ; 2,5% pour que cette valeur dépasse la marge supérieure de l'intervalle ; 2,5% pour qu'elle soit inférieure à la marge inférieure.

§.4.1 DETERMINATION DES INTERVALLES DE CONFIANCE

Le type de calcul adopté pour ces différentes lois que nous venons de voir est empirique et approché.

§.4.2 Loi de GIBRAT - GALTON

Les intervalles de confiance sont déterminées à partir des méthodes applicables à la loi normale de GAUSS car la loi de GIBRAT - GALTON repose sur une distribution normale de la variable réduite.

A la vitesse V_{Tr} (vitesse qui peut être dépassée 1 fois en T_r années) correspond la variable réduite $u_{Tr} = a \cdot \log(V_{Tr} - V_0) + b$

Cette variable réduite suit une loi de GAUSS.

Ainsi si on veut calculer un intervalle de confiance à $p\%$ sur la variable u_{Tr} on partira de:

$$\pm t_{1-p} \times \frac{\bar{u}_u}{\sqrt{2N}} \sqrt{u_{Tr}^2 + 2} \quad \text{où } t_{1-p} \text{ est la}$$

variable de STUDENT pour $\lambda = N - 1$ degrés de liberté, correspond à un intervalle de confiance de $p\%$, N étant le nombre de données.

\bar{u}_u = écart-type des variables réduites u déduites de la distribution expérimentale des vitesses.

On en déduit l'intervalle de confiance sur V_{Tr} .

$p = 70\%$ ou 95% en général.

u_{Tr} = variable réduite correspondant à l'événement de temps de retour T_r .

Dans le dimensionnement d'un ouvrage, on adopte la limite supérieure de l'intervalle de confiance.

3.4.3

Loi de GOODRICH

La détermination des intervalles de confiance pour la loi de GOODRICH est extrêmement complexe et nécessite l'utilisation d'un ordinateur.

Aucune méthode pratique n'a encore été mise au point permettant un calcul même approché de ces intervalles de confiance.

3.4.4

Loi de PEARSON III

La détermination des intervalles de confiance pour cette loi est également complexe. Cependant une méthode approchée reposant sur une distribution normale GAUSSIENNE a été développée.

L'intervalle de confiance à $p\%$ sur la variable V_{Tr} calculée par la loi de PEARSON III est donnée par: $\pm \mu_{1-p} \cdot \delta \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$

- μ_{1-p} = variable de GAUSS correspondant à un intervalle de confiance $p\%$. Elle est donnée par la table de GAUSS (tableau 2.4.4.1)
- Ainsi pour $p=95\%$ on a $\mu = 1,96$ avec $F(\mu) = 0,025$
- δ est un coefficient dépendant de $\pm 2 \cdot \sigma \cdot \frac{a}{y}$, γ et a étant deux paramètres de la loi de PEARSON III; Les valeurs de δ sont lues sur tableau (cf Hyd. R.)
- σ est l'écart quadratique moyen des variables V_i
- N est le nombre de variables V_i étudiées

3.4.5

LOI DE GUMBEL (ou de FRECHET)

Si \widehat{V}_{Tr} ou $(\log \widehat{V}_{Tr})$ est la vitesse donnée par la loi de GUMBEL (ou FRECHET) pour la vitesse théorique du temps de retour Tr , la valeur réelle V_{Tr} (ou $\log V_{Tr}$) de la vitesse est telle que: $\widehat{V}_{Tr} - K_2 \sigma \leq V_{Tr} \leq \widehat{V}_{Tr} + K_1 \sigma$ (loi de GUMBEL)

$$\widehat{\log V_{Tr}} - K_2 \sigma \leq V_{Tr} \leq \widehat{\log V_{Tr}} + K_1 \sigma \quad (\text{loi de FRECHET})$$

σ étant l'écart quadratique moyen

K_1 et K_2 sont lus sur les graphiques à seuil de confiance fixé à 95% ou 70%

3.5 DETERMINATION DES VITESSES DE DESIGN AVEC LA LOI DE GUMBEL

La fonction de répartition utilisée sera celle du type I de la loi de GUMBEL qui a été appliquée en hydrologie surtout pour les débits de crues. La fonction de répartition est :

$$F(x) = \exp \left[- \exp(-\alpha(x-\mu)) \right] = P(X \leq x)$$

et la fonction de répartition est :

$$f(x) = \alpha \exp \left[-\alpha(x-\mu) - \exp(-\alpha(x-\mu)) \right]$$

où α est le paramètre de dispersion et μ le mode.

Le produit $\alpha(x-\mu)$ s'appelle la variable réduite et celle notée par y pour la distribution du type I.

L'estimation des paramètres α et μ par la méthode des moments donne :

$$\alpha = \frac{\sqrt{N}}{S} \quad \text{et} \quad \mu = \bar{x} - \frac{\bar{y}_N}{\alpha}$$

N = nombre total d'observations

\sqrt{N} = écart-type réduit, fonction de N

\bar{y}_N = moyenne réduite, fonction de N

Les valeurs de \sqrt{N} et \bar{y}_N peuvent être lues sur le tableau (cf. Hyd Routière) pour des valeurs de N allant jusqu'à 100.

Les valeurs numériques de la fonction de répartition et de la fonction de distribution de probabilité correspondant aux valeurs de la variable réduite y sont également lues sur le tableau (cf. Hyd Routière N.V. T.U.U.)

Cette fonction de répartition n'est pas symétrique mais possède une symétrie vers les valeurs plus grandes.

23.5.1 Calcul par voie graphique

La vitesse de design est déterminée à partir de la période de retour. Ici cette recherche de vitesse de design sera faite à l'aide de la méthode de GUMBEL (analyse de fréquence graphique).

i) EXPLICATION DE LA METHODE

La méthode graphique permet à l'utilisateur d'interpréter le phénomène à l'étude de façon visuelle;

Elle consiste à positionner sur un papier approprié (GUMBEL) les paires de valeurs (x , fréquence), et tracer ensuite une ligne droite qui suit bien ces points dits expérimentaux.

La méthode de CALIFORNIE est très utilisée pour calculer la fréquence expérimentale F :

$$F = \frac{m}{m+1} \quad (1)$$

où m = rang occupé par une observation dans l'échantillon classé par ordre décroissant.

n = nombre total d'observations.

- Classer les événements par ordre décroissant;
- Calculer la fréquence pour chaque événement à l'aide de l'équation (1);
- Positionner les points sur le papier graphique approprié;
- Tracer la meilleure ligne droite à travers le nuage de points;
- Interpoler pour trouver la fréquence d'un événement quelconque ou l'événement correspondant à une probabilité voulue.

3.5.2 Calcul par voie analytique

Pour calculer la vitesse on a besoin de connaître l'écart-type réduit σ_N et la moyenne réduite \bar{y}_N qui sont fonction de N.

3.5.2.1 Procédure de calcul

- Déterminer σ_N et \bar{y}_N
- Calculer $\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$
- Calculer $S = \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{1/2}$
- Calculer $\alpha = \frac{\sigma_N}{S}$ et $\mu = \bar{x} - \frac{\bar{y}_N}{\alpha}$
- Calculer $p(X < x) = 1 - \frac{1}{Tr} = F(x)$
- Connaissant $F(x)$ on détermine y .
- Déterminer la vitesse avec la relation suivante

$$\boxed{x = \frac{y}{\alpha} + \mu}$$

3.5.2.2 SITE : ZIGUINCHOR

$N = 35$ on lit sur le tableau (Hyd.R.) $\sigma_N = 1,1285$ et $\bar{y}_N = 0,5402$

alors $\alpha = \frac{\sigma_N}{S} = \frac{1,1285}{6} = 0,18806$

$$\mu = \bar{x} - \frac{\bar{y}_N}{\alpha} = 19,3$$

Pour une période de retour de 30ans on a :

$$F(x) = \text{prob}(X < x) = 1 - \frac{1}{T_r} = 1 - \frac{1}{30} = 0,9667$$

On trouve que pour $F(x) = 0,9667$; $y = 3,385$

$$\text{Par suite } x = \frac{y}{\alpha} + \mu = \frac{3,385}{0,18806} + 19,3 = 37,2995 \text{ m/s}$$

$$x = 37,3 \text{ m/s}$$

3.5.2.3

SITE: TAMBACOUNDA

$N = 34$ on lit $\bar{Y}_N = 0,5396$ et $\sigma_N = 1,1255$

$$s = 4,9410 \quad \bar{x} = 24,118$$

$$\alpha = \frac{\sigma_N}{s} = \frac{1,1255}{4,9410} = 0,2278$$

$$\mu = 24,118 - \frac{0,5396}{0,2278} = 21,749 = 21,75 \text{ m/s}$$

$T_r = 30 \text{ ans} \Rightarrow F(x) = 0,9667 \Rightarrow y = 3,385$

$$\text{Par suite } x = \frac{3,385}{0,2278} + 21,75 = 36,598 \text{ m/s}$$

$$x = 36,6 \text{ m/s}$$

3.5.2.4

SITE: ST-LOUIS

$N = 35 \Rightarrow \bar{Y}_N = 0,5402$ et $\sigma_N = 1,1285$

$$\bar{x} = 22,5143 \quad s = 7,82$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{N}}{S} = \frac{1,1285}{7,82} = 0,14431$$

$$u = \bar{x} - \frac{\bar{Y}_N}{\alpha} = 22,5143 - \frac{0,5402}{0,14431} = 18,771$$

Pour $T_r = 30$ ans , $F(x) = 0,9667 \Rightarrow y = 3,385$

Par suite $x = \frac{y}{\alpha} + u = \frac{3,385}{0,14431} + 18,771 = 42,227$

$$x = 42,3 \text{ m/s}$$

35.2.5 SITE: DAKAR-YOFFE

Pour $N = 33$ on lit $\sqrt{N} = 1,1226$ et $Y_N = 0,5388$

$\bar{x} = 23,1212$ et $S = 4,967$

$$\alpha = \frac{\sqrt{N}}{S} = \frac{1,1226}{4,967} = 0,226$$

$$u = \bar{x} - \frac{\bar{Y}_N}{\alpha} = 23,1212 - \frac{0,5388}{0,226} = 20,74$$

Pour $T_r = 30$ ans , $F(x) = 0,9667 \Rightarrow y = 3,385$

Par suite $x = \frac{y}{\alpha} + u = \frac{3,385}{0,226} + 20,74 = 35,72 \text{ m/s}$

$$x = 35,72 \text{ m/s}$$

3.6

TEST DE VALIDITE DE L'AJUSTEMENT

Pour la loi de GUMBEL, la fonction de répartition s'écrit :

$$F(v) = e^{-[e^{-\alpha(v-v_0)}]}$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{1}{0,780\sigma}$$

$$v_0 = \bar{v} - 0,45\sigma$$

3.6.1. PROCEDURE

- Déterminer $F(v)$ en calculant α et v_0
- Diviser L'échantillon en k classes
- Calculer les nombres théoriques v_i de valeurs affectés à chaque classe i par La Loi de répartition.
- Calculer χ^2
- Lire $P(\chi^2)$ sur les tables de PEARSON à l'aide de $\lambda = k-1-p$

3.6.1.1 SITE: ZIGUINCHOR

$$\sigma = 6 \quad \bar{v} = 22,143 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1}{0,78\sigma} = \frac{1}{0,78 \times 6} = 0,213675 = 21367,52 \times 10^{-5}$$

$$v_0 = \bar{v} - 0,45\sigma = 22,143 - 0,45 \times 6 = 19,443 \text{ m/s}$$

$$F(v) = \exp \left[- e^{-21367,52 \times 10^{-5} (v - 19,443)} \right]$$

N = 35

CLASSE	n_i	V	F(V)	$F(V_i) - F(V_{i+1})$	$v_i = N[F(V_i) - F(V_{i+1})]$
1	8	$+\infty$	1		
		27	0,8196	0,1804	6,314
2	6	27	0,8196	0,1074	3,759
		24,5	0,7122		
3	6	24,5	0,7122	0,2619	9,1665
		20,5	0,4503		
4	7	20,5	0,4503	0,2649	9,2715
		17	0,1854		
5	8	17	0,1854	0,1854	6,489
		0	0		

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 2,13 \quad \Rightarrow p(\chi^2) = 0,4 + \frac{(0,3 - 0,4)(2,13 - 1,83)}{(2,41 - 1,83)} = 0,348 > 0,05 \text{ donc}$$

L'ajustement est satisfaisant

$$\lambda = k - 2 - p = 5 - 1 - 2 = 2$$

3.6.1.2 SITE : TAMBAQUINDA

$$\sigma = 4,9410 \quad \bar{v} = 24,118 \text{ m/s}$$

$$\alpha = \frac{1}{0,78\sigma} = \frac{1}{0,78 \times 4,9410} = 0,259472 = 25947,2 \times 10^{-5}$$

$$v_0 = \bar{v} - 0,45\sigma = 24,118 - 0,45 \times 4,9410 = 21,89455 \text{ m/s}$$

$$F(v) = \exp \left[-e^{-25947,2 \times 10^{-5} (v - 21,89455)} \right]$$

$$N = 34$$

m_i	classe	v	$F(v)$	$F(v_i) - F(v_{i+1})$	$\nu_i = N(F(v_i) - F(v_{i+1}))$
5	1	$+\infty$	1		
		29,5	0,8702	0,1298	4,4132
7	2	29,5	0,8702		
		25,5	0,6754	0,1948	6,6232
7	3	25,5	0,6754		
		23,5	0,5172	0,1582	5,3788
8	4	23,5	0,5172		
		20,5	0,2379	0,2793	9,4962
7	5	20,5	0,2379		
		0	0	0,2379	8,0886

$$\chi^2 = \frac{(m_i - \nu_i)^2}{\nu_i} = 0,97 \quad \Rightarrow p(\chi^2) = 0,7 + \frac{(0,6 - 0,7)(0,97 - 0,713)}{(1,02 - 0,713)} = 0,616 > 0,05$$

$$\lambda = k - 1 - p = 5 - 1 - 2 = 2$$

donc l'ajustement est satisfaisant

3.6.1.3 SITE : DAKAR - YOFF

$$\sigma = 4,967 \quad \bar{v} = 23,1212 \text{ m/s} \quad \alpha = \frac{1}{0,78\sigma} = \frac{1}{0,78 \times 4,967} = 25811,4 \times 10^{-5}$$

$$v_0 = \bar{v} - 0,45\sigma = 20,886 \text{ m/s}$$

$$F(v) = \exp \left[- e^{-25811,4 \times 10^{-5} (v - 20,886)} \right]$$

classe	n_i	v	$F(v)$	$F(v_i) - F(v_{i+1})$	$N[F(v_i) - F(v_{i+1})] = \nu_i$
		$+\infty$	1		
1	5	27	0,8135	0,1865	6,1545
		27	0,8135		
2	7	24,5	0,6747	0,1388	4,5804
		24,5	0,6747		
3	5	21,5	0,4259	0,2488	8,2104
		21,5	0,4259		
4	6	20,5	0,3313	0,0946	3,1218
		20,5	0,3313		
5	5	18,5	0,1570	0,1743	5,7519
		18,5	0,1570		
6	5	0	0	0,1570	5,1810

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - \nu_i)^2}{\nu_i} = 5,51 \quad \Rightarrow \quad p(5,51) = 0,2 + \frac{10,1 - 0,2}{(6,25 - 4,64)} (5,51 - 4,64) = 0,146$$

$$\lambda = K - 1 - p = 6 - 1 - 2 = 3$$

$p(5,51) = 0,146 > 0,05$ donc l'ajustement est satisfaisant

3.6.1.4 SITE : ST-LOUIS

$$\sigma = 7,82 \quad \bar{v} = 22,5143 \text{ m/s}$$

$$\alpha = \frac{1}{0,78 \times 7,82} = 16394,52 \times 10^{-5}$$

$$V_0 = \bar{v} - 0,45\sigma = 18,9953 \text{ m/s}$$

$$F(v) = \exp \left[-e^{-16394,52 \times 10^{-5} (v - 18,9953)} \right]$$

$$N = 35$$

classe	n_i	v	$F(v)$	$F(v_i) - F(v_{i+1})$	$N[F(v_i) - F(v_{i+1})] = \nu_i$
1	5	$+\infty$	1	0,204	7,140
		28	0,796		
2	5	28	0,796	0,226	7,910
		22,5	0,570		
3	7	22,5	0,570	0,112	3,920
		20,5	0,458		
4	7	20,5	0,458	0,120	4,200
		18,5	0,338		
5	5	18,5	0,338	0,116	4,060
		16,5	0,222		
6	6	16,5	0,222	0,222	7,770
		0	0		

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - \nu_i)^2}{\nu_i} = 6,62 \quad \Rightarrow \quad p(6,62) = 0,1 + \frac{(0,05 - 0,1)(6,62 - 6,25)}{(7,81 - 6,25)} = 0,088$$

$$\lambda = K - 1 - p = 6 - 1 - 2 = 3$$

$p(\chi^2) > 0,05$ donc l'ajustement est suffisant

3.7 DETERMINATION DES INTERVALLES DE CONFIANCE

L'ajustement d'une loi de répartition des vitesses de vent permet d'estimer la vitesse correspondante à une faible fréquence de dépassement donnée, par exemple vitesse décennale, vitesse centennale, vitesse millénaire etc.

Les échantillons des vitesses observées n'excédant jamais quelques dizaines d'années, il faut procéder au calcul des intervalles de confiance. Le degré de confiance sera de 95% car le projet est économiquement important et il exige une sécurité élevée.

Si \hat{V}_{Tr} est la valeur donnée par l'ajustement avec la loi de GUMBEL pour la vitesse théorique de temps de retour Tr , la valeur réelle V_{Tr} de la vitesse est telle que :

$$\hat{V}_{Tr} - K_2 \sigma \leq V_{Tr} \leq \hat{V}_{Tr} + K_1 \sigma \quad (1)$$

σ étant l'écart quadratique moyen, K_1 et K_2 étant fournis par le graphique précité dépendant du seuil de confiance fixé 95% et de la taille de l'échantillon.

3.7.1 SITE : TAMBAEQUINDA

$$\hat{V}_{Tr} = 36,6 \text{ m/s}$$

$$\sigma = 4,9410 \quad N=34 \Rightarrow \sqrt{N} = 5,83$$

$$\left. \begin{array}{l} Tr = 30 \text{ ans} \\ \sqrt{N} = 5,83 \end{array} \right\} \text{ on lit sur les graphiques } K_1 = 1,38 \text{ et } K_2 = 1,19$$

$$\text{donc on a d'après (1) : } 36,6 - 1,19 \times 4,9410 \leq V_{Tr} \leq 36,6 + 1,38 \times 4,9410$$

soit

$$30,72 \leq V_{Tr} \leq 43,42 \quad \text{m/s}$$

3.7.2

SITE : DAKAR - JOFF

$$\bar{V} = 4,967$$

$$\hat{V}_{Tr} = 35,72 \text{ m/s}$$

$$N = 33 \Rightarrow \sqrt{N} = 5,75$$

$$Tr = 30 \text{ ans}$$

$$\sqrt{N} = 5,75$$

$$\left. \begin{array}{l} Tr = 30 \text{ ans} \\ \sqrt{N} = 5,75 \end{array} \right\} \Rightarrow K_1 = 1,4 \text{ et } K_2 = 1,15$$

$$\text{on a : } 35,72 - 1,15 \times 4,967 \leq V_{Tr} \leq 35,72 + 1,4 \times 4,967$$

sit

$$30,00 \text{ m/s} \leq V_{Tr} \leq 42,68 \text{ m/s}$$

3.7.3

SITE : ST- LOUIS

$$\bar{V} = 7,82$$

$$\hat{V}_{Tr} = 42,23 \text{ m/s}$$

$$N = 35$$

$$\sqrt{N} = 5,92$$

$$Tr = 30 \text{ ans}$$

$$\sqrt{N} = 5,92$$

$$\left. \begin{array}{l} Tr = 30 \text{ ans} \\ \sqrt{N} = 5,92 \end{array} \right\} \Rightarrow K_1 = 1,35 \text{ et } K_2 = 1,16$$

$$\text{on a : } 42,23 - 1,16 \times 7,82 \leq V_{Tr} \leq 42,23 + 1,35 \times 7,82$$

sit

$$33,16 \text{ m/s} \leq V_{Tr} \leq 52,79 \text{ m/s}$$

SITE : ZIGUINCHOR

$$\bar{V} = 6 \text{ m/s}$$

$$N = 35 \Rightarrow \sqrt{N} = 5,92$$

$$\hat{V}_{Tr} = 37,3 \text{ m/s}$$

$$Tr = 30 \text{ ans}$$

$$\sqrt{N} = 5,92$$

$$\left. \begin{array}{l} Tr = 30 \text{ ans} \\ \sqrt{N} = 5,92 \end{array} \right\} \Rightarrow K_1 = 1,35 \text{ et } K_2 = 1,16$$

$$\text{on a : } 37,3 - 1,16 \times 6 \leq V_{Tr} \leq 37,3 + 1,35 \times 6$$

sit

$$30,34 \leq V_{Tr} \leq 45,4 \text{ m/s}$$

3.7.5

SYNTHESE

SITE	\hat{V}_{Tr} (m/s)	INTERVALLE DE CONFIANCE	$P(\chi^2)$	VITESSE A UTILISER POUR LE DESIGN (m/s)
TAMBACOUNDA	36,6	[30,72 ; 43,42]	0,616	43,42
DAKAR-YOFF	35,72	[30,00 ; 42,68]	0,146	42,68
ST-LOUIS	42,23	[33,16 ; 52,79]	0,088	52,79
ZIGUINCHOR	37,3	[30,34 ; 45,4]	0,348	45,4

Chapitre IX EVALUATION DE LA PRESSION DYNAMIQUE

Les charges de vent, de neige et de séisme sont des surcharges climatiques.

Cependant la surcharge la plus fréquente au Sénégal parmi celles-ci est la surcharge de vent.

Les effets du vent sont codifiés dans le Document Technique Unifié « Règle NV65 » qui a été modifié et complété par des annexes des années 1967.

4.1. PRESSION DYNAMIQUE

L'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur une face d'un élément de paroi est donnée par la formule suivante :

$$A = c \times q \text{ dans laquelle}$$

c = coefficient de pression qui est fonction des dispositions de la construction et q la pression dynamique fonction de la vitesse du vent. c est positif lorsque la face est soumise à une surpression et négatif lorsqu'elle est soumise à une suction (dépression).

Dans tous les cas la pression dynamique est égale à :

$$q = \frac{v^2}{16,3}$$

q = pression dynamique en daN/m^2

et v = la vitesse du vent en (m/s)

On doit distinguer dans les calculs une pression dynamique normale et une pression dynamique extrême ; le rapport de la seconde à la première est pris égal à 1,75.

Par convention les pressions dynamiques normales et extrêmes sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au dessus du sol, pour un site normal sans effet de masque, sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50 m.

Leurs valeurs varient avec les régions et à une altitude intérieure ou égale à 1000 m et sont données dans le tableau suivant pour la région II de la France à laquelle on a assimilé les sites du Sénégal

REGION	PRESSIION DYNAMIQUE DE BASE NORMALE (daN/m ²)	PRESSIION DYNAMIQUE DE BASE EXTREME (daN/m ²)
I	50	87,5
II	70	122,5
III	90	157,5

4.2 — MODIFICATION DES PRESSIONS DYNAMIQUES DE BASE

La pression dynamique q_H agissant à une hauteur H au dessus du sol est définie par la relation suivante :

$$q_H = q_{10} \times 2,5 \frac{H+18}{H+60}$$

dans laquelle q_H désigne la pression dynamique à la hauteur H ;
 q_{10} la pression dynamique de base à 10 m de hauteur
 et H , la hauteur en m comptée à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal.

Il faut noter que la nature du site d'implantation de la construction a une influence remarquable sur les valeurs des pressions dynamiques de base déterminées pour une même région.

Donc les valeurs adoptées pour des pressions dynamiques de base

normale et extrême pour les différents sites sont égales aux valeurs définies ci-dessus multipliées par un coefficient de site donné par le tableau ci-dessous.

SITE	REGION I	REGION II	REGION III
SITE PROTEGE	0,80	0,80	0,80
SITE NORMAL	1,00	1,00	1,00
SITE EXPOSE	1,35	1,30	1,25

Notons que les pressions de base peuvent être modifiées par l'effet de masque lorsque la construction est masquée partiellement ou complètement par d'autres ouvrages ayant une grande probabilité de durée.

Pour les constructions à base rectangulaire ayant certaines caractéristiques définies dans les NV65 les pressions dynamiques sont constantes sur toute la hauteur h de la construction et sont données par la relation suivante

$$q = (48 + 0,6 h) k_f k_s$$

$q \rightarrow \text{daN/m}^2$
 $h \rightarrow \text{m}$

$k_s = \text{coefficient de site}$

k_f : coefficient de région dont les valeurs sont données par le tableau suivant

REGION	k_f pour pression normale	k_f pour pression extrême
I	1,00	1,75
II	1,40	2,45
III	1,80	3,15

4.3 DETERMINATION DES PRESSIONS EXERCÉES PAR LE VENT

La détermination de cette action élémentaire par unité de surface est faite en considérant un coefficient de pression moyenne C qui est fonction de la forme de l'élément considéré, du site et de sa position. Ainsi cette pression sera égale à $p = C \times q_H$

PROCEDURE DE CALCUL DES PRESSIONS

- 1 - Identifier le site, puis calculer sa vitesse de design par ajustement à une loi (par exemple GUMBEL, PEARSON III) ;
- 2 - Calculer la pression dynamique de base q_{10} avec la formule

$$q_{10} = \frac{V^2}{16,3}$$

- 3 - Evaluer la hauteur H à laquelle se situe l'élément considéré
- 4 - Calculer la pression p avec la formule :

$$p = C \times q_{10} \times 2,5 \times \frac{H+18}{H+60} = C \times \frac{V^2}{16,3} \times 2,5 \times \frac{H+18}{H+60}$$

$$p = 0,1534 C \times V^2 \times \frac{H+18}{H+60}$$

$$p \rightarrow \text{daN/m}^2$$

$$V \rightarrow \text{m/s}$$

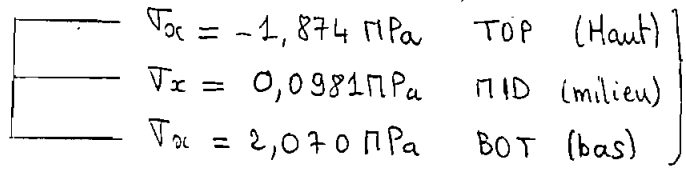
$$H \rightarrow \text{m}$$

CHAPITRE V. DETERMINATION DES EFFORTS EXERCANT SUR LA JUPE

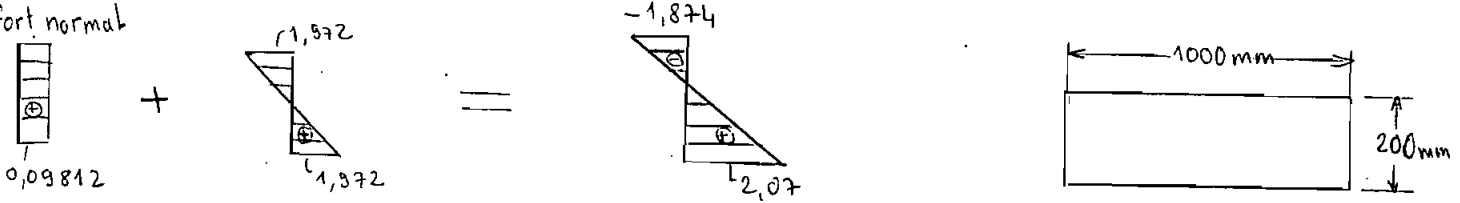
Au niveau de chaque élément on a une flexion composée

5.1 Moment radial et effort normal sur la dalle supérieure

Exemple de calcul Plate 12
contraintes données par le programme
IMAGES / 3D.



Effort normal



D'après l'équation de Navier $\sigma = \frac{M y}{I} = \frac{M}{S}$ avec $S = \frac{b h^2}{6}$ pour une largeur de 1m
 $S = \frac{1000 \times 200^2}{6} = 6,667 \times 10^6 \text{ mm}^3$

le moment correspondant = $M = \sigma \cdot S = 1,972 \times 6,667 \times 10^6 = 13,15 \text{ kN.m/ml}$

et l'effort normal = $\sigma \cdot A = 0,09812 \times 1000 \times 200 = 19,6 \text{ kN/ml}$ (+ traction)

5.1.1 Tableau des valeurs de moment et effort normal

N° de l'élément	10	12	13	15	9	11	14	16
M_r (kN.m/ml)	+12,87	+13,15	+13,15	+12,86	+10,84	11,28	11,28	10,83
N (kN/ml)	18,54	19,6	19,6	18,54	17,55	18,3	18,3	17,55

N° Plate	2	4	5	7	1	3	6	8
M_r (kN.m/ml)	1,14	1,53	1,52	1,12	-4,24	-4,53	-4,54	-4,24
N (kN/ml)	21,2	21,32	21,32	21,2	18,5	18,7	18,7	18,5

N° Plate	18	20	21	23	17	19	22	24
M_r (kN.m/ml)	9,67	10,2	10,2	9,66	8,77	9,12	9,12	8,77
N (kN/ml)	17,92	20,04	20,04	19,93	16,74	17,79	17,79	16,73

N° Plate	25	27	30	32	26	28	29	31
M_r (kN.m/ml)	-0,41	-1,97	1,96	-0,41	-1,94	-4,23	-4,22	-1,94
N (kN/ml)	16,07	17,45	17,45	16,07	17,51	20,86	20,87	17,52

5.1.2 Moment tangentielTableau des valeurs

N° Plate	①	③	⑥	⑧	②	④	⑤	⑦
M_y (kN.m/ml)	-36,94	-39,13	-39,13	-36,94	-7,69	-7,19	-7,21	-7,69
N (kN/ml)	+3,33	3,40	+3,40	+3,33	+17,28	+16,75	+16,75	17,28

N° Plate	⑨	⑪	⑭	⑮	⑩	⑫	⑬	⑮
M_y (kN.m/ml)	-6,25	-5,61	-5,61	-6,27	+3,14	+2,88	+2,88	+3,14
N (kN/ml)	16,78	+16,45	16,45	16,78	17,82	16,86	16,86	17,82

N° Plate	⑰	⑲	⑳	㉔	⑱	㉒	㉓	㉕
M_y (kN.m/ml)	2,44	2,26	2,26	2,44	5,27	4,27	4,26	5,27
N (kN/ml)	17,96	17,25	17,25	17,96	17,97	16,76	16,76	17,96

N° Plate	㉖	㉗	㉘	㉙	㉚	㉛	㉜	㉝
M_y (kN.m/ml)	3,64	2,34	2,34	3,65	2,48	1,58	1,58	2,48
N (kN/ml)	18,35	17,44	17,44	18,36	17,80	16,85	16,85	17,80

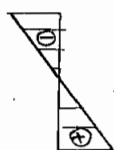
Exemple de calcul Plate ㉚ = élément n° ㉚

$$+0,08423$$



+

$$0,03552$$



$$0,03557$$

=

$$0,04871$$



$$0,1198$$

$$M_y = \sigma_y \times S$$

$$M_y = 0,03557 \times 6,667 \times 10^6 = 1,58 \text{ kN.m/ml}$$

$$N = \sigma_y \times A = 0,08423 \times 1000 \times 200 = 16,85 \text{ kN/ml}$$

5.2.1. moments radial : M_r

N°	33	35	38	40	34	36	37	39
Π_r	+4,89	-4,22	-4,22	-4,88	-4,17	-3,41	-3,41	-4,17
N	-6,04	-42,87	-42,87	-6,05	-17,31	-60,40	-60,40	-17,31

N°	41	43	46	48	42	44	45	47
Π_r	+1,52	+1,20	+1,21	+1,52	+4,17	+0,81	+0,81	4,16
N	-58,67	-65,09	-65,1	-58,67	-62,03	-68,01	-68,01	-62,03

N°	49	51	54	56	50	52	53	55
Π_r	+2,47	+1,72	+1,72	+2,47	+1,83	+1,29	+1,28	+1,83
N	-119,42	-127,30	-127,30	-119,42	-128,31	-134,93	-134,93	-128,32

N°	57	59	62	64	58	60	61	63
Π_r	+1,62	+1,54	+1,54	+1,62	+1,51	+1,31	+1,31	1,52
N	-233,71	-219,75	-219,75	-233,6	-252,6	-240,30	-240,30	-252,60

Moment tangentiel M_t

N°	33	35	38	40	34	36	37	39
Π_t	+1,66	-0,97	-0,97	-1,66	-0,80	-0,23	-0,23	-0,80
N	+21,81	+14,12	+14,12	+21,81	+156,15	+160,5	+160,5	+156,15

N°	41	43	46	48	42	44	45	47
Π_t	+0,21	+0,56	+0,56	+0,21	+0,01	+0,16	+0,16	+0,01
N	+136,30	+146,06	+146,08	+136,30	+163,05	+167,55	+167,55	+163,05

N°	49	51	54	56	50	52	53	55
Π_t	-0,57	-0,21	-0,21	-0,57	-0,34	+0,69	+0,69	-0,34
N	+151,80	+156,00	+156,01	+151,80	+150,3	+143,25	+143,25	+150,3

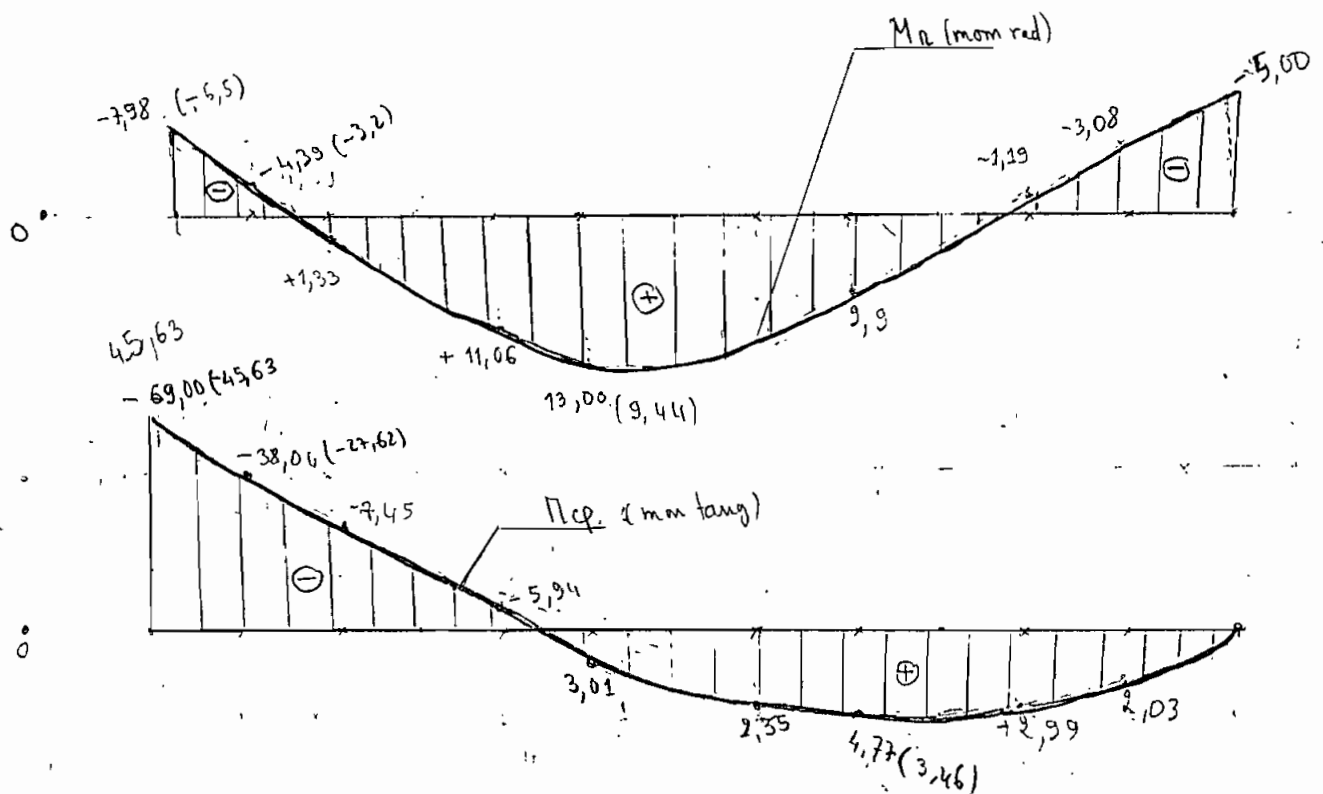
N° Plate	57	59	62	64	58	60	61	63
Π_q (kN/m/ml)	+0,31	+1,13	+1,12	+0,31	+0,33	+0,24	+0,24	+0,33
N (kN/ml)	+126,36	+123,81	+123,81	+126,36	-58,86	-56,07	-56,07	-58,86

Pour tracer les diagrammes des moments on fait d'abord la moyenne des moments des éléments situés à la même distance du centre de la dalle.

Par exemple les éléments ① ; ③ ; ⑥ et ⑧ ont leurs centres de gravité qui se trouvent sur un même arc ; donc pour trouver le moment par mètre linéaire au niveau de cet arc on fait la moyenne des moments sur ces éléments.

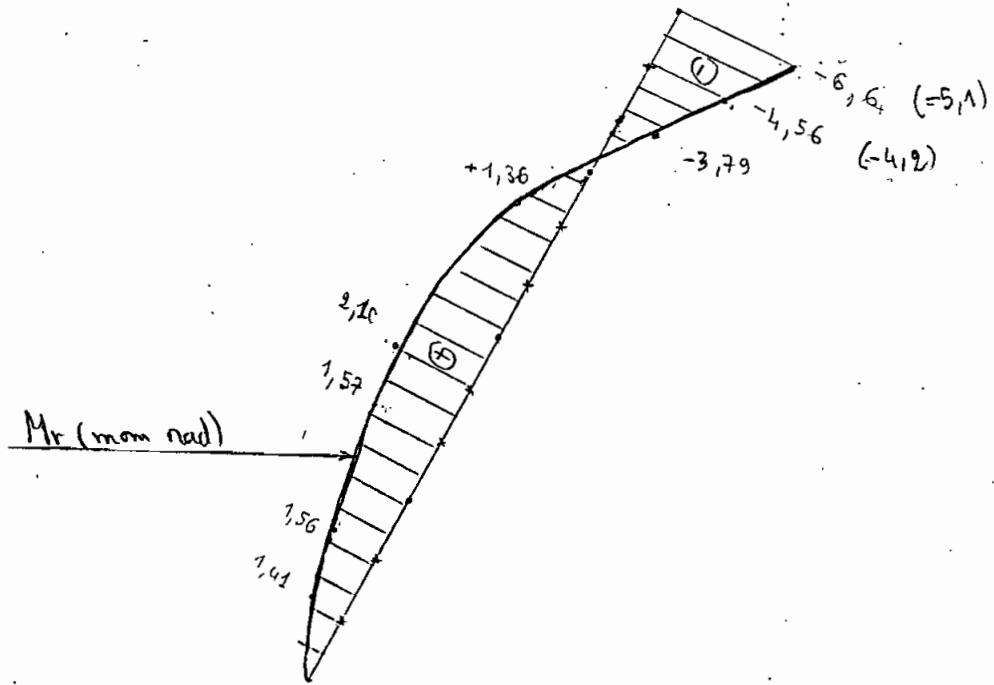
$$\text{Ainsi on a: } M_n = \frac{-4,24 - 4,53 - 4,54 - 4,24}{4} = -4,39 \text{ kN.m/ml}$$

On procède de la même manière pour obtenir l'effort normal et le moment tangentiel.
Nous avons ainsi le diagramme des moments de la dalle supérieure.



les valeurs entre parenthèses sont les moments de service

diagramme des moments de la cure



les moments tangentiels sont pratiquement nuls

CHAPITRE VI CALCUL DES ARMATURES DE LA DALLE SUPERIEURE

Pour tous les calculs d'armature on prendra $f_c = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et le diamètre maximal des agrégats est égal à 10 mm .

6.1 CALCUL DES CERCES SUPERIEURES

$M_q = -69 \text{ kNm/ml}$ sur le 1^{er} mètre (du centre de la dalle jusqu'à $1,5 \text{ m}$)

$b = 100 \text{ cm}$ $d = h - c - \frac{\phi}{2} = 20 - 3 - \frac{1,4}{2} = 16,3 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle = 20 cm

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b d^2} = \frac{69 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (16,3)^2} = 0,18 < 0,392 \Rightarrow \beta = 0,900$$

avec μ = moment relatif du béton

$$\text{Par suite } A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{69 \times 10^3}{0,900 \times 16,3 \times 348} = 13,5 \text{ cm}^2$$

soit 9 #14 espacées de $11 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ O.K

• De même un moment de $-38,04 \text{ kNm/ml}$ s'applique sur le 2^{ème} mètre (de $1,5 \text{ m}$ à $2,5 \text{ m}$ du centre)

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b d^2} = \frac{38,04 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 16,75^2} = 0,096 < 0,392 \Rightarrow \beta = 0,950$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{38,04 \times 10^3}{0,950 \times 16,75 \times 348} = 6,9 \text{ cm}^2 \text{ soit } 9 \#10 \text{ espacées de } 11 \text{ cm} < 20 \text{ cm O.K}$$

Comme le moment tangentiel est nul à partir de $2,5 \text{ m}$ du centre de la dalle on mettra une section d'acier minimale sur le reste c'est à dire (de $2,5 \text{ m}$ à 6 m du centre). Par suite $A_{\min} = 0,23 \frac{f_{tj}}{f_{c28}} b d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 20 \times 100 = 2,415 \text{ cm}^2$ soit 9 #6 espacées de $11 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ O.K (par mètre)

6.2 CALCUL DES ARMATURES RADIALES SUPERIEURES

Le moment $M_r = -7,98 \text{ kNm/ml}$ est petit donc on peut considérer qu'il s'applique sur toute la longueur de la dalle. $\mu = \frac{7,98 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (16,75)^2} = 0,02 < 0,392 \Rightarrow \beta = 0,99$

$$\Rightarrow A = \frac{7,98 \times 10^3}{0,99 \times 16,75 \times 348} = 1,40 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \#6 \text{ espacées de } 20 \text{ cm}$$

6.3 Calcul des armatures radiales inférieures

$\Pi r = 13 \text{ kN.m/ml}$ sur la distance comprise entre (2,8 m et 3,8 m du centre de la dalle)

$$\mu = \frac{\Pi}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (16,6)^2} = 0,033 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13 \times 10^3}{0,983 \times 16,6 \times 348} = 2,33 \quad \text{soit 5 barres } \phi 8 \text{ mm, espacées de 20 cm sur un rayon de } 4,167 \text{ m}$$

6.4 Calcul des cerces inférieures

$Mq = 4,77 \text{ kN.m/ml}$

$$\mu = \frac{\Pi}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,77 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (16,7)^2} = 0,012 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A = \frac{\Pi}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,77 \times 10^3}{0,994 \times 16,7 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 3 cerces de } \phi 6 \text{ mm. à comparer avec la section minimale.}$$

6.5 VERIFICATION SUIVANT LES ETATS LIMITES DE SERVICE

6.5.1 Compression du béton

Au droit du moment en contour $\Pi q = -15,63 \text{ kN.m/ml}$

$$A = 13,35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow f_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 13,35}{100 \times 16,3} = 0,82 \Rightarrow k = 0,043 \quad \text{et } \beta_1 = 0,870$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{45,53 \times 10^3}{0,87 \times 16,3 \times 13,35} = 241,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,043 \times 241,03 = 10,4 \text{ MPa} = \text{contrainte dans le béton.}$$

$$\sigma_b^{-1} = \text{contrainte maximale admise dans le béton} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \sigma_b^{-1} \quad \text{donc la section est adéquate.}$$

au droit du moment en travée

$$M = 9,44 \text{ kN.m/ml} \quad \text{et} \quad A = 2,33 \text{ cm}^2$$

$$\beta_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,33}{100 \times 16,6} = 0,14 \Rightarrow k = 0,016 \quad \text{et} \quad \beta_2 = 0,935$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\beta_1 d A} = \frac{9,44 \times 10^3}{0,935 \times 16,6 \times 2,33} = 261,03 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 261,03 = 4,18 \text{ MPa} < \sigma_b^{-1} = 15 \text{ MPa}$ donc la section est adéquate.

5.5.2 Ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme très préjudiciable

Avec des acier FeE40 type I $f_c = 400 \text{ MPa}$ et $\eta = \text{coef de fissuration} = 1,6$

La contrainte de traction des armatures tendues doit être inférieure au minimum de $0,5 f_c$ et 110η . Donc on a: $\sigma_s \leq 176 \text{ MPa}$

5.5.2.1 Pour les cercles supérieures

$$M_q = -45,63 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{bd^2 \times \sigma_s} = \frac{45,63 \times 10^3}{100 \times (16,3)^2 \times 176} = 0,0097 \Rightarrow \beta_1 = 0,854 \text{ et } k = 0,052$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,052 \times 176 = 9,152 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A_1 = \frac{M}{\beta_1 d \sigma_s} = \frac{45,63 \times 10^3}{0,854 \times 16,3 \times 176} = 18,6 \text{ cm}^2 > 13,35 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 12 \phi 14 \text{ mm}$$

$e = 9 \text{ cm}$ sur le diamètre

5.5.2.2 Pour les armatures radiales supérieures

$$M_r = -6,5 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{bd^2 \times \sigma_s} = \frac{6,5 \times 10^3}{100 \times (16,7)^2 \times 176} = 0,00139 \Rightarrow \beta_1 = 0,937 \quad \text{et } k = 0,015$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,015 \times 176 = 2,64 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

$$A_1 = \frac{M}{\beta_1 d \sigma_s} = \frac{6,5 \times 10^3}{0,937 \times 16,7 \times 176} = 2,36 \text{ cm}^2 > 1,40 \text{ cm}^2$$

donc on a: 9 barres $\phi 6$ $e = 11 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ O.K. (sur un ϕ de 1,2 mètre)

6.5.2.3 Pour les armatures radiales inférieures

$$M_n = 9,44 \text{ kN.m/ml}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{bd^2 \sigma_s} = \frac{9,44 \times 10^3}{100 \times 16,6 \times 176} = 0,0118 \Rightarrow \beta_1 = 0,843 \text{ et } k = 0,059$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,059 \times 176 = 10,38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} = \sigma_b \text{ O.K.}$$

$$A_1 = \frac{M}{\beta_1 \times d \sigma_s} = \frac{9,44 \times 10^3}{0,843 \times 16,6 \times 176} = 3,84 \text{ cm}^2 > 2,33 \text{ cm}^2$$

Adopter 5 # 8mm espacés de 15cm sur un diamètre de 6,6m.

6.5.2.4 Pour les cerces inférieures

$$M_{cp} = 3,46 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M}{bd^2 \sigma_s} = \frac{3,46 \times 10^3}{100 \times (16,7)^2 \times 176} = 0,0007 \Rightarrow \beta_1 = 0,953 \text{ et } k = 0,011$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,011 \times 176 = 1,94 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa} \text{ O.K.}$$

$$A_1 = \frac{M}{\beta_1 \times d \sigma_s} = \frac{3,46 \times 10^3}{0,953 \times 16,7 \times 176} = 1,24 \text{ cm}^2 > 0,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \# 6 \text{ e} = 20 \text{ cm}^2$$

6.5.2.4 VERIFICATION DES ESPACEMENTS

La distance entre axe des armatures d'une même nappe doit être $\leq \bar{a} \leq 20 \text{ cm}$ et $\bar{a} \leq 1,5h$ donc $\bar{a} \leq 20 \text{ cm}$ et $\bar{a} \leq 1,5 \times 20 = 30 \text{ cm}$. Cette règle est vérifiée par tous les espacements.

6.5.3 Longueur de développement et longueur de recouvrement6.5.3.1 longueur de développement pour armatures inférieures radiales

Comme le moment en travée s'annule à 4,63 m du centre de la dalle donc la longueur totale sur laquelle les barres doivent être réparties est égale à $4,63 \text{ m} - 0,5 = 4,13 \text{ m}$. Donc on arrête la moitié des barres à cette distance (à 4,63 du centre) et le reste est prolongé jusqu'au centre.

6.5.3.2 Longueur de développement pour les armatures supérieures radiales

De même le moment radial s'annule à 5,32 m du centre donc la longueur totale de répartition = $5,32 - 0,5 = 4,82$ m.

Ainsi on arrête la moitié des barres à 4,82 m du centre et l'autre moitié est prolongée jusqu'au centre.

6.5.4 Longueur de recouvrement

Nous avons des aciers Fe E 40 donc la longueur de recouvrement est de $L_r = 40 \phi$

Soit $L_r = 40 \times 14 = 560$ mm pour les barres de $\phi = 14$ mm

$L_r = 40 \times 6$ mm = 240 mm pour les barres de $\phi = 6$ mm

$L_r = 40 \times 8$ mm = 320 mm $\phi = 8$ mm

$L_r = 40 \times 10$ mm = 400 mm $\phi = 10$ mm

6.5.5 VERIFICATION VIS A VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

L'effort tranchant max = 17,9 kN/ml donné par IMAGES / 3D

$$T_r = 17,9 \text{ kN/ml}$$

En prenant une bande de 1 m de largeur $\Rightarrow T_{r \max} = 17,9$ kN.

La contrainte tangente $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ avec $V_u = 17,9$ kN.

$$\tau_u = \frac{17,9 \times 10^3}{1000 \times 166} = 0,108 \text{ MPa}$$

Comme pour les dalles aucune armature transversale n'est requise

quand $\tau_u < 0,05 f_{ct} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa} > 0,108 \text{ MPa}$. alors ne mettre pas d'armatures transversales.

6.5.6 VERIFICATION DE LA FRAGILITE

Vis à vis de la flexion on doit avoir $A_s > 0,23 \frac{f_{tj}}{f_{e,v}} b d = 0,23 \times \frac{2,1}{4100} \times 20 \times 100 = 2,415 \text{ cm}^2$

les sections d'acier fournies par mètres linéaires sont $> 2,415 \text{ cm}^2$ donc la section n'est pas fragile.

CHAPITRE: VII

DETERMINATION DES ARMATURES DE LA CUVE

7.1 CALCUL DE LA SECTION DES CERCES

Prenons un élément infinitésimal du tronc de cône.

Soient ds et l les dimensions de cet élément.

L'élément est soumis à la pression de l'eau et à son poids propre
 p = pression due à l'eau au centre de l'élément de coordonnées x, y ;
 donc $p = \rho(h-y)$ soit pour l'élément une force de : $p ds \times l = \rho(h-y) ds$

Cette force décomposée devient :

$$\text{- force horizontale : } q_1 = \frac{p ds}{\sin \alpha} = \frac{\rho(h-y) ds}{\sin \alpha} = \frac{\rho(h-y) dy}{\sin^2 \alpha}$$

- une q_2 dirigée suivant les génératrices du tronc de cône :

$$q_2 = \frac{p ds}{\tan \alpha} = \frac{\rho(h-y) dy}{\sin \alpha \tan \alpha}$$

A la force q_1 correspondra un effort de traction dans les cerces du tronc de cône élémentaire :

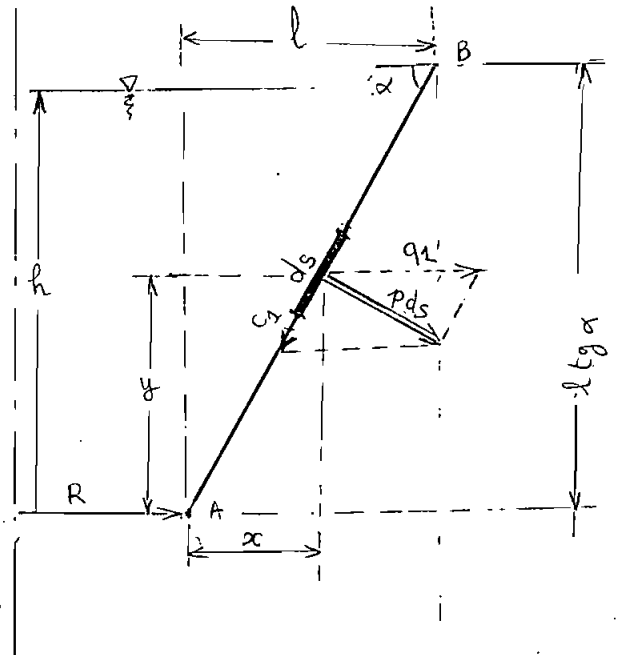
$$dF_1 = q_1 (R+x)$$

$$dF_1 = \frac{\rho(h-y) \left(R + \frac{y}{\tan \alpha}\right) dy}{\sin^2 \alpha}$$

et la force F_1 due à la poussée de l'eau et s'exerçant sur toutes les cerces de

La partie tronconique a pour valeur :

$$F_1 = \int_0^{l \tan \alpha} dF_1 = \frac{\rho}{\sin^2 \alpha} \int_0^{l \tan \alpha} (h-y) \left(R + \frac{y}{\tan \alpha}\right) dy = \frac{\rho l}{\sin \alpha \cos \alpha} \left[h \left(R + \frac{l}{2}\right) - \left(\frac{R}{2} + \frac{l}{3}\right) l \tan \alpha \right]$$



La force c_1 donnera pour le tronc de cône élémentaire d'arête ds , un effort de compression $dC_1 = 2\pi (R+x) c_1 = \frac{2\pi \rho (R-y) (R + \frac{y}{\tan \alpha}) dy}{\sin \alpha \tan \alpha}$

La force de compression C_1 due à la poussée de l'eau et s'exerçant sur l'ensemble du tronc de cône suivant la direction des génératrices a pour valeur :

$$C_1 = \frac{2\pi \rho}{\sin \alpha \tan \alpha} \int_0^{l \tan \alpha} (h-y) \left(R + \frac{y}{\tan \alpha} \right) dy$$

$$C_1 = \frac{2\pi \rho l}{\sin \alpha} \left[h \left(R + \frac{l}{2} \right) - \left(\frac{R}{2} + \frac{l}{3} \right) l \tan \alpha \right]$$

• Effet du poids propre

Soit m : le poids du mètre carré de paroi (poids de l'enduit inclus) pour l'élément $ds \times 1$ on aura une force $m ds$ décomposable en q_2 et c_2 comme précédemment

$$q_2 = \frac{m ds}{\tan \alpha} \quad \text{et} \quad c_2 = \frac{m ds}{\sin \alpha}$$

En suivant la même procédure que pour le cas de l'action de l'eau on trouve que la force de traction dans toutes les cerces de la cure est :

$$F_2 = \frac{m l}{\sin \alpha} \left(R + \frac{l}{2} \right)$$

et la force de compression C_2 due au poids propre de la partie tronconique est :

$$C_2 = \frac{2\pi m l \left(R + \frac{l}{2} \right)}{\sin \alpha \cos \alpha}$$

La force de traction F équilibrée par les cerces de la partie tronconique aura pour valeur :

$$F = F_1 + F_2 = \frac{\rho l}{\sin \alpha \cos \alpha} \left[h \left(R + \frac{l}{2} \right) - \left(\frac{R}{2} + \frac{l}{3} \right) l \tan \alpha \right] + \frac{m l}{\sin \alpha} \left(R + \frac{l}{2} \right)$$

La section des cerces corres pondante est donnée par la relation suivante :

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_{10}}$$

7.2 Application numérique :

$$\alpha = 45^\circ \quad R = 2,2 \text{ m} \quad l = 4,2 \text{ m} \quad \rho = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad h = 4 \text{ m}$$

$$m = 0,15 \times 2500 + 30 = 405 \text{ kg/m}^2 \quad \text{poids de l'enduit} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$F = \frac{1000 \times 4,2}{\sin 45^\circ \cos 45^\circ} \left[4 \left(2,2 + \frac{4,2}{2} \right) - \left(\frac{2,2}{2} + \frac{4,2}{3} \right) 4,2 \tan 45^\circ \right] + \frac{405 \tan 45^\circ}{\sin 45^\circ} \left(2,2 + \frac{4,2}{2} \right) = 66630 \text{ kg soit } 666300 \text{ N}$$

$$\Rightarrow A = \frac{1,35 \times 666300 \times 10^{-2}}{348} = 25,85 \text{ cm}^2$$

• VERIFICATION SUIVANT LES ETATS LIMITES (OUVERTURE DES FISSURES)

Comme la fissuration est très préjudiciable donc $\sigma_s \leq 176 \text{ MPa} \Rightarrow$

$$A = \frac{666300 \times 10^{-2}}{176} = 37,86 \text{ cm}^2 > 25,85 \text{ cm}^2 \text{ donc la section des cerces est égale à } 37,86 \text{ cm}^2 \text{ soit } 76 \text{ barres de } \Phi 8 \text{ mm}$$

• VERIFICATION DE LA FRAGILITE

a) Vis à vis de la traction : $\frac{\sigma_t}{f_c} B = \frac{2,1}{400} \times 15 \times 100 = 7,875 \text{ cm}^2 < 37,86 \text{ cm}^2 \text{ OK}$

b) Vis à vis de la flexion : $0,23 \frac{\sigma_s}{f_c} B = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 15 \times 100 = 1,82 \text{ cm}^2 < 37,86 \text{ cm}^2 \text{ OK}$

donc les sections minime sont pas fragiles.

• REPARTITION DES CERCES.

Comme la force de traction n'est pas uniforme sur toute la hauteur la répartition des armatures se fera en cherchant le nombre de barres dans chaque tronçon de hauteur 1 m à l'aide de l'équation $A_t(h) = f(h)$.

ici $\alpha = 45^\circ \Rightarrow l = h$

$$\text{et } A_t = g \times \left(\frac{\rho h^2}{\bar{\sigma}_{10} \sin \alpha \cos \alpha} + \frac{m h}{\bar{\sigma}_{10} \sin \alpha \cos \alpha} \right) \left(R + \frac{h}{2} \right) - \frac{\rho h^2 \tan \alpha \times R}{2 \bar{\sigma}_{10} \sin \alpha \cos \alpha} - \frac{\rho h^3 \tan \alpha}{3 \bar{\sigma}_{10} \sin \alpha \cos \alpha}$$

$$A_t(h) = (18,94 h^3 + 148 h^2 + 101,25 h) \times 10^{-2} \text{ cm}^2$$

hauteur (h) (cm)	1 ^{er} m	2 ^{ème} m	3 ^{ème} m	4 ^{ème} m
Section d'acier correspondante A_i (cm ²)	2,70	9,46	21,48	39,86

Le nombre de barres dans le 1^{er} mètre = $n_1 = \frac{A_4 - A_3}{A}$
avec (A = section d'une barre de $\phi 8$)

Le nombre de barres dans le 2^{ème} mètre est égal à $n_2 = \frac{A_3 - A_2}{A}$

Le nombre de barres dans le 3^{ème} mètre = $n_3 = \frac{A_2 - A_1}{A}$

Le nombre de barres dans le 4^{ème} mètre est égal à $n_4 = \frac{A_1}{4}$

$$n_1 = \frac{39,86 - 21,48}{0,503} = 37 \text{ barres } \phi 8 \text{ mm}$$

$$n_2 = \frac{21,48 - 9,46}{0,503} = 24 \text{ barres } \phi 8 \text{ mm}$$

$$n_3 = \frac{9,46 - 2,70}{0,503} = 14 \text{ barres } \phi 8 \text{ mm}$$

$$n_4 = \frac{2,70}{0,503} = 6 \text{ barres } \phi 8 \text{ mm}$$

Ex. 3 Calcul des armatures radiales

Côté eau $M_r = -6,6 \text{ kN.m/ml}$

$$u = \frac{M}{\sigma_b b d^2} \quad d = 15 - 3 - \frac{0,8}{2} = 11,6 \text{ cm}$$

$$u = \frac{6,6 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (11,6)^2} = 0,0345 < u_e = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A = \frac{M}{\beta d \times \sigma_{s0}} = \frac{6,6 \times 10^3}{0,982 \times 11,6 \times 348} = 1,67 \text{ cm}^2$$

7.4 VERIFICATION SUIVANT LES ETATS LIMITES

5.4.1° compression du béton

$$m_r = -5,1 \text{ kN.m/ml}$$

$$\beta_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 1,67}{100 \times 11,6} = 0,144 \Rightarrow \beta_1 = 0,938 \text{ et } k = 0,016$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\beta_1 d A} = \frac{5,1 \times 10^3}{0,938 \times 11,6 \times 1,67} = 280,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 280,67 = 4,5 \text{ MPa} < \sigma_b^{-1} \text{ O.K.}$$

• Ouverture des fissures

$$w_1 = \frac{M}{b d^2 \sigma_s} = \frac{5,1 \times 10^3}{100 \times (11,6)^2 \times 176} = 0,0021 \Rightarrow \beta_1 = 0,925 \text{ et } k = 0,019$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,019 \times 176 = 3,344 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} = \sigma_b^{-1} \text{ O.K.}$$

$$A_1 = \frac{M}{\beta_1 d \sigma_s} = \frac{5,1 \times 10^3}{0,925 \times 11,6 \times 176} = 2,7 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ barres } \phi 8 \text{ par ml}$$

$e = 16 \text{ cm} < 20 \text{ cm O.K.}$

$A_1 > A$ donc adopter 6 barres $\phi 8$ par mètre de largeur $e_p = 16 \text{ cm}$ sur un diamètre de 6 m.

Le moment radial s'annule à 7,78 m à partir de la dalle de fond.

La longueur totale sur laquelle les barres doivent être développées est égale à la longueur totale moins 7,78 m ; soit $8,49 - 7,78 = 0,71 \text{ m}$

La moitié des barres sera arrêtée à 0,71 m à partir du haut (contact dalle supérieure - cuve), l'autre moitié sera prolongée tout au long de la cuve.

On adopte le même ferrailage pour le côté extérieur car le moment positif maximal est petit.

VERIFICATION DES ESPACEMENTS

Tous les espacements sont inférieurs à 20 cm donc c'est bon

CHAPITRE VIII CALCUL DES ARMATURES DE LA CHEMINÉE ET DE LA DALLE DE FOND

8.1 La cheminée travaille en compression.

La hauteur d'eau est égale à 3,5 m, le rayon de la cheminée = $r = 0,5$ m

La poussée totale sur la hauteur h est égale à $Q = \gamma h \cdot \frac{h}{2}$

et l'effort de compression correspondant = $F = Q r = \gamma h^2 \cdot \frac{r}{2}$

γ = poids volumique de l'eau prise ici égale à 10000 N/m^3

Nous limitons le travail des acier à $\min(0,5 f_e, 110 \eta)$: fissuration préjudiciable

η = coefficient de fissuration = 1,6

Acier Fe E 40 type I $\rightarrow f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = \min(0,5 \times 400; 110 \times 1,6) = 176 \text{ MPa}$

La section totale d'armatures (cercles) correspondant à cette force est égale à $A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{\gamma h^2 r}{2 \sigma_s} = \frac{10.000 \times (3,5)^2 \times 0,5}{2 \times 176 \times 10^6} \times 10^4 = 1,74 \text{ cm}^2$

soit 8 barres $\phi 6 \text{ mm}$.

8.2 VERIFICATION

a) Compression du béton

$$\sigma_b^{-1} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La compression dans le béton = $\sigma_b = \frac{F}{e h} = \frac{\gamma h^2 r}{2 e h} = \frac{10000 (3,5)^2 \times 0,5}{2 \times 0,15 \times 3,5} = 0,0583 \text{ MPa}$

e = épaisseur de la cheminée = 15 cm

$\sigma_b < \sigma_b^{-1}$ donc le béton peut résister grandement à l'effort de compression

b) VERIFICATION SUIVANT LA FISSURATION

La section d'acier utilisée pour armer la cheminée sera plutôt destinée à combattre le retrait et à empêcher la fissuration qu'à assurer la résistance proprement dite.

D'après l'article A 4.5.33 (cas où la fissuration est préjudiciable) du D.T.U,

L'espacement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des valeurs suivantes : 25 cm et $2e$ (e désignant l'épaisseur totale de l'élément)

NB : On adoptera le même ferrailage pour le trou de la dalle supérieure qui permet d'accéder au fond du réservoir.

On adopte un espacement de 18 cm avec des cerces $\phi 6$ mm

Donc on aura des cerces $\phi 6$ mm avec $e = 18$ cm soit une section totale de cerces égale à $A_c = \frac{H \times \phi_t}{18} = \frac{415 \times 0,283}{18} = 6,53 \text{ cm}^2$

$H =$ hauteur totale de la cheminée

les armatures de répartition seront constituées par des barres de $\phi_t = 6$ mm

On adoptera le même espacement de 18 cm

Le nombre de barres = $\frac{\pi \times 2r}{e_p} = \frac{\pi \times 2 \times 0,53}{0,18} \approx 20$ barres.

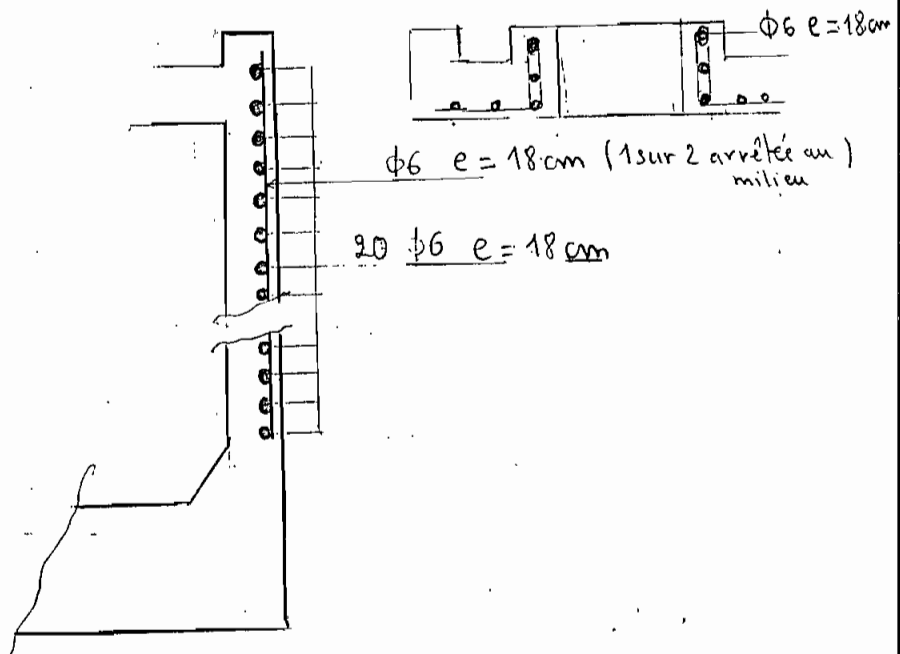
La moitié des barres sera arrêtée au même et l'autre moitié prolongée jusqu'au bas. On aura donc 10 barres de longueur 4,15 m et 10 autres de longueur $\frac{4,15}{2} = 2,08$ m

La longueur de recouvrement des cerces est égale à

$$L_r = 50 \phi_t = 50 \times 6 = 300 \text{ mm}$$

La longueur d'une cerce = $\pi \times 2 \times r + 0,3 = 3,4$ m.

Finalement on aura 20 cerces $\phi 6$ circonférence 3,4 m



SCHEMA DE FERRAILLAGE

8.3 Calcul des armatures de la dalle de fond (plancher)

Le contact cuve - dalle de fond forme un bloc très rigide les moments tangentiel et radial au niveau de ce contact est très faible, donc la section de béton de la dalle peut résister à elle-même à ces efforts. Par conséquent la section d'acier qu'on adoptera sera mise non pas pour augmenter la résistance mais pour combattre le retrait et le fluage. Cette section d'acier sera une section minimale.

Sur un mètre de largeur la section minimale d'acier à mettre est égale à $A_{min} = \frac{0,2 bh}{100} = 8 \text{ cm}^2$ ou $A_{min} = \frac{8(b+h)}{100} = 11,2 \text{ cm}^2$ soit $5,6 \text{ cm}^2$ en haut et $5,6 \text{ cm}^2$ en bas.

Adopter 11 barres $\phi 8$ $e_p = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$ O.K (sur 1 mètre)

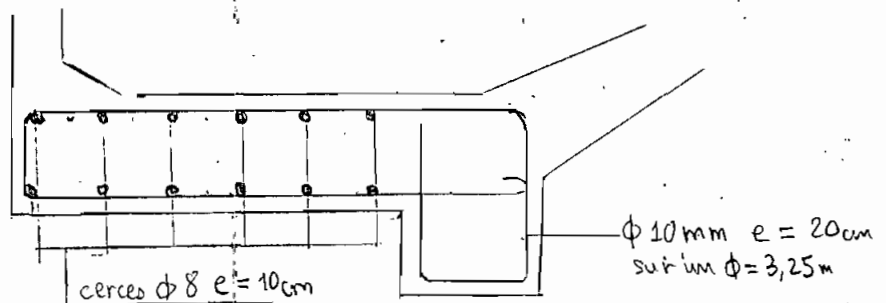
8.3.1 Vérification de la fragilité

$0,001 bh = 0,001 \times 100 \times 40 = 4 \text{ cm}^2 < 11,2 \text{ cm}^2$
donc la section n'est pas fragile.

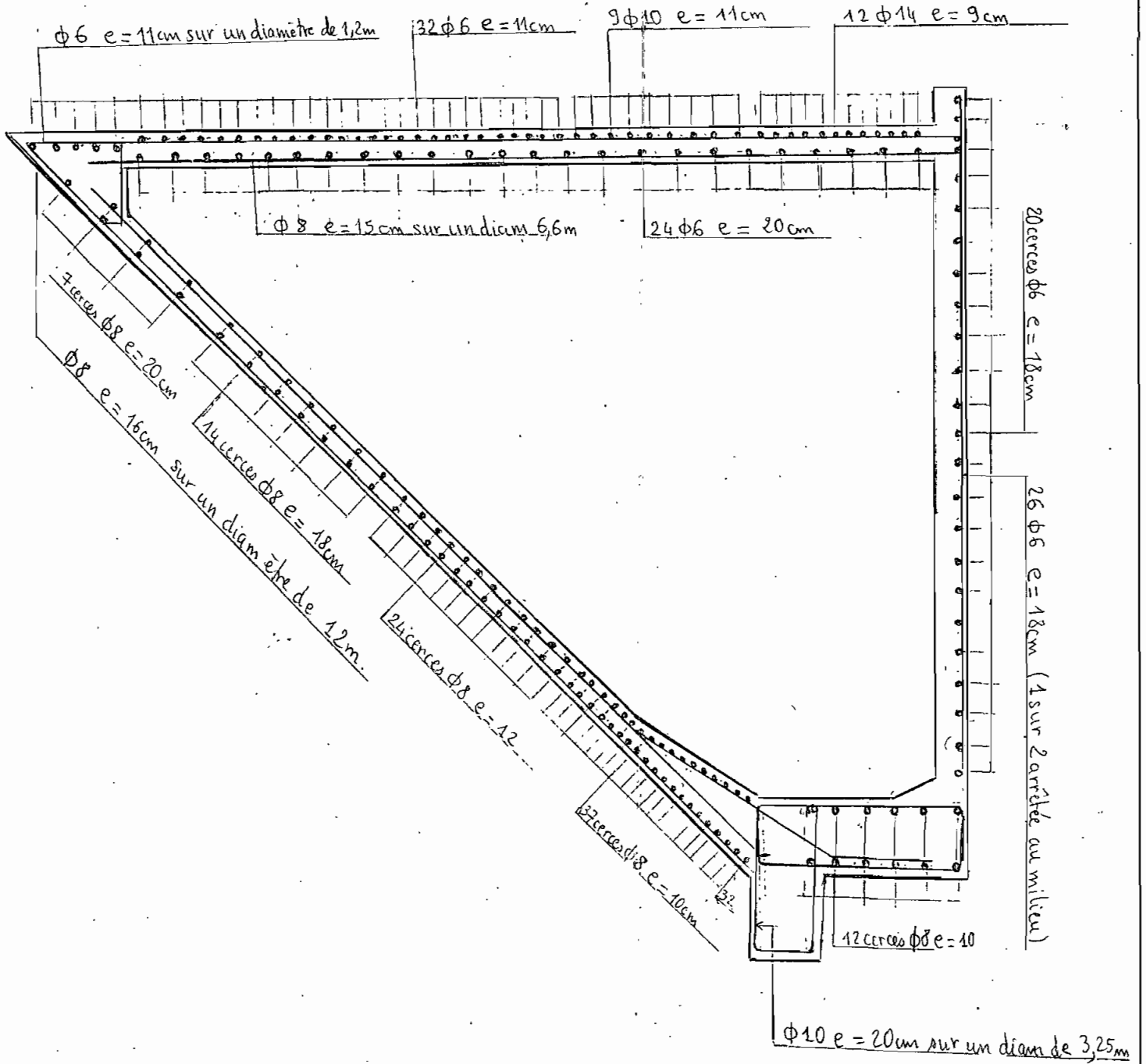
8.4 Calcul des armatures radiales

Ces armatures radiales serviront d'armatures de répartition, nous prenons la valeur forfaitaire du $\frac{1}{3}$ de la section d'acier trouvée

$A = \frac{1}{3} \times 11,2 = 3,74 \text{ cm}^2$ soit 5 barres de $\phi = 10 \text{ cm}$ avec un espacement de 20 cm sur le diamètre extérieur.



8.5 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA JUPE



SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA JUPE

CHAPITRE IX DÉSIGN DE LA CEINTURE SUR POTEAUX

C'est une poutre de $50 \times 60 \text{ cm}^2$ de section.

Son rayon $r = 1,625 \text{ m} =$

Nombre de poteaux sur lesquels elle repose = 4

\Rightarrow charge par poteau = $\frac{P}{4}$ avec $P =$ charge totale agissant sur la poutre

D'après Le livre Calcul et vérification des ouvrages en béton armé de PIERRE CHARRON on a :

- $T = \frac{P}{8} =$ effort tranchant maximal
- Moments de flexion :
 - en travée $M^+ = 0,01762 P \pi$
 - aux appuis $M^- = 0,03415 P \pi$
- Moment de torsion maximal = $M_t = 0,00530 P \pi$

9.1 CALCUL DE P: charge totale sur la ceinture

- Poids de la dalle supérieure $= \frac{\pi D^2}{4} e \cdot 24 = \pi \times \frac{(11,6)^2}{4} \times 0,2 \times 24 = 507,3 \text{ kN}$
 - Poids de la cheminée $\pi (D_1 - D_2) h_c \times 24 = \pi (0,55 - 0,45) \times 3,88 \times 24 = 29,3 \text{ kN}$
 - Poids de la cuve $= \frac{\pi}{24} \times [(12,2)^3 - (3,8)^3 - (\frac{11,9}{4})^3 - (\frac{3,5}{4})^3] \times 24 = 373 \text{ kN}$
 - Poids de la dalle de fond : $\frac{\pi D^2}{4} \times e \times 24 = \pi \times \frac{3,75^2}{4} \times 0,4 \times 24 = 106 \text{ kN}$
 - Poids de la ceinture : $(3,75^2 - 2,75^2) \times \frac{\pi}{4} \times 0,6 \times 24 = 25 \text{ kN}$
 - Poids de l'eau 1500 kN
-
- 2540,6 kN**

La charge totale pondérée sur la ceinture est égale à :

$P = 1,35 \times 2540,6 = 3430 \text{ kN}$

donc $T = \frac{3430}{8} = 428,75 \text{ kN}$

$M^+ = 98,2 \text{ kN.m}$

$M^- = -190,5 \text{ kN.m}$

$M_t = 29,54 \text{ kN.m}$

9.2 CALCUL DES ACIERS INFÉRIEURS

$$M^+ = 98,2 \text{ kN.m} \quad b = 50 \text{ cm}$$

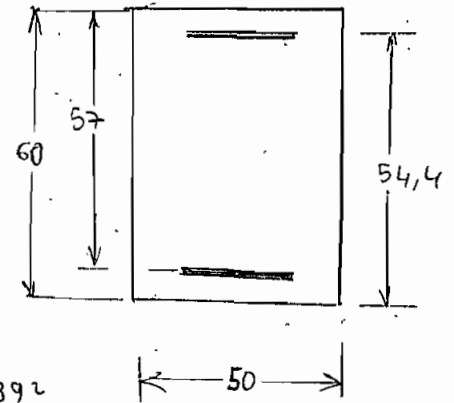
$$\phi_L = 14 \text{ mm et } 16 \text{ mm}$$

$$\text{enrobage} = 30 \text{ mm} \Rightarrow d = 600 - 30 = 570 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{98,2 \times 10^3}{14,2 \times 50 \times 57^2} = 0,0426 < \mu_e = 0,392$$

$$\Rightarrow \beta = 0,978$$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \frac{98,2 \times 10^3}{0,978 \times 57 \times 348} = 5,062 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \phi 14 \rightarrow A = 6,2 \text{ cm}^2$$



CALCUL DES ACIERS SUPÉRIEURS

$$d = 500 - 30 - 14 - 12 = 54,4 \text{ cm} ; \text{ étrier } - \phi = 12 \text{ mm}$$

$$M^- = -190,5 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{190,5 \text{ E}3}{14,2 \times 50 \times (54,4)^2} = 0,09 < \mu_e = 0,392$$

$$\Rightarrow \beta = 0,953$$

$$\text{Par suite } A = \frac{M}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \frac{190,5 \text{ E}3}{0,953 \times 54,4 \times 348} = 10,56 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \phi 16 \rightarrow A = 11,1 \text{ cm}^2$$

9.3 CALCUL DES ÉTRIERS

$$V_u = T = 428,75 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{428,75 \times 10^3}{500 \times 570} = 1,5044 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \min(0,10 f_{c28}, 3,0 \text{ MPa}) = (2,5; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \text{ (faux et impréjudiciable)}$$

les armatures d'âme sont des armatures droites

$$\text{Premiers } \phi_t = 12 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \times \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 2 \times \frac{\pi (12)^2}{4} = 262,2 \text{ mm}^2$$

$$\otimes \frac{A_t}{b_0 s_t} > \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} k}{0,8 f_e}$$

$$N_u = 0 \Rightarrow \sigma_{cm} = 0 \Rightarrow k = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\otimes \Rightarrow s_t \leq \frac{0,8 f_e A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)} = \frac{0,8 \times 400 \times 262,2}{500 \times (1,5044 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 192 \text{ mm}$$

9.4

VERIFICATION DES ESPACEMENTS

$$\bullet \frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,47 \text{ MPa} \right) = \frac{1,5044}{2} = 0,7522 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow s_t \leq \frac{A_t f_e}{0,7522 b_0} = \frac{262,2 \times 400}{500 \times 0,7522} = 279 \text{ mm}$$

$$\bullet s_t \leq \min(0,9d; 400 \text{ mm}) = \min(0,9 \times 570; 400) = 400 \text{ mm}$$

Par suite $s_t = 200 \text{ mm}$ avec des étriers $\phi_t = 12 \text{ mm}$

$$\bullet \phi_t = 12 \text{ mm} > \frac{\phi_L}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

$$\bullet s_t \leq 15 \phi_L = 15 \times 16 \text{ mm} = 240 \text{ mm} \quad \text{O.K.}$$

$$\bullet s_t \leq 400 \quad \text{O.K.}$$

$$\bullet s_t \leq \text{plus petite dimension de la section} + 10 \text{ cm} = 50 + 10 = 600 \text{ mm}$$

Le premier plan d'armatures transversales est placé à une distance de l'appui égale à $\frac{s_t}{2}$ et les armatures transversales sont prolongées à l'appui avec un écartement égal à s_t afin d'assurer la couture des ancrages.

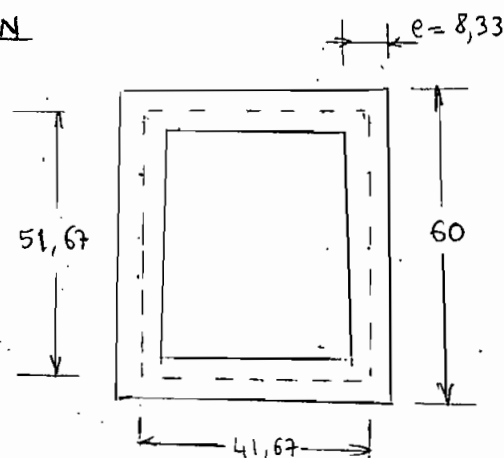
9,5

CALCUL DES ACIERS DE TORSION

$$M_t = 29,54 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

On a une section pleine de 50×60
le noyau de la section pleine ne joue
pratiquement aucun rôle dans l'état limite
ultime de torsion, on remplace la section

réelle par une section creuse dont l'épaisseur
de paroi est prise égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est
possible d'inscrire à l'intérieur de la section.



Ω = aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois = $51,67 \times 41,67 = 2153,1 \text{ cm}^2$
Le périmètre u de Ω est égal à : $u = 2(51,67 + 41,67) = 186,7 \text{ cm}$

Pour les sections creuses soumise à un effort tranchant la somme des
contraintes tangentielles de torsion et d'effort tranchant ne doit pas dépasser
 $\min(0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable)

$$\tau = \frac{M_t}{2\Omega \cdot e} + \tau_u = \frac{29,54 \times 10^3}{2 \times 2153,1 \times 8,33} + 1,5044 = 2,33 \text{ MPa} < 2,5 \text{ (O.K.)}$$

L'application de la règle des coutures à la section considérée (CHARRON)

$$\text{donne : } A_{l1} = \frac{u M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{186,7 \times 29,54 \times 10^3}{2 \times 2153,1 \times \frac{400}{1,15}} = 3,682 \text{ cm}^2$$

avec A_{l1} = section totale des armatures longitudinales

$$A_{l1} = 3,682 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \phi 12 + 1 \phi 16 \text{ (2 } \phi 12 \text{ aux faces et 1 } \phi 16 \text{ au coin)}$$

Pour les armatures transversales en prenant un cadre de $\phi_t = 12 \text{ mm}$
($A_t = 226,2 \text{ mm}^2$) alors $s_t = \frac{2 \times 2153,1 \times 2,262 \times \frac{400}{1,15}}{34 \times 10^3} = 109,3 \text{ cm}$

• Armature minimale

$$\left\{ \frac{A_{l1} f_e}{e u} = \frac{3,682 \times 400}{8,33 \times 186,7} = 10,947 > \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,7522 \text{ MPa (O.K.)}$$

$$\left\{ \text{et } \frac{A_t f_{er}}{e s_t} = \frac{2,262 \times 400}{8,33 \times 109,3} = 0,9938 > 0,7522 \text{ (O.K.)}$$

9.6 VERIFICATION DES ETATS LIMITES DE SERVICE

9.6.1 COMPRESSION DU BETON

La contrainte limite $= 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} = \sigma_b^{-1}$

- En travée $A = 4 \phi 14 = 6,16 \text{ cm}^2$

$$M_s = 72,7 \text{ kN.m} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 6,16}{50 \times 57} = 0,22 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} K_1 = 0,019 \\ \beta_{12} = 0,925 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_{12} d A} = \frac{72,7 \times 10^3}{0,925 \times 57 \times 6,16} = 223,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,019 \times 223,84 = 4,253 \text{ MPa} < \sigma_b^{-1} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{O.K.})$$

- Aux appuis : $M_s^- = -141 \text{ kN.m}$ $A = 6 \phi 16 = 12,1 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 12,1}{50 \times 54,4} = 0,445 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 \text{ et } K = 0,029$$

$$\sigma_s = \frac{141 \times 10^3}{0,898 \times 54,4 \times 12,1} = 238,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,029 \times 238,54 = 6,92 \text{ MPa} < \sigma_b^{-1} \quad \text{O.K. les armatures de la section sont adéquates.}$$

9.6.2 OUVERTURE DES FISSURES

La fissuration est considérée comme très préjudiciable

Avec des aciers FeE40 type I, $f_e = 400 \text{ MPa}$ et

$\eta =$ coefficient de fissuration $= 1,6$, la contrainte de traction des armatures tendues doit être inférieure : $\bar{\sigma} \text{ min } (0,5 f_e ; 110 \eta) =$

$$\text{min } (200, 176 \text{ MPa}) = 176 \text{ MPa.}$$

• En travée, $M_s^+ = 76 \text{ kN.m}$

$$\mu_1 = \frac{\eta M_s}{b d^2 \sigma_s} = \frac{72,7 \times 10^3}{50 \times 57^2 \times 176} = 0,0025 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 0,022 \end{array} \right\}$$

$$A_1 = \frac{M_s}{\beta_{12} d \sigma_s} = \frac{72,7 \times E_3}{0,919 \times 57 \times 176} = 7,8 \text{ cm}^2 \text{ soit 5 barres } \phi 14$$

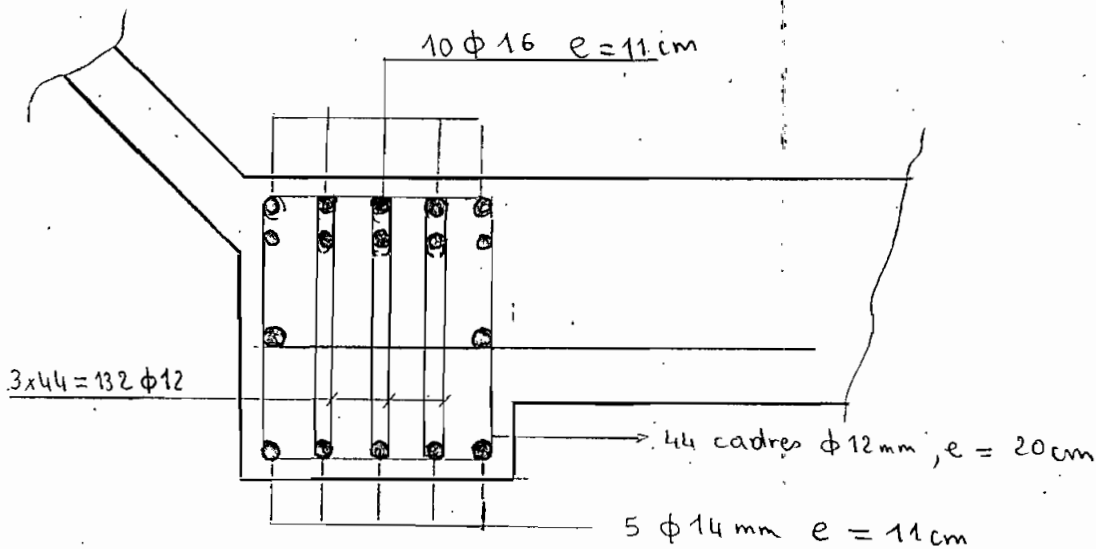
9.63 ESPACEMENT

Pour les cadres $S_t = 200 \text{ mm}$ donc on a : $\frac{\pi \times 2 (1,625 - 0,25)}{0,2} \cong 44$ cadres

On mettra 3 étriers $\phi 12 \text{ mm}$ pour le maintien en position des barres longitudinales au milieu.

En gardant le même espacement $S_t = 20 \text{ cm}$ on aura :

$$3 \times 44 = 132 \text{ barres } \phi 12$$



SCHEMA DE FERRAILLAGE

CHAPITRE 8 CALCUL DES ARMATURES DES COLONNES ET DES TRAVERSES

Nous avons trois colonnes ⑦, ④ et ① de section $50 \times 50 \text{ cm}^2$

10.1 Design des colonnes

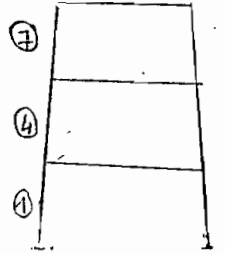
• Calcul des armatures de la première colonne (n° ⑦)

Les colonnes sont contreventées

les efforts qui s'exercent sur ⑦ sont l'effort de compression N et les moments M_5 et M_7 aux extrémités qui correspondent au cas de chargement le plus critique.

Notons que le cas de chargement réservoir vide + vent + température n'est pas un cas de chargement critique pour les 3 colonnes et les traverses.

$$N = 1017,63 \text{ kN} \quad M_5 = -1,035 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad M_7 = -1,575 \text{ kN.m} \quad (\text{P. FRAME})$$



10.1.1 Vérification de la nature de la colonne

La colonne est courte si $\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$

Calcul de k .

$$\psi = \frac{\sum \frac{EI}{L_c} \text{ cdo}}{\sum \frac{EI}{L} \text{ beam}}$$

$$I_{\text{col}} = 5210 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{poutre rigide}} = 52100 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{poutre}} = 3690 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\psi_A = \frac{\frac{5210 \times 10^6}{4,95}}{\frac{52100 \times 10^6}{3,25}} = 0,065$$

$$\psi_B = \frac{\frac{5210 \times 10^6}{4,95}}{\frac{3690 \times 10^6}{3,6}} = 1,027$$

$$\Rightarrow k = 0,64$$

$$lu = 4,95 - 0,5 = 4,45 \text{ m} \quad \Rightarrow \frac{klu}{r} = \frac{0,64 \times 4,45}{0,3 \times 0,5} = 18,97 < 34 - 12 \times \frac{1,035}{1,575} = 26,11$$

donc la colonne est courte et on peut négliger l'effet de l'élançement

10.1.2 Calcul des excentricités

• e_a = excentricité accidentelle = $\text{Max} \left(2 \text{ cm}, \frac{l}{250} \right) = \text{max} (2 \text{ cm et } 1,98) = 2 \text{ cm}$

• e_1 = excentricité du premier ordre = $\frac{M_r}{N}$

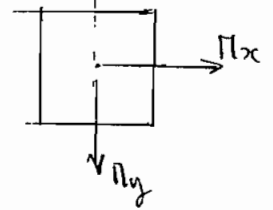
$$\text{avec } M_r = (M_x^2 + M_y^2)^{1/2} = \pi t$$

Ici nous prendrons le moment maximum entre celui appliqué en haut et celui appliqué en bas.

$$\therefore M_x = M_y = 1,575 \text{ kN.m} \Rightarrow$$

$$M_r = (1,575^2 + 1,575^2)^{1/2} = 2,23 \text{ kN.m}$$

$$\text{Par suite } e_1 = \frac{2,23}{1017,63} = \underline{0,22 \text{ cm}}$$



e_2 : excentricité liée aux effets du second ordre, aux déformations de la structure

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \text{ d'après l'article A.4.4 du D.T.U}$$

avec α = moment du 1^{er} ordre dû aux charges permanentes divisé par le moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_p}{M_t} \text{ avec } M_p = 1,185 \text{ kN.m (A-FRANTE) ...}$$

$$l_f = \text{longueur de flambement} = k l = 0,64 \times 4,95 \text{ m} = 3,2 \text{ m}$$

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

$$\text{Par suite } e_2 = \frac{3 \times (3200)^2}{10^4 \times 500} \left(2 + \frac{1,185}{2,23} \times 2 \right) = \underline{18,82 \text{ mm}}$$

$\frac{l_f}{h} = 6,4 < \text{Max} \left(15; \frac{20 e_1}{h} \right)$ donc on peut calculer la section en flexion composée sous les sollicitations $M = Ne$ avec $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e = 0,22 + 1,882 + 2 = 4,11 \text{ cm}$$

Comme on ne dispose pas des courbes d'interaction des Abaques de Capra et Davidovici on va dimensionner la section en flexion composée

$$N = 1017,63 \text{ kN} \text{ et } M = 41,83 \text{ kN.m}$$

10.2 Détermination des armatures longitudinales

$$\text{Le centre de pression } C.G = \frac{M}{N} = \frac{41,83}{1017,63} = 0,0411 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est une compression.

Vérifions si la section est partiellement comprimée

$$\text{Nous avons } M_1 = M_G + N e'$$

M_1 = moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures

$$M_1 = 41830 + 1017630 \times 0,204 = 249426,52 \text{ N.m} = 249426520 \text{ N.mm}$$

$$N(d-c') - M_1 = 1017630(454 - 46) - 249426520 = 165766520 \text{ N.mm}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \bar{\sigma}_b b h^2 = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{46}{500}\right) \times 14,2 \times 500 \times 500^2 = 465902000 \text{ N.mm}$$

Comme $N(d-c') - M_1 < \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \bar{\sigma}_b b h^2$ donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{249426,52}{14,2 \times 50 \times (45,4)^2} = 0,17 < \mu_e = 0,392$$

$$\Rightarrow \beta = 0,906$$

$$A' = \frac{M_1}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \frac{249426,52}{0,906 \times 45,4 \times 348} = 17,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A = A' - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s} = 17,43 - \frac{1017,63 \times 10^3}{100 \times 348} < 0 \text{ donc } A \text{ est nulle}$$

car elle a été supposée positive dans les formules de flexion composée.

Vérifions si A' est nulle

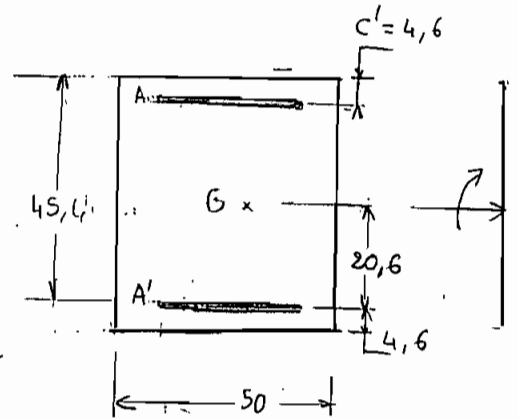
$$0,4 y^2 - c' y + \frac{N(e+c'-d)}{0,8 \bar{\sigma}_b b} = 0 \quad y = \text{position de l'axe neutre.}$$

$$\Leftrightarrow 0,4 y^2 - 4,6 y + \frac{1017,63 \times 10^3 (15,66 + 4,6 - 45,4)}{80 \times 14,2 \times 50} = 0$$

$$\Leftrightarrow 0,4 y^2 - 4,6 y - 450,41 = 0 \quad \Rightarrow \sqrt{\Delta'} = 13,62' \Rightarrow y = 28,4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A' = \frac{N - 80 \bar{\sigma}_b b y}{100 \bar{\sigma}_s'} < 0 \text{ donc } A' = 0$$

e = distance du centre de pression au centre de gravité des armatures calculés.



donc nous sommes dans le cas où $A = A' = 0$.

Par conséquent on utilisera une section d'armature minimale.

$$A \geq A_{\min}$$

$$A \geq \frac{0,2bh}{100} ; A \geq \frac{8(b+h)}{100}$$

$$\text{soit } A \geq \frac{0,2 \times 50^2}{100} = 5 \text{ cm}^2 ; A \geq \frac{8(50+50)}{100} = 8 \text{ cm}^2$$

10.2.1 Vérification de la fragilité

• Vis à vis d'une éventuelle traction

$$\text{on doit avoir } B \leq \frac{A f_e}{f_{tj}} \Rightarrow A \geq \frac{B f_{tj}}{f_e} = \frac{50^2 \times 2,1}{400} = 13,2 \text{ cm}^2$$

avec f_{tj} = résistance à la traction du béton agé de j jours = $0,6 + 0,06 f_{c,j}$
 f_e = limite élastique garantie des armatures.

• Vis à vis du moment fléchissant

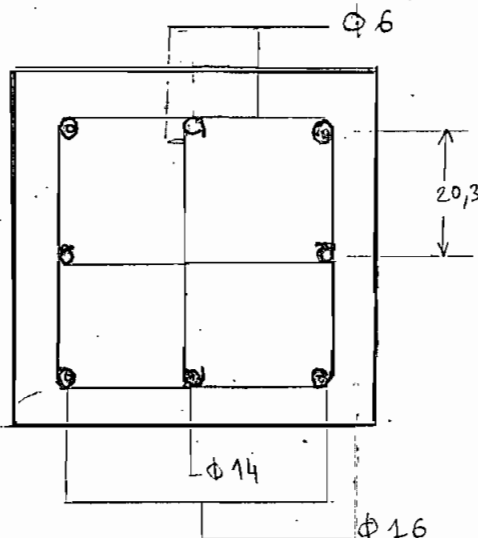
$$\rho = \frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} = 0,001207 \text{ cm}^2$$

• Les poteaux sont exposés donc $A \geq 0,005 \times bh = 12,5 \text{ cm}^2$ (Article B.5.3, 2 DTU)

Donc la section minimale à adopter est égale à $A = A_{\min} = 13,2 \text{ cm}^2$

soit $4 \phi 16 + 4 \phi 14$

On met des épingles pour empêcher les mouvements éventuels des barres. les espacements, sont inférieurs à $\min(50+10) ; 40 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$ O.K



10.2.3 CALCUL DES ETRIERSEffort tranchant = $T = 0,517 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{0,517 \times 10^3}{500 \times 454} = 0,00228 \text{ MPa}$$

les armatures d'âme sont des armatures droites, donc comme la fissuration est préjudiciable $\tau_u \leq \min(0,10 f_{ct28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ O.K

Prendons des étriers $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \times \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 56,55 \text{ mm}^2$

$$\otimes \frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} k}{0,8 f_e} \quad \text{avec } k = 1 + \frac{3 \sigma_{cm}}{f_{ct28}}$$

σ_{cm} = contrainte moyenne de compression

$$\sigma_{cm} = \frac{N_u}{B} = \frac{1017,63}{500^2} \times 10^3 \text{ MPa} = 4,07 \text{ MPa} \Rightarrow k = 1 + \frac{3 \times 4,07}{25} = 1,5$$

$$\otimes \text{ devient } s_t \leq \frac{0,8 A_t f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{t28} k)} = \frac{0,8 \times 56,55 \times 400}{500 (0,00228 - 0,3 \times 2,1 \times 1,5)} < 0$$

donc on va prendre les conditions limites d'espacement.

10.2.4 VERIFICATION DE L'ESPACEMENT ET DE LA SECTION D'ARM MINIMALE

$$10.2.4.1 \frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow s_t \leq \frac{A_t f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{56,55 \times 400}{500 \times 0,4} = 113,1 \text{ mm}$$

$$10.2.4.2 s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 45,4; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On choisit finalement $s_t = 10 \text{ cm}$

- $\phi_t = 6 \text{ mm} > \frac{\phi_L}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$ O.K

- $s_t < 15 \phi_L = 15 \times 16 = 240 > 100 \text{ mm}$ O.K

- $s_t \leq 400 \text{ mm}$ O.K

- $s_t \leq$ (plus petite dimension de la section augmentée de 10 cm = $50 + 10 = 60 \text{ cm}$) O.K

On choisira des étriers $\phi_t = 6 \text{ mm}$ espacés de 10 cm.

10.2.5

Longueur de recouvrement

Les poteaux sont comprimés donc le recouvrement se fait sans crochet car ces derniers risqueraient de faire éclater le béton qui les entoure. Comme les armatures sont susceptibles d'être tendues on prend comme longueur de recouvrement $l_r = 40\phi$ (valeur forfaitaire pour FeE40 type I sans crochet). $\Rightarrow l_r = 40 \times 16 \text{ mm} = 0,64 \text{ m}$.

La longueur des barres longitudinales = $4,95 + 0,64 = 5,6 \text{ m}$

10.3

Calcul des armatures de la colonne ④

$$N = 1081,1 \text{ kN} \quad M_3 = 5,743 \text{ kN.m} \quad M_5 = 7,195 \text{ kN.m}$$

$$T = 0,287 \text{ kN}$$

$$\psi_A = \frac{\frac{5210 \times 10^6}{4,95} + \frac{5210 \times 10^6}{5,2}}{\frac{3690 \times 10^6}{3,6}} = 2,00$$

$$\psi_B = \frac{\frac{5210 \times 10^6}{5,2} + \frac{5210 \times 10^6}{4,45}}{\frac{3690 \times 10^6}{3,96}} = 2,3$$

$$\Rightarrow k = 0,75$$

$$\frac{k l_u}{r} = \frac{0,75 \times 4,7}{0,3 \times 0,5} = 23,5 < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - 12 \times \frac{5,743}{7,195} = 24,42$$

donc la colonne est courte et on peut négliger l'effet de l'élançement

10.3.1

CALCUL DES EXCENTRICITES

$$e_a = \text{excentricité accidentelle} = \max(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}) = 2,08 \text{ cm}$$

$$e_1 = \text{excentricité du premier ordre} = \frac{M_r}{N}$$

$$e_1 = \frac{\sqrt{2} \times 7,195}{1081,1} = 0,94 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3l^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \quad \text{avec } M_p = 0,688 \text{ kN.m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (4,472)^2}{10^4 \times 500} \left(2 + \frac{0,688}{10,18} \times 2 \right) = 25,62 \text{ mm}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{4,472}{0,5} = 8,944 < \max \left(15 ; \frac{20 e_1}{h} \right) \text{ donc on peut calculer}$$

la section en flexion composée sous les sollicitations :

$$M = N e \text{ avec } e = e_1 + e_2 + e_a \text{ et } N = 1081,1 \text{ kN}$$

$$M = 1081,1 \times (0,94 + 2,562 + 2,08) \times 10^{-2} = 60,35 \text{ kN.m}$$

On va dimensionner la section en flexion composée

$$c_G = \frac{M}{N} = \frac{60,35}{1081,1} = 0,056 \text{ m} ; \text{ le centre de pression se trouve}$$

entre les armatures.

L'effort normal étant une compression donc on va vérifier si la section est partiellement comprimée.

$$\text{Nous avons } M_1 = \pi_G + N \times c' = 60350 + 1081,1 \times 0,204 \times 10^3 = 280894,4 \text{ N.m}$$

$$N(d - c') - M_1 = 1081100(454 - 46) - 280894400 = 160194400 \text{ N.mm}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) \sqrt[3]{\sigma_b} b h^2 = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{46}{500} \right) \times 14,2 \times 500^3 = 465902000 \text{ N.mm}$$

$N(d - c') - \pi_1 < \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) \sqrt[3]{\sigma_b} b h^2$, donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M}{\sqrt[3]{\sigma_b} b d^2} = \frac{280894,4}{14,2 \times 50 \times (45,4)^2} = 0,192 < \mu_e = 0,392$$

$$\Rightarrow \beta = 0,892$$

$$\Rightarrow A' = \frac{M}{\beta d \sqrt[3]{\sigma_s}} = \frac{280894,4}{0,892 \times 45,4 \times 348} = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Par suite } A = A' - \frac{N}{100 \sqrt[3]{\sigma_s}} = 20 - \frac{1081100}{100 \times 348} < 0 \Rightarrow A = 0$$

vérifions si $A' = 0$

$$0,4y^2 - 4,6y + \frac{N(e+c'-d)}{0,8\sqrt{b} \cdot b} = 0$$

$$\Leftrightarrow 0,4y^2 - 4,6y + \frac{1081100 (15,66 + 4,6 - 45,4)}{80 \times 14,2 \times 50} = 0$$

$$\Leftrightarrow 0,4y^2 - 4,6y - 478,5 = 0 \quad \Rightarrow \sqrt{\Delta'} = 14,03$$

$$\text{donc } y = 40,83 \text{ cm} \quad \Rightarrow A' = \frac{N - 80\sqrt{b} \times b y}{400 \cdot \sqrt{b}} < 0 \quad \Rightarrow A' = 0$$

Par suite $A = A' = 0$

Donc on va utiliser une section minimale d'acier comme précédemment $A = A_{s\min} = 13,2 \text{ cm}^2$ soit $4\phi 16 + 4\phi 14$.

On adopte le même ferrailage que pour la colonne n° 7.

10.3.2 Calcul des étriers

L'effort tranchant = $T = V_u = 0,287 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{0,287 \text{ E3}}{500 \times 454} = 0,00126 \text{ MPa} \leq \min(0,13 f_{c28}; 4,0) = 3,25 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âmes sont des armatures droites.

On adopte le même espacement de 10 cm que pour le cas de la colonne 7.

10.4 calcul des armatures de la colonne n° 1

Efforts : $N = 1095,51 \text{ kN}$ $M_5 = 6,26 \text{ kN.m}$ $M_7 = 6,74 \text{ kN.m}$

L'effort normal et les moments aux extrémités sont pratiquement les mêmes pour les 3 colonnes donc on adopte finalement le même ferrailage pour ces dernières. ($A = A_{s\min}$)

Les efforts tranchants sont aussi du même ordre de grandeur donc on a les mêmes espacement.

Les longueurs de développement sont les mêmes.

10.40,5 CALCUL DES ARMATURES DES TRAVERSES (ENTRETOISES)

10.51 Traverse n° ⑥ : traverse du haut

$M_s = -26,411 \text{ kN.m}$ $M_6 = -30,333 \text{ kN.m}$ $M_{travée} = 2,4 \text{ kN.m}$ | données par P-FRAME
 $N = +1,958 \text{ kN}$: effort normal de compression
 $V_u = +30,967 \text{ kN}$: effort tranchant

• Aux appuis

G.C : centre de pression = $\frac{M}{N} = \frac{30,333}{1,958} = 15,5 \text{ m}$ donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures \Rightarrow la section est partiellement comprimée.

$M = 30,333 - 1,958 \times 0,213 = 29,92 \text{ N.m}$

Avec $\phi_L = 14 \text{ mm}$ $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$b = 35,4 \text{ mm}$ enrobage = 30 mm $\Rightarrow d = 455 \text{ mm}$

$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{30,333 \times 10^3}{14,2 \times 35,4 \times (455)^2} = 0,0291 < \mu_e = 0,392$

$\Rightarrow \beta = 0,985$

Par suite $A_1 = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{30333}{0,985 \times 45,5 \times 348} = 1,95 \text{ cm}^2$

$A = A_1 + \frac{N}{100 \sigma_s} = 1,95 + \frac{1,958 \times 10^3}{100 \times 348} = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2 \text{ barres } \phi 12 \text{ mm}$

⊗ En travée $M = 2,4 \text{ kN.m}$ $N = 1,958 \text{ kN}$

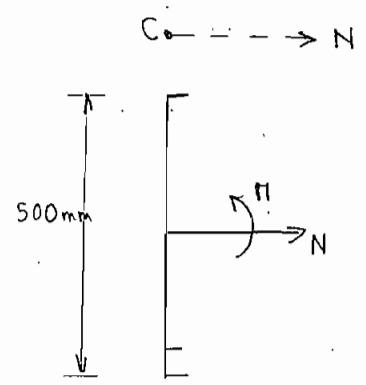
G.C = $\frac{M}{N} = \frac{2,4}{1,958} = 1,225 \rightarrow$ section entièrement comprimée

$M = 2,4 - 1,958 \times 0,213 = 1,983 \text{ kN.m}$

$\mu = \frac{1,983 \times 10^3}{14,2 \times 35,4 \times (455)^2} = 0,002 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,990$

$A_1 = \frac{1983}{0,990 \times 45,5 \times 348} = 0,13 \text{ cm}^2$

$A_2 = 0,13 + \frac{N}{100 \sigma_s} = 0,13 + \frac{1958}{100 \times 348} = 0,19 \text{ cm}^2$



Now prolongerons les deux barres de $\phi 12$ des appuis tout au long de la poutre donc $A_1 = 2 \times \phi 12 = 2,262 \text{ cm}^2$

10.5.2 VERIFICATION DU POURCENTAGE MINIMAL D'ARM DANS LES ELMTS EXPOSES.

Toutes les sections de la poutre doivent avoir une section minimale d'armature, $A_s = A_{s \min} = 0,005 B = 0,005 \times 35,4 \times 50 = 8,85 \text{ cm}^2$

Vérification de la fragilité

Aux appuis

$$0,2\% B = 0,002 \times 35,4 \times 50 = 3,54 \text{ cm}^2 < \frac{8,85}{2} = 4,425 \text{ cm}^2 \text{ (O.K.)}$$

- En travée

La règle du millièmes est vérifiée

$$0,001 B = 0,001 \times 35,4 \times 50 = 1,77 \text{ cm}^2 < 4,425 \text{ cm}^2 \text{ (O.K.)}$$

A cette quantité d'armature de $8,85 \text{ cm}^2$ on peut ajouter une autre portion pour tenir compte d'un éventuel moment de torsion dans la poutre. Ainsi on a : la contrainte tangente $\tau_u \leq \min(0,18 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$

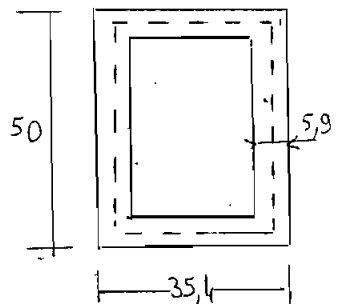
$$A_{s \min} \text{ pour torsion} \Rightarrow \frac{A_e f_e}{e u} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$u = 2(29,5 + 44,1) = 147,2 \text{ cm}$$

$$e = 5,9$$

$$\text{En prenant } \tau_u = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,4 \times \frac{5,9 \times 147,2}{400} = 0,87 \text{ cm}^2$$



donc on aura une section totale $= 8,85 + 0,87 = 9,72 \text{ cm}^2 = A_{s \min}$
soit 8 barres $\phi 12$ + 2 barres $\phi 10$

$$\text{Effort tranchant} = V_u = 30,967 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{30967}{354 \times 455} = 0,1834 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 0,63 \text{ k} < 0$$

Donc nous allons déterminer les espacements maximal et minimal avec $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\Rightarrow A_t = \frac{2\pi}{4} \phi_t^2 = 100,53 \text{ mm}^2$$

$$s_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = 400 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow s_t \leq \frac{A_t f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{100,53 \times 400}{354 \times 0,4} = 284 \text{ mm}$$

On adopte finalement un espacement de 28 cm avec $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

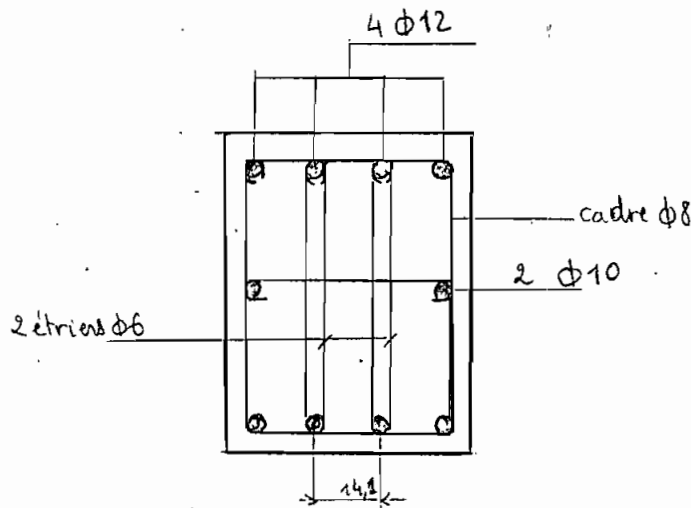
La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car la poutre ne supporte que son poids propre

Longueurs des barres $\phi 12$ et $\phi 10 = 2,53 \text{ m}$

nombre de cadre $\phi 8 = 8$

nombre d'étriers $n = 6 = 8 \times 2$ étriers $n = 6$

les espacements sont inférieurs à $\min((50+10) \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$ O.K



traverse n° ③ : traverse du bas

$$M_3 = 39,742 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_4 = 44,334 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

P. FRATTE

$$N = 1,805 \text{ kN}$$

$$M_{\text{travée}} = 2,81 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_u = 38,976 \text{ kN}$$

$$C G = \frac{M}{N} = \frac{44,334}{1,805} = 24,56 \text{ m} \rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

Les efforts des deux traverses sont du même ordre de grandeurs
donc on adoptera la même section d'armature = $A_{s \text{ min}} = 9,72 \text{ cm}^2$
soit $8 \phi 12 + 2 \phi 10$

Nous adopterons le même schéma de ferrailage.

10.6 STABILITE D'ENSEMBLE

L'ouvrage est stable lorsque la résultante des efforts qui s'y appliquent passe par le noyau central de la base.

Autrement dit le rapport du moment de renversement à la résultante des forces verticales sur le réservoir vide avec vent est inférieur à 0,8

10.6.1 CALCUL DES EFFORTS DE VENT

La pression dynamique au niveau du centre de gravité de la cuve est égale à $p = 0,1534 \times 0,5 \times V^2 \frac{H+18}{H+60}$

Le centre de gravité de la cuve se trouve à 16,97 m du sol donc

$H = 16,97 \text{ m} \Rightarrow p = 0,1534 \times 0,5 \times (33,33)^2 \times \frac{16,97+18}{16,97+60} = 38,72 \text{ daN/m}^2$
soit $p \cong 0,4 \text{ kN/m}^2$

La surface de la cuve soumise au vent = $\frac{(12+3,75)}{2} \times 4 = 31,5 \text{ m}^2$

donc l'action du vent sur la cuve est égale à

$V_1 = (0,4 \text{ kN/m}^2) \times 31,5 \text{ m}^2 = 12,6 \text{ kN}$

Les actions du vent sur les poteaux s'appliquent au niveau des jonctions entre bois - colonne.

A la jonction du haut (à 9,65 m du sol), l'effort de vent sur

les colonnes est égal à $V_2 = 0,1534 \times 1,3 \times (33,33)^2 \times \frac{9,65+18}{9,65+60} \times (7,95 \times 0,5) \times 4$
 $V_2 = 13,98 \text{ kN}$

A la jonction du bas (à 4,45 m du sol), on a V_3 .

$V_3 = 0,1534 \times 1,3 \times (33,33)^2 \times \frac{4,45+18}{4,45+60} \times (7,05 \times 0,5) \times 4 = 10,88 \text{ kN}$

Le moment de renversement par rapport à la base est égal à

$M_r = V_1 \times 16,97 + V_2 \times 9,65 + V_3 \times 4,45 = 397,2 \text{ kN.m}$

10.6.2 Calcul de l'excentricité

71

$$\text{Poids de la dalle supérieure} = 507,3 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la cheminée} = 29,3 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la cuve} = 373 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la dalle de fond} = 106 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la ceinture} = 25 \text{ kN}$$

$$\text{Poids des colonnes} = 360 \text{ kN}$$

$$N = \underline{1400,6 \text{ kN}}$$

$$e = \frac{M_r}{N} = \frac{397,2}{1400,6} = 0,284$$

$$\frac{D}{8} = \frac{3,05}{8} = 0,382$$

$e < \frac{D}{8}$ donc la structure est stable et il y aura pas de traction à la base

CHAPITRE : FONDATIONS

Les armatures sont calculées avec le logiciel ADOSS

$h = 400 \text{ mm}$ = épaisseur du radier

Voici schéma de ferrailage en annexe

10.1 Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 181 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{181 \times 10^3}{1000 (400 - 75)} = 0,557 \text{ MPa} < 0,05 f_{ctd} = 1,25 \text{ MPa}$$

donc, nous n'avons pas besoin de mettre des étriers

10.2 Vérification de la fragilité

$$A > 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} b d = 2,415 \text{ cm}^2 < \bar{a} \text{ toute les sections}$$

d'acier OK

CHAPITRE VII CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

D'après les analyses faites dans ce projet nous avons remarqué que la vitesse de vent de $33,33 \text{ m/s}$ imposée par les bureaux de contrôle du Sénégal est inférieure aux vitesses réelles obtenues avec les ajustements satisfaisants de la loi de GUMBEL ($43,42 - 42,68 = 52,79$ et $45,4 \text{ m/s}$).

Certes cette vitesse semble bonne car tous les châteaux d'eau qui ont été conçus avec cette valeur continuent à résister jusqu'à présent à cause de la faiblesse des efforts de vent appliqués sur ceux-ci.

Cependant nous recommandons d'utiliser les vitesses réelles obtenues par ajustement à des lois dans le but d'arriver à un dimensionnement plus rationnel et plus sécuritaire puisque pour d'autres structures différentes des châteaux d'eau le vent pourrait exercer des efforts beaucoup plus élevés.

Pour mieux estimer cette vitesse réelle il faudrait dans le futur faire des ajustements des distributions avec les autres lois comme PEARSON III, GIBRAT-GALTON et GOODRICH dans le but de choisir l'ajustement le plus adéquat.

Il faudrait aussi associer d'autres tests comme celui de

Kolmogorov - Smirnov pour mieux comparer l'adéquation des ajustements.
 Pour des châteaux de capacité plus élevée ($> 200 \text{ m}^3$)
 il serait plus judicieux de choisir des couvertures en
 coupôles ce qui nous permettrait d'économiser du béton
 grâce à la faiblesse de leur épaisseur.

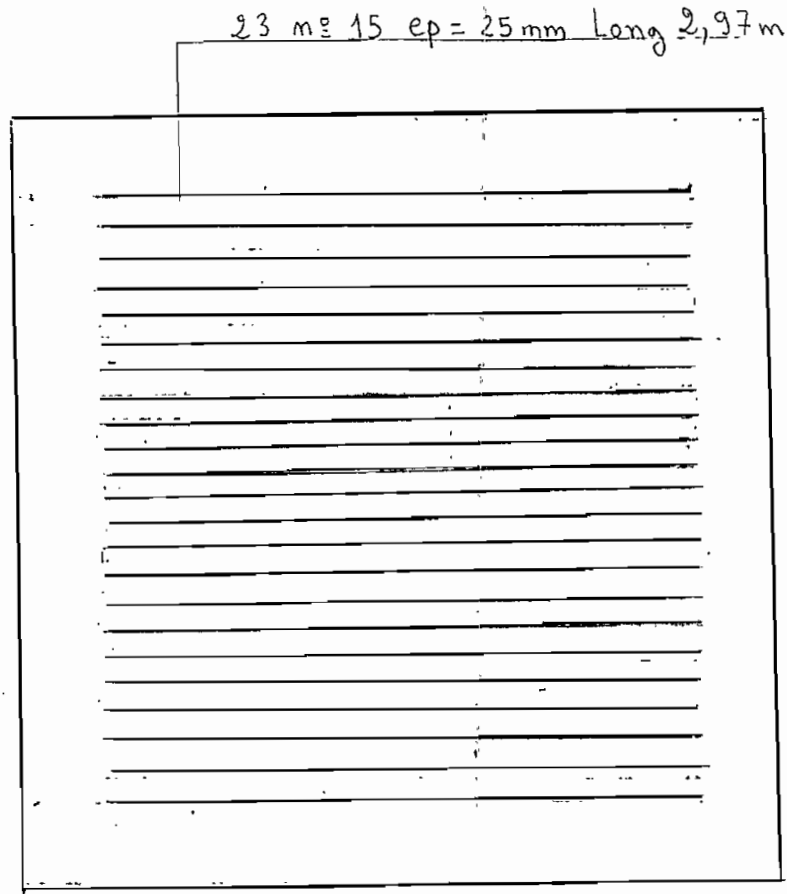
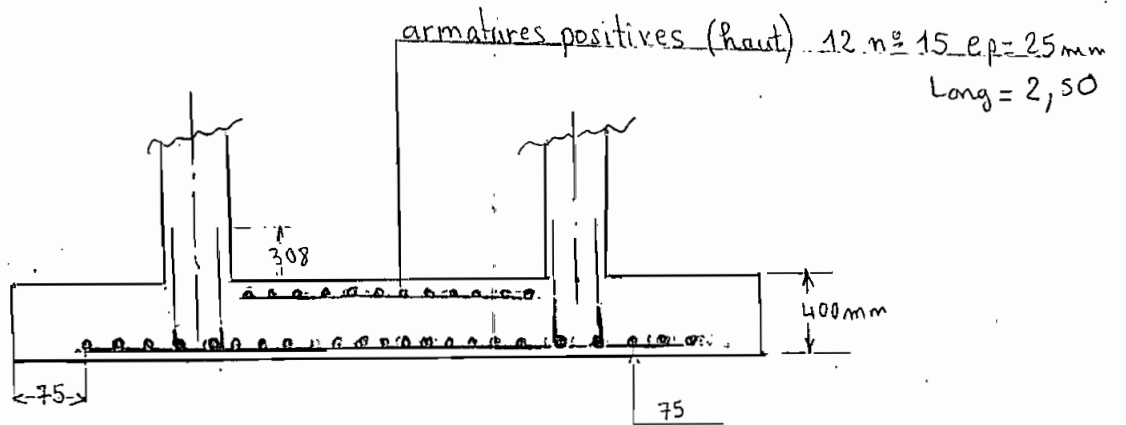
Nous recommandons à l'entreprise d'opter pour un coffrage
 métallique qui pourrait être réutilisé plusieurs fois dans
 dans le programme de châteaux d'eau qu'elle doit construire.
 L'étroitesse de l'espacement des semelles, et les fissurations
 causées par tassements différentiels nous conduisent à recomman-
 der des fondations sous forme de radier général.

Pour la détermination des efforts dans les deux dalles on pourrait
 utiliser les tables de BARES à défaut d'un logiciel à trois dimensions.

Concernant la forme de la jupe nous recommandons d'augmenter
 l'épaisseur de l'extrémité supérieure de la cheminée.

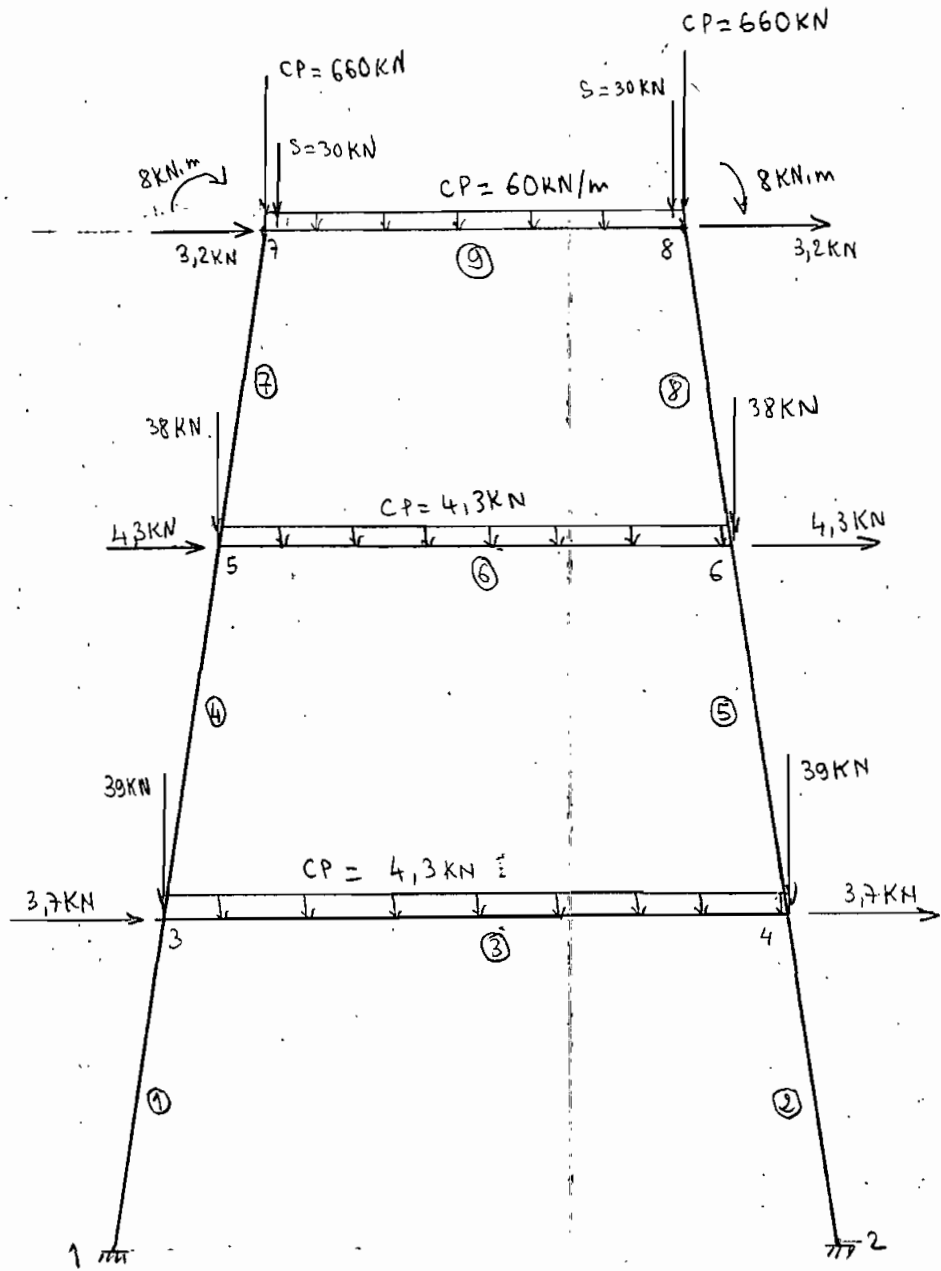
Une telle augmentation permettrait de diminuer l'épaisseur de la dalle
 supérieure qui sera assez soulagée vis à vis du moment maximal qu'elle
 doit supporter.

Pour économiser du béton on pourrait éliminer carrément la
 cheminée et installer une échelle extérieure sur le flanc du réservoir.
 Cette échelle permettra d'accéder en ce moment à la dalle supérieure.



VUE EN PLAN DES ARMATURES NEGATIVES SUIVANT une DIRECTION (du BAS)

SCHEMA DE FERRAILLAGE DES FONDATIONS



MODELE MATHEMATIQUE DU P-FRAME (COLONNES + TRAVERSES)

STR. 08 INITIALIZING DATA DRIVE A

TOTAL MEMBERS	TOTAL JOINTS	TOTAL SPRINGS	TOTAL SECTIONS	TOTAL LD CASES	TOTAL LD COMB	YOUNGMOD (MPA)	SHEARMOD (MPA)
9	8	0	3	5	6	25000	10600

CLIENT: EPT

USER NAME: CHEIKH WADE

FRAME DESCRIPTION: ETUDE DES COLONNES DU CHATEAU D'EAU

UNITS (M/I): M

BANDWIDTH OPTIMIZATION (Y/N): N

STR. 08 JOINT DATA DRIVE A

JOINT NO.	X-FREEDOM	Y-FREEDOM	Z-FREEDOM	X-COORDINATE (METERS)	Y-COORDINATE (METERS)
1	0	0	0	+0.0000	+0.0000
2	0	0	0	+3.0500	+0.0000
3	1	1	1	+0.1750	+5.0500
4	1	1	1	+2.8750	+5.0500
5	1	1	1	+0.3500	+10.1000
6	1	1	1	+2.7000	+10.1000
7	1	1	1	+0.5250	+15.1500
8	1	1	1	+2.5250	+15.1500

STR. 08 MEMBER DATA DRIVE A
Section Properties Data :

SECTION NUMBER	X-SECTIONAL AREA (MM2)	MOM. INERTIA 1.0E+06 (MM4)	SHEAR AREA (MM2)
1	+180,000.000	+3,690.000	+180,000.000
2	+250,000.000	+5,210.000	+250,000.000
3	+2,500,000.000	+52,100.000	+2,500,000.000

Member Connectivity Data :

MEMBER NUMBER	LOWER JOINT	GREATER JOINT	LOWER END TYPE	GREATER END TYPE	SECTION NUMBER
1	1	3	1	1	2
2	2	4	1	1	2
3	3	4	1	1	1
4	3	5	1	1	2
5	4	6	1	1	2
6	5	6	1	1	1
7	5	7	1	1	2
8	6	8	1	1	2
9	7	8	1	1	3

STR. 08

LOAD DATA

DRIVE A

LOAD CASE 1

Initializing Data :

LOAD CASE NO.	NO. OF LOADED JOINTS	NO. OF LOADED MEMBERS	DESCRIPTION
1	6	3	charges perm. (non ponderées)

Joint Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED JOINT	HORIZONTAL LOAD (KN)	VERTICAL LOAD (KN)	EXTERNAL MOMENT (KN-M)
1	3	+0.0000	-39.0000	+0.0000
2	4	+0.0000	-39.0000	+0.0000
3	5	+0.0000	-38.0000	+0.0000
4	6	+0.0000	-38.0000	+0.0000
5	7	+0.0000	-660.0000	+0.0000
6	8	+0.0000	-660.0000	+0.0000

Distributed Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED MEMBER	SLOPED LD. KN/M SLOPE	LOCAL XY KN/M PERP.	PROJ. LOAD KN/M HORIZ
1	3	+0.0000	-4.3000	+0.0000
2	6	+0.0000	-4.3000	+0.0000
3	9	+0.0000	-60.0000	+0.0000

Point Load Data :

REC NO.	MEM NO.	PT. LOAD 1 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 2 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 3 (KN)	DIST. (M)

Temperature Load Data :

RECORD NUMBER	MEMBER NUMBER	TEMPERATURE DIFFERENCE (CENTIGRADE)	COEFFICIENT OF EXPANSION (MM/MM/C X 100)

LOAD CASE 2

Initializing Data :

LOAD CASE NO.	NO. OF LOADED JOINTS	NO. OF LOADED MEMBERS	DESCRIPTION

2 2 0 Surcharge verticale sur le toit

Joint Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED JOINT	HORIZONTAL LOAD (KN)	VERTICAL LOAD (KN)	EXTERNAL MOMENT (KN-M)
1	7	+0.0000	-30.0000	+0.0000
2	8	+0.0000	-30.0000	+0.0000

LOAD CASE 3

Initializing Data :

LOAD CASE NO.	NO. OF LOADED JOINTS	NO. OF LOADED MEMBERS	DESCRIPTION
---------------	----------------------	-----------------------	-------------

3 6 0 Charges de vent (non ponderees)

Joint Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED JOINT	HORIZONTAL LOAD (KN)	VERTICAL LOAD (KN)	EXTERNAL MOMENT (KN-M)
1	3	+3.7000	+0.0000	+0.0000
2	4	+3.7000	+0.0000	+0.0000
3	5	+4.3000	+0.0000	+0.0000
4	6	+4.3000	+0.0000	+0.0000
5	7	+3.2000	+0.0000	-8.0000
6	8	+3.2000	+0.0000	-8.0000

LOAD CASE 4

Initializing Data :

LOAD CASE NO.	NO. OF LOADED JOINTS	NO. OF LOADED MEMBERS	DESCRIPTION
---------------	----------------------	-----------------------	-------------

4 0 3 Variation de temp. no 1 (non pond.)

Distributed Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED MEMBER	SLOPED LD. KN/M SLOPE	LOCAL XY KN/M PERP.	PROJ. LOAD KN/M HORIZ
---------------	---------------	-----------------------	---------------------	-----------------------

Point Load Data :

REC NO.	MEM NO.	PT. LOAD 1 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 2 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 3 (KN)	DIST. (M)
---------	---------	-----------------	-----------	-----------------	-----------	-----------------	-----------

Temperature Load Data :

RECORD NUMBER	MEMBER NUMBER	TEMPERATURE DIFFERENCE (CENTIGRADE)	COEFFICIENT OF EXPANSION (MM/MM/C X 100)
---------------	---------------	-------------------------------------	--

1	1	+15.000	+0.00110
2	4	+15.000	+0.00110
3	7	+15.000	+0.00110

LOAD CASE 5

Initializing Data :

LOAD CASE NO.	NO. OF LOADED JOINTS	NO. OF LOADED MEMBERS	DESCRIPTION
5	0	3	Variation de temp. no 2 (non pond.)

Distributed Load Data :

RECORD NUMBER	LOADED MEMBER	SLOPED LD. KN/M SLOPE	LOCAL XY KN/M PERP.	PROJ. LOAD KN/M HORIZ
1	1	+3.0000	+0.0000	+0.0000
2	2	+6.0000	+0.0000	+0.0000
3	3	+9.0000	+0.0000	+0.0000

Point Load Data :

REC NO.	MEM NO.	PT. LOAD 1 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 2 (KN)	DIST. (M)	PT. LOAD 3 (KN)	DIST. (M)
---------	---------	-----------------	-----------	-----------------	-----------	-----------------	-----------

Temperature Load Data :

RECORD NUMBER	MEMBER NUMBER	TEMPERATURE DIFFERENCE (CENTIGRADE)	COEFFICIENT OF EXPANSION (MM/MM/C X 100)
---------------	---------------	-------------------------------------	--

1	1	+15.000	+0.00110
2	2	+15.000	+0.00110
3	3	+15.000	+0.00110

STR. 08 LOAD COMBINATION DATA DRIVE A

82

LOAD COMB	LOAD CASE	COMB FACT	LOAD CASE	COMB FACT	LOAD CASE	COMB FACT	LOAD CASE	COMB FACT	LOAD CASE	COMB FACT	LOAD CASE	COMB FACT
1	1	1.35	2	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1	1.35	3	1.3	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	1	1.35	4	.8	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	1	1.35	2	1.5	3	1.3	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	1	1.35	2	1.5	4	.8	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	1	1.35	3	1.3	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

TOTAL STRUCTURE DEGREES OF FREEDOM = 18

THE HALF-BANDWIDTH = 9 AT MEMBER 4

STR. 08 SUPPORT REACTIONS DRIVE A

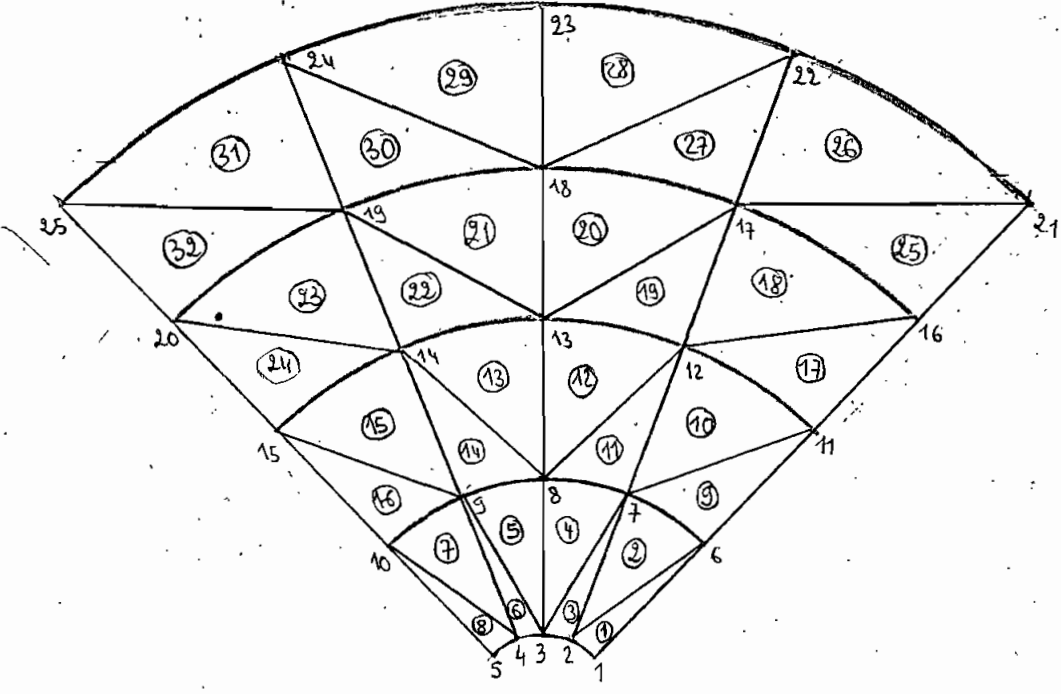
JOINT NUMBER	LOAD CSE	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	+28.121	+807.857	+0.025
	2	+1.034	+30.000	+0.017
	3	-11.200	-59.688	+27.571
	4	+0.089	+5.297	+7.782
	5	+1.337	-27.485	-6.081
2	1	-28.121	+807.857	-0.025
	2	-1.034	+30.000	-0.017
	3	-11.200	+59.688	+27.571
	4	-0.089	-5.297	+8.374
	5	-1.337	-42.292	+6.869

STR. 08 SUPPORT REACTIONS DRIVE A

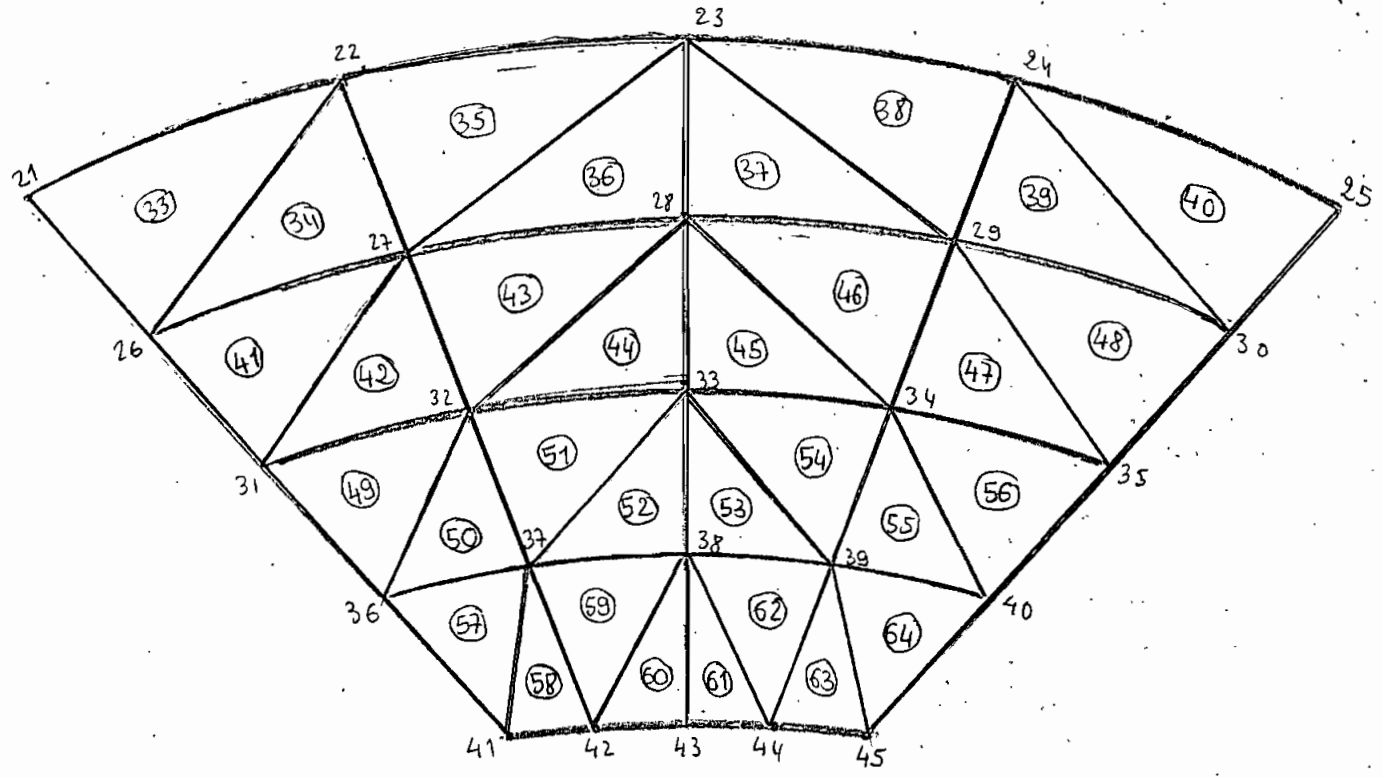
JOINT NUMBER	LOAD CMB	X-REACTION (KNTS)	Y-REACTION (KNTS)	Z-REACTION (KNTS-M)
1	1	+39.515	+1135.608	+0.060
	2	+23.404	+1013.013	+35.876
	3	+38.035	+1094.845	+6.260
	4	+24.955	+1058.013	+35.902
	5	+39.587	+1139.845	+6.286
	6	+23.404	+1013.013	+35.876
2	1	-39.515	+1135.608	-0.060
	2	-52.524	+1168.202	+35.808
	3	-38.035	+1086.370	+6.665
	4	-54.075	+1213.202	+35.782
	5	-39.587	+1131.370	+6.640
	6	-52.524	+1168.202	+35.808

STR. 08		MEMBER			END ACTIONS		DRIVE A	
MEM NO.	LD. CSE	AXIAL (KN) LOWER JT.	SHEAR (KN) LOWER JT.	BM (KN-M) LOWER JT.	AXIAL (KN) UPPER JT.	SHEAR (KN) UPPER JT.	BM (KN-M) UPPER JT.	
1	1	+808.347	-0.126	+0.025	-808.347	+0.126	-0.662	
	2	+30.018	+0.005	+0.017	-30.018	-0.005	+0.009	
	3	-60.040	+9.126	+27.571	+60.040	-9.126	+18.544	
	4	+5.297	+0.094	+7.782	-5.297	-0.094	-7.307	
	5	-27.423	-2.288	-6.081	+12.273	+1.763	-4.152	
2	1	+808.347	+0.126	-0.025	-808.347	-0.126	+0.662	
	2	+30.018	-0.005	-0.017	-30.018	+0.005	-0.009	
	3	+60.040	+9.126	+27.571	-60.040	-9.126	+18.544	
	4	-5.291	+0.273	+8.374	+5.291	-0.273	-6.996	
	5	-42.220	+2.800	+6.869	+11.920	-1.750	+4.628	
3	1	+1.337	+5.805	+1.701	-1.337	+5.805	-1.701	
	2	-0.004	-0.000	-0.011	+0.004	+0.000	+0.011	
	3	-0.000	-23.953	-32.337	+0.000	+23.953	-32.337	
	4	+0.076	-1.339	-1.621	-0.076	+1.339	-1.993	
	5	+3.921	-12.305	-3.792	-3.921	-11.995	+3.375	
4	1	+763.522	-0.342	-1.038	-763.522	+0.342	-0.688	
	2	+30.018	+0.001	+0.002	-30.018	-0.001	+0.002	
	3	-35.973	+6.258	+13.793	+35.973	-6.258	+17.828	
	4	+6.633	+0.216	+8.928	-6.633	-0.216	-7.836	
	5	-0.111	+2.582	+7.945	+0.111	-2.582	+5.101	
5	1	+763.522	+0.342	+1.038	-763.522	-0.342	+0.688	
	2	+30.018	-0.001	-0.002	-30.018	+0.001	-0.002	
	3	+35.973	+6.258	+13.793	-35.973	-6.258	+17.828	
	4	-6.632	+0.244	+8.989	+6.632	-0.244	-7.758	
	5	-0.068	-2.583	-8.003	+0.068	+2.583	-5.050	
6	1	+1.445	+5.052	+1.466	-1.445	+5.053	-1.466	
	2	+0.004	-0.000	-0.012	-0.004	+0.000	+0.012	
	3	+0.000	-18.574	-21.825	+0.000	+18.574	-21.825	
	4	-0.074	-1.945	-2.085	+0.074	+1.945	-2.486	
	5	-3.401	-0.019	-2.271	+3.401	+0.019	+2.227	
7	1	+720.446	-0.388	-0.778	-720.446	+0.388	-1.185	
	2	+30.018	+0.005	+0.010	-30.018	-0.005	+0.017	
	3	-17.261	+2.604	+3.996	+17.261	-2.604	+9.161	
	4	+8.579	+0.209	+9.921	-8.579	-0.209	-8.863	
	5	+0.026	-0.817	-2.830	-0.026	+0.817	-1.296	
8	1	+720.446	+0.388	+0.778	-720.446	-0.388	+1.185	
	2	+30.018	-0.005	-0.010	-30.018	+0.005	-0.017	
	3	+17.261	+2.604	+3.996	-17.261	-2.604	+9.161	
	4	-8.573	+0.385	+10.244	+8.573	-0.385	-8.299	
	5	+0.031	+0.816	+2.824	-0.031	-0.816	+1.301	
9	1	+25.339	+60.000	+1.185	-25.339	+60.000	-1.185	
	2	+1.034	-0.000	-0.017	-1.034	+0.000	+0.017	
	3	+0.000	-17.161	-17.161	-0.000	+17.161	-17.161	
	4	+0.088	+8.581	+8.863	-0.088	-8.581	+8.299	
	5	+0.817	-0.003	+1.296	-0.817	+0.003	-1.301	

MEM NO.	LD. CMB	AXIAL (KN) LOWER JT.	SHEAR (KN) LOWER JT.	BM (KN-M) LOWER JT.	AXIAL (KN) UPPER JT.	SHEAR (KN) UPPER JT.	BM (KN-M) UPPER JT.
1	1	+1136.295	-0.162	+0.060	-1136.295	+0.162	-0.881
	2	+1013.216	+11.694	+35.876	-1013.216	-11.694	+23.212
	3	+1095.506	-0.095	+6.260	-1095.506	+0.095	-6.740
	4	+1058.243	+11.702	+35.902	-1058.243	-11.702	+23.226
	5	+1140.533	-0.087	+6.286	-1140.533	+0.087	-6.726
	6	+1013.216	+11.694	+35.876	-1013.216	-11.694	+23.212
2	1	+1136.295	+0.162	-0.060	-1136.295	-0.162	+0.881
	2	+1169.320	+12.034	+35.808	-1169.320	-12.034	+25.001
	3	+1087.035	+0.389	+6.665	-1087.035	-0.389	-4.702
	4	+1214.347	+12.026	+35.782	-1214.347	-12.026	+24.987
	5	+1132.062	+0.381	+6.640	-1132.062	-0.381	-4.716
	6	+1169.320	+12.034	+35.808	-1169.320	-12.034	+25.001
3	1	+1.798	+7.837	+2.280	-1.798	+7.837	-2.280
	2	x +1.805	-23.302	-39.742	-1.805	+38.976	-44.334
	3	+1.866	+6.766	+0.999	-1.866	+8.908	-3.891
	4	+1.798	-23.302	-39.758	-1.798	+38.976	-44.318
	5	+1.859	+6.766	+0.983	-1.859	+8.908	-3.875
	6	+1.805	-23.302	-39.742	-1.805	+38.976	-44.334
4	1	+1075.782	-0.460	-1.399	-1075.782	+0.460	-0.926
	2	+983.990	+7.674	+16.529	-983.990	-7.674	+22.248
	3	+1036.061	-0.288	+5.741	-1036.061	+0.288	-7.198
	4	+1029.017	+7.675	+16.532	-1029.017	-7.675	+22.251
	5	x +1081.088	-0.287	+5.743	-1081.088	+0.287	-7.195
	6	+983.990	+7.674	+16.529	-983.990	-7.674	+22.248
5	1	+1075.782	+0.460	+1.399	-1075.782	-0.460	+0.926
	2	+1077.520	+8.596	+19.333	-1077.520	-8.596	+24.105
	3	+1025.450	+0.656	+8.593	-1025.450	-0.656	-5.278
	4	+1122.547	+8.595	+19.330	-1122.547	-8.595	+24.102
	5	+1070.477	+0.655	+8.590	-1070.477	-0.655	-5.281
	6	+1077.520	+8.596	+19.333	-1077.520	-8.596	+24.105
6	1	+1.958	+6.821	+1.961	-1.958	+6.821	-1.961
	2	+1.951	-17.325	-26.393	-1.951	+30.967	-30.350
	3	+1.891	+5.265	+0.311	-1.891	+8.377	-3.967
	4	x +1.958	-17.325	-26.411	-1.958	+30.967	-30.333
	5	+1.898	+5.265	+0.293	-1.898	+8.377	-3.949
	6	+1.951	-17.325	-26.393	-1.951	+30.967	-30.350
7	1	+1017.628	-0.517	-1.035	-1017.628	+0.517	-1.575
	2	+950.162	+2.860	+4.145	-950.162	-2.860	+10.309
	3	+979.465	-0.357	+6.887	-979.465	+0.357	-8.691
	4	+995.189	+2.868	+4.160	-995.189	-2.868	+10.334
	5	+1024.492	-0.349	+6.902	-1024.492	+0.349	-8.665
	6	+950.162	+2.860	+4.145	-950.162	-2.860	+10.309
8	1	+1017.628	+0.517	+1.035	-1017.628	-0.517	+1.575
	2	+995.041	+3.909	+6.245	-995.041	-3.909	+13.509
	3	+965.743	+0.832	+9.245	-965.743	-0.832	-5.039
	4	+1040.068	+3.901	+6.230	-1040.068	-3.901	+13.484
	5	+1010.770	+0.825	+9.231	-1010.770	-0.825	-5.064
	6	+995.041	+3.909	+6.245	-995.041	-3.909	+13.509
9	1	+35.759	+81.000	+1.575	-35.759	+81.000	-1.575
	2	+34.208	+58.691	-20.709	-34.208	+103.309	-23.909
	3	+34.278	+87.865	+8.691	-34.278	+74.135	+5.039
	4	+35.759	+58.691	-20.734	-35.759	+103.309	-23.884
	5	+35.830	+87.865	+8.665	-35.830	+74.135	+5.064
	6	+34.208	+58.691	-20.709	-34.208	+103.309	-23.909



MODELE MATHEMATIQUE DE LA DALLE SUPERIEURE



MODELE MATHEMATIQUE DE LA CUVE

ECOLE POLYTECHNIQUE DE MONTREAL S/N:801492

06/03/90

PAGE 1

16:37:40

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

CHECK GEOMETRY

Version 1.6 07/01/88

MATERIAL PROPERTIES

Material No	Modulus of Elasticity	Weight Density	Coeff of Thermal Exp.	Poisson's Ratio	Shear Web Modulus
1	2.50000E+10	2.40000E+03	1.10000E-05	1.80E-01	1.06000E+10

NODE COORDINATES

Node	X-Coord.	Y-Coord.	Z-Coord.
1	5.00000E-01	0.00000E+00	4.00000E+00
2	4.62000E-01	1.91000E-01	4.00000E+00
3	3.54000E-01	3.54000E-01	4.00000E+00
4	1.91000E-01	4.62000E-01	4.00000E+00
5	0.00000E+00	5.00000E-01	4.00000E+00
6	1.87500E+00	0.00000E+00	4.00000E+00
7	1.73200E+00	7.18000E-01	4.00000E+00
8	1.32600E+00	1.32600E+00	4.00000E+00
9	7.18000E-01	1.73000E+00	4.00000E+00
10	0.00000E+00	1.87500E+00	4.00000E+00
11	3.25000E+00	0.00000E+00	4.00000E+00
12	3.00300E+00	1.24400E+00	4.00000E+00
13	2.29800E+00	2.29800E+00	4.00000E+00
14	1.24400E+00	3.00300E+00	4.00000E+00
15	0.00000E+00	3.25000E+00	4.00000E+00
16	4.62500E+00	0.00000E+00	4.00000E+00
17	4.27300E+00	1.77000E+00	4.00000E+00
18	3.27000E+00	3.27000E+00	4.00000E+00
19	1.77000E+00	4.27300E+00	4.00000E+00
20	0.00000E+00	4.62500E+00	4.00000E+00
21	6.00000E+00	0.00000E+00	4.00000E+00
22	5.54300E+00	2.29600E+00	4.00000E+00
23	4.24300E+00	4.24300E+00	4.00000E+00
24	2.29600E+00	5.54300E+00	4.00000E+00
25	0.00000E+00	6.00000E+00	4.00000E+00
26	5.00000E+00	0.00000E+00	3.00000E+00
27	4.61900E+00	1.91300E+00	3.00000E+00
28	3.53600E+00	3.53600E+00	3.00000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

CHECK GEOMETRY Version 1.6 07/01/88

Node	X-Coord.	Y-Coord.	Z-Coord.
29	1.91300E+00	4.61900E+00	3.00000E+00
30	0.00000E+00	5.00000E+00	3.00000E+00
31	4.00000E+00	0.00000E+00	2.00000E+00
32	3.69600E+00	1.53100E+00	2.00000E+00
33	2.82800E+00	2.82800E+00	2.00000E+00
34	1.53100E+00	3.69600E+00	2.00000E+00
35	0.00000E+00	4.00000E+00	2.00000E+00
36	3.00000E+00	0.00000E+00	1.00000E+00
37	2.77200E+00	1.14800E+00	1.00000E+00
38	2.12100E+00	2.12100E+00	1.00000E+00
39	1.14800E+00	2.77200E+00	1.00000E+00
40	0.00000E+00	3.00000E+00	1.00000E+00
41	2.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
42	1.84800E+00	7.65000E-01	0.00000E+00
43	1.41400E+00	1.41400E+00	0.00000E+00
44	7.65000E-01	1.84800E+00	0.00000E+00
45	0.00000E+00	2.00000E+00	0.00000E+00

PLATE ELEMENT CONNECTIVITY

Plate No.	Nodes				Mat No.	Thickness	Area	Shear Web Thickness	Aspect Ratio	Plate Type
	I	J	K	L						
TRI 1	1	6	2		1	2.000E-01	1.313E-01		1.833E+00	Mem+Bend
TRI 2	7	2	6		1	2.000E-01	4.936E-01		1.526E+00	Mem+Bend
TRI 3	2	7	3		1	2.000E-01	1.320E-01		1.834E+00	Mem+Bend
TRI 4	8	3	7		1	2.000E-01	4.928E-01		1.527E+00	Mem+Bend
TRI 5	3	8	9		1	2.000E-01	4.918E-01		1.530E+00	Mem+Bend
TRI 6	9	4	3		1	2.000E-01	1.318E-01		1.834E+00	Mem+Bend
TRI 7	4	9	10		1	2.000E-01	4.934E-01		1.523E+00	Mem+Bend
TRI 8	10	5	4		1	2.000E-01	1.313E-01		1.833E+00	Mem+Bend
TRI 9	6	11	7		1	2.000E-01	4.936E-01		1.252E+00	Mem+Bend
TRI 10	12	7	11		1	2.000E-01	8.555E-01		1.042E+00	Mem+Bend
TRI 11	7	12	8		1	2.000E-01	4.932E-01		1.254E+00	Mem+Bend
TRI 12	13	8	12		1	2.000E-01	8.549E-01		1.042E+00	Mem+Bend
TRI 13	8	13	14		1	2.000E-01	8.549E-01		1.042E+00	Mem+Bend
TRI 14	14	9	8		1	2.000E-01	4.932E-01		1.257E+00	Mem+Bend
TRI 15	9	14	15		1	2.000E-01	8.568E-01		1.043E+00	Mem+Bend
TRI 16	15	10	9		1	2.000E-01	4.936E-01		1.251E+00	Mem+Bend

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

CHECK GEOMETRY Version 1.6 07/01/88

Plate No.	Nodes				Mat No.	Thickness	Area	Shear Web Thickness	Aspect Ratio	Plate Type
	I	J	K	L						
TRI 17	11	16	12		1	2.000E-01	8.553E-01		8.837E-01	Mem+Bend
TRI 18	17	12	16		1	2.000E-01	1.217E+00		7.631E-01	Mem+Bend
TRI 19	12	17	13		1	2.000E-01	8.547E-01		8.834E-01	Mem+Bend
TRI 20	18	13	17		1	2.000E-01	1.216E+00		7.630E-01	Mem+Bend
TRI 21	13	18	19		1	2.000E-01	1.216E+00		7.630E-01	Mem+Bend
TRI 22	19	14	13		1	2.000E-01	8.547E-01		8.834E-01	Mem+Bend
TRI 23	14	19	20		1	2.000E-01	1.217E+00		7.631E-01	Mem+Bend
TRI 24	20	15	14		1	2.000E-01	8.553E-01		8.837E-01	Mem+Bend
TRI 25	16	21	17		1	2.000E-01	1.217E+00		6.699E-01	Mem+Bend
TRI 26	22	17	21		1	2.000E-01	1.578E+00		5.957E-01	Mem+Bend
TRI 27	17	22	18		1	2.000E-01	1.216E+00		6.697E-01	Mem+Bend
TRI 28	23	18	22		1	2.000E-01	1.580E+00		5.963E-01	Mem+Bend
TRI 29	18	23	24		1	2.000E-01	1.580E+00		5.963E-01	Mem+Bend
TRI 30	24	19	18		1	2.000E-01	1.216E+00		6.697E-01	Mem+Bend
TRI 31	19	24	25		1	2.000E-01	1.578E+00		5.957E-01	Mem+Bend
TRI 32	25	20	19		1	2.000E-01	1.217E+00		6.699E-01	Mem+Bend
TRI 33	21	26	22		1	1.500E-01	1.640E+00		6.017E-01	Mem+Bend
TRI 34	27	22	26		1	1.500E-01	1.366E+00		6.534E-01	Mem+Bend
TRI 35	22	27	23		1	1.500E-01	1.640E+00		6.017E-01	Mem+Bend
TRI 36	28	23	27		1	1.500E-01	1.366E+00		6.531E-01	Mem+Bend
TRI 37	23	28	29		1	1.500E-01	1.366E+00		6.531E-01	Mem+Bend
TRI 38	29	24	23		1	1.500E-01	1.640E+00		6.017E-01	Mem+Bend
TRI 39	24	29	30		1	1.500E-01	1.366E+00		6.534E-01	Mem+Bend
TRI 40	30	25	24		1	1.500E-01	1.640E+00		6.017E-01	Mem+Bend
TRI 41	26	31	27		1	1.500E-01	1.366E+00		7.139E-01	Mem+Bend
TRI 42	32	27	31		1	1.500E-01	1.093E+00		7.852E-01	Mem+Bend
TRI 43	27	32	28		1	1.500E-01	1.366E+00		7.133E-01	Mem+Bend
TRI 44	33	28	32		1	1.500E-01	1.094E+00		7.862E-01	Mem+Bend
TRI 45	28	33	34		1	1.500E-01	1.094E+00		7.862E-01	Mem+Bend
TRI 46	34	29	28		1	1.500E-01	1.366E+00		7.133E-01	Mem+Bend
TRI 47	29	34	35		1	1.500E-01	1.093E+00		7.852E-01	Mem+Bend
TRI 48	35	30	29		1	1.500E-01	1.366E+00		7.139E-01	Mem+Bend
TRI 49	31	36	32		1	1.500E-01	1.093E+00		8.716E-01	Mem+Bend
TRI 50	37	32	36		1	1.500E-01	8.198E-01		9.762E-01	Mem+Bend
TRI 51	32	37	33		1	1.500E-01	1.093E+00		8.721E-01	Mem+Bend
TRI 52	38	33	37		1	1.500E-01	8.199E-01		9.763E-01	Mem+Bend
TRI 53	33	38	39		1	1.500E-01	8.199E-01		9.763E-01	Mem+Bend
TRI 54	39	34	33		1	1.500E-01	1.093E+00		8.721E-01	Mem+Bend
TRI 55	34	39	40		1	1.500E-01	8.198E-01		9.762E-01	Mem+Bend
TRI 56	40	35	34		1	1.500E-01	1.093E+00		8.716E-01	Mem+Bend
TRI 57	36	41	37		1	1.500E-01	8.197E-01		1.104E+00	Mem+Bend

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

CHECK GEOMETRY

Version 1.6 07/01/88

Plate No.	Nodes				Mat No.	Thickness	Area	Shear Web Thickness	Aspect Ratio	Plate Type
	I	J	K	L						
TRI 58	42	37	41		1	1.500E-01	5.463E-01		1.260E+00	Mem+Bend
TRI 59	37	42	38		1	1.500E-01	8.200E-01		1.104E+00	Mem+Bend
TRI 60	43	38	42		1	1.500E-01	5.468E-01		1.259E+00	Mem+Bend
TRI 61	38	43	44		1	1.500E-01	5.468E-01		1.259E+00	Mem+Bend
TRI 62	44	39	38		1	1.500E-01	8.200E-01		1.104E+00	Mem+Bend
TRI 63	39	44	45		1	1.500E-01	5.463E-01		1.260E+00	Mem+Bend
TRI 64	45	40	39		1	1.500E-01	8.197E-01		1.104E+00	Mem+Bend

RESTRAINTS

Node No	Restraint Directions					
	X	Y	Z	RX	RY	RZ
1	X	Y	Z	RX	-	RZ
2	X	Y	Z	-	-	RZ
3	X	Y	Z	-	-	RZ
4	X	Y	Z	-	-	RZ
5	X	Y	Z	-	RY	RZ
6	-	Y	-	RX	-	RZ
7	-	-	-	-	-	RZ
8	-	-	-	-	-	RZ
9	-	-	-	-	-	RZ
10	X	-	-	-	RY	RZ
11	-	Y	-	RX	-	RZ
12	-	-	-	-	-	RZ
13	-	-	-	-	-	RZ
14	-	-	-	-	-	RZ
15	X	-	-	-	RY	RZ
16	-	Y	-	RX	-	RZ
17	-	-	-	-	-	RZ
18	-	-	-	-	-	RZ
19	-	-	-	-	-	RZ
20	X	-	-	-	RY	RZ
21	-	Y	-	RX	-	RZ
22	-	-	-	-	-	RZ
23	-	-	-	-	-	RZ
24	-	-	-	-	-	RZ
25	X	-	-	-	RY	RZ

```

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

```

```

CHECK GEOMETRY Version 1.6 07/01/88

```

Node No	Restraint Directions
26	- Y - RX - RZ
27	- - - - - RZ
28	- - - - - RZ
29	- - - - - RZ
30	X - - - RY RZ
31	- Y - RX - RZ
32	- - - - - RZ
33	- - - - - RZ
34	- - - - - RZ
35	X - - - RY RZ
36	- Y - RX - RZ
37	- - - - - RZ
38	- - - - - RZ
39	- - - - - RZ
40	X - - - RY RZ
41	X Y Z RX RY RZ
42	X Y Z RX RY RZ
43	X Y Z RX RY RZ
44	X Y Z RX RY RZ
45	X Y Z RX RY RZ

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 1.6 07/01/88

L O A D C A S E 1

APPLIED LOAD VECTOR

Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1	.0000E+00	.0000E+00	-.5909E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
2	.0000E+00	.0000E+00	-.1670E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
3	.0000E+00	.0000E+00	-.2157E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
4	.0000E+00	.0000E+00	-.1670E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
5	.0000E+00	.0000E+00	-.5909E+03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
6	.0000E+00	.0000E+00	-.3825E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
7	.0000E+00	.0000E+00	-.8538E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
8	.0000E+00	.0000E+00	-.9422E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
9	.0000E+00	.0000E+00	-.8536E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
10	.0000E+00	.0000E+00	-.3824E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
11	.0000E+00	.0000E+00	-.6436E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
12	.0000E+00	.0000E+00	-.1424E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
13	.0000E+00	.0000E+00	-.1560E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
14	.0000E+00	.0000E+00	-.1424E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
15	.0000E+00	.0000E+00	-.6439E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
16	.0000E+00	.0000E+00	-.9132E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
17	.0000E+00	.0000E+00	-.1996E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
18	.0000E+00	.0000E+00	-.2166E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
19	.0000E+00	.0000E+00	-.1996E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
20	.0000E+00	.0000E+00	-.9132E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
21	.4875E+04	.9704E+03	-.9665E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
22	.8756E+04	.3681E+04	-.1982E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
23	.7060E+04	.7322E+04	-.2123E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
24	.3866E+04	.9685E+04	-.2075E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
25	.9704E+03	.4875E+04	-.9665E+04	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
26	.1542E+05	.3070E+04	-.1542E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
27	.2798E+05	.1169E+05	-.3031E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
28	.2212E+05	.2264E+05	-.3165E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
29	.1242E+05	.3037E+05	-.3280E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
30	.3195E+04	.1605E+05	-.1605E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
31	.2398E+05	.4767E+04	-.2398E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
32	.4319E+05	.1813E+05	-.4683E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
33	.3234E+05	.3234E+05	-.4576E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
34	.1813E+05	.4319E+05	-.4683E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
35	.4767E+04	.2398E+05	-.2398E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 1.6 07/01/88

L O A D C A S E 1

APPLIED LOAD VECTOR

Node	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
36	.2663E+05	.5289E+04	-.2663E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
37	.4681E+05	.1992E+05	-.5088E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
38	.3429E+05	.3429E+05	-.4849E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
39	.1992E+05	.4681E+05	-.5088E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
40	.5289E+04	.2663E+05	-.2663E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
41	.1295E+05	.2572E+04	-.1295E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
42	.2211E+05	.9557E+04	-.2409E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
43	.1575E+05	.1575E+05	-.2227E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
44	.9557E+04	.2211E+05	-.2409E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
45	.2572E+04	.1295E+05	-.1295E+05	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 1.6 07/01/88

L O A D C A S E 1

DISPLACEMENTS

Node	T r a n s l a t i o n s			/	R o t a t i o n s		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.1044E-02	.0000E+00
2	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	-.4135E-03	.1004E-02	.0000E+00
3	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	-.8085E-03	.8086E-03	.0000E+00
4	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	-.1005E-02	.4137E-03	.0000E+00
5	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	-.1045E-02	.0000E+00	.0000E+00
6	.4502E-05	.0000E+00	-.1578E-02	/	.0000E+00	.8438E-03	.0000E+00
7	.4155E-05	.1996E-05	-.1602E-02	/	-.3523E-03	.8029E-03	.0000E+00
8	.3210E-05	.3645E-05	-.1632E-02	/	-.6447E-03	.6422E-03	.0000E+00
9	.1756E-05	.4686E-05	-.1603E-02	/	-.8073E-03	.3520E-03	.0000E+00
10	.0000E+00	.5046E-05	-.1581E-02	/	-.8472E-03	.0000E+00	.0000E+00
11	.8187E-05	.0000E+00	-.2106E-02	/	.0000E+00	-.1407E-03	.0000E+00
12	.7622E-05	.3760E-05	-.2131E-02	/	.6488E-04	-.1211E-03	.0000E+00
13	.6095E-05	.6918E-05	-.2166E-02	/	.9048E-04	-.9476E-04	.0000E+00
14	.3339E-05	.8665E-05	-.2137E-02	/	.1169E-03	-.6665E-04	.0000E+00
15	.0000E+00	.9205E-05	-.2114E-02	/	.1377E-03	.0000E+00	.0000E+00
16	.1169E-04	.0000E+00	-.1401E-02	/	.0000E+00	-.8230E-03	.0000E+00
17	.1088E-04	.5506E-05	-.1393E-02	/	.3948E-03	-.7581E-03	.0000E+00
18	.9015E-05	.1027E-04	-.1394E-02	/	.6386E-03	-.6429E-03	.0000E+00
19	.4898E-05	.1248E-04	-.1402E-02	/	.7574E-03	-.3962E-03	.0000E+00
20	.0000E+00	.1309E-04	-.1410E-02	/	.8247E-03	.0000E+00	.0000E+00
21	.1512E-04	.0000E+00	-.2761E-03	/	.0000E+00	-.7331E-03	.0000E+00
22	.1400E-04	.7207E-05	-.2966E-03	/	.3623E-03	-.5499E-03	.0000E+00
23	.1206E-04	.1376E-04	-.3232E-03	/	.3856E-03	-.3869E-03	.0000E+00
24	.6365E-05	.1625E-04	-.2997E-03	/	.5596E-03	-.3655E-03	.0000E+00
25	.0000E+00	.1678E-04	-.2791E-03	/	.7395E-03	.0000E+00	.0000E+00
26	.2166E-03	.0000E+00	-.4722E-03	/	.0000E+00	.1955E-03	.0000E+00
27	.1835E-03	.7025E-04	-.4539E-03	/	.2842E-04	.1925E-03	.0000E+00
28	.1300E-03	.1325E-03	-.4440E-03	/	-.9727E-04	.8551E-04	.0000E+00
29	.7253E-04	.1947E-03	-.4658E-03	/	-.1884E-03	-.3152E-04	.0000E+00
30	.0000E+00	.2253E-03	-.4825E-03	/	-.1901E-03	.0000E+00	.0000E+00
31	.2124E-03	.0000E+00	-.4248E-03	/	.0000E+00	-.1121E-03	.0000E+00
32	.1741E-03	.6703E-04	-.3960E-03	/	.6019E-04	-.5603E-04	.0000E+00
33	.1210E-03	.1230E-03	-.3788E-03	/	.2126E-04	-.2864E-04	.0000E+00
34	.6798E-04	.1808E-03	-.4034E-03	/	.4709E-04	-.5783E-04	.0000E+00
35	.0000E+00	.2179E-03	-.4313E-03	/	.1041E-03	.0000E+00	.0000E+00
36	.1737E-03	.0000E+00	-.3091E-03	/	.0000E+00	.3179E-03	.0000E+00
37	.1339E-03	.5031E-04	-.2706E-03	/	-.6372E-06	.3042E-03	.0000E+00
38	.8105E-04	.8178E-04	-.2365E-03	/	-.1809E-03	.1788E-03	.0000E+00
39	.5023E-04	.1355E-03	-.2727E-03	/	-.3071E-03	.1026E-05	.0000E+00
40	.0000E+00	.1753E-03	-.3113E-03	/	-.3192E-03	.0000E+00	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE DISPLACEMENTS Version 1.6 07/01/88

LOAD CASE 1

Node	T r a n s l a t i o n s			/	R o t a t i o n s		
	X	Y	Z		X	Y	Z
41	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
42	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
43	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
44	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00
45	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	/	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

PLATE LOADS AND/OR STRESSES

Stress Surf	Sigma X Shear XZ	Sigma Y Shear YZ	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
PLATE 1						
Stress TOP	.7147E+06	.5541E+07	-.2472E+06	.5554E+07	.7021E+06	-87.1
			Von Mises =	.5238E+07		
Stress MID	.8460E+05	.1523E+05	.6901E+04	.8528E+05	.1455E+05	5.6
			Von Mises =	.7902E+05		
Stress BOT	-.5455E+06	-.5511E+07	.2610E+06	-.5318E+06	-.5524E+07	3.0
			Von Mises =	.5278E+07		
PLATE 2						
Stress TOP	-.7452E+05	.1235E+07	.1929E+06	.1262E+07	-.1023E+06	81.8
			Von Mises =	.1317E+07		
Stress MID	.9913E+05	.8576E+05	.1426E+04	.9928E+05	.8561E+05	6.0
			Von Mises =	.9320E+05		
Stress BOT	.2728E+06	-.1063E+07	-.1900E+06	.2993E+06	-.1090E+07	-7.9
			Von Mises =	.1266E+07		
PLATE 3						
Stress TOP	.7603E+06	.5873E+07	-.1676E+06	.5878E+07	.7548E+06	-88.1
			Von Mises =	.5540E+07		
Stress MID	.8666E+05	.1649E+05	.8822E+04	.8775E+05	.1539E+05	7.1
			Von Mises =	.8116E+05		
Stress BOT	-.5870E+06	-.5840E+07	.1852E+06	-.5805E+06	-.5846E+07	2.0
			Von Mises =	.5579E+07		
PLATE 4						
Stress TOP	-.1284E+06	.1156E+07	.1771E+06	.1180E+07	-.1523E+06	82.3
			Von Mises =	.1263E+07		
Stress MID	.1028E+06	.8134E+05	.2276E+04	.1030E+06	.8110E+05	6.0
			Von Mises =	.9401E+05		
Stress BOT	.3340E+06	-.9937E+06	-.1726E+06	.3560E+06	-.1016E+07	-7.3
			Von Mises =	.1233E+07		
PLATE 5						

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X Shear XZ	Sigma Y Shear YZ	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress TOP	-.1279E+06	.1159E+07	-.1628E+06	.1179E+07	-.1482E+06	-82.9
			Von Mises =	.1260E+07		
Stress MID	.1028E+06	.8125E+05	.5577E+04	.1041E+06	.7989E+05	13.7
			Von Mises =	.9438E+05		
Stress BOT	.3334E+06	-.9965E+06	.1740E+06	.3558E+06	-.1019E+07	7.3
			Von Mises =	.1236E+07		
			PLATE 6			
Stress TOP	.7739E+06	.5875E+07	.1726E+06	.5881E+07	.7680E+06	88.1
			Von Mises =	.5537E+07		
Stress MID	.9398E+05	.1629E+05	-.6108E+04	.9446E+05	.1582E+05	-4.5
			Von Mises =	.8763E+05		
Stress BOT	-.5859E+06	-.5842E+07	-.1848E+06	-.5794E+06	-.5849E+07	-2.0
			Von Mises =	.5581E+07		
			PLATE 7			
Stress TOP	-.6258E+05	.1228E+07	-.1866E+06	.1254E+07	-.8903E+05	-81.9
			Von Mises =	.1301E+07		
Stress MID	.1056E+06	.8087E+05	.3942E+04	.1062E+06	.8026E+05	8.8
			Von Mises =	.9591E+05		
Stress BOT	.2738E+06	-.1066E+07	.1945E+06	.3015E+06	-.1094E+07	8.1
			Von Mises =	.1271E+07		
			PLATE 8			
Stress TOP	.7305E+06	.5546E+07	.2468E+06	.5558E+07	.7178E+06	87.1
			Von Mises =	.5236E+07		
Stress MID	.9482E+05	.1707E+05	-.7735E+04	.9559E+05	.1631E+05	-5.6
			Von Mises =	.8857E+05		
Stress BOT	-.5408E+06	-.5512E+07	-.2623E+06	-.5270E+06	-.5525E+07	-3.0
			Von Mises =	.5282E+07		
			PLATE 9			
Stress TOP	-.1540E+07	.1019E+07	-.2109E+06	.1036E+07	-.1557E+07	-85.3
			Von Mises =	.2261E+07		
Stress MID	.8217E+05	.8429E+05	.5347E+03	.8442E+05	.8204E+05	76.7
			Von Mises =	.8326E+05		
Stress BOT	.1704E+07	-.8504E+06	.2120E+06	.1721E+07	-.8679E+06	4.7
			Von Mises =	.2283E+07		
			PLATE 10			

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X Shear XZ	Sigma Y Shear YZ	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress TOP	-.1840E+07	-.3821E+06	.1290E+06	-.3707E+06	-.1851E+07	85.0
			Von Mises =	.1697E+07		
Stress MID	.8642E+05	.8862E+05	.4200E+04	.9187E+05	.8318E+05	52.3
			Von Mises =	.8785E+05		
Stress BOT	.2013E+07	.5593E+06	-.1206E+06	.2023E+07	.5494E+06	-4.7
			Von Mises =	.1812E+07		
			PLATE 11			
Stress TOP	-.1605E+07	.9227E+06	-.2295E+06	.9434E+06	-.1626E+07	-84.9
			Von Mises =	.2251E+07		
Stress MID	.8526E+05	.8216E+05	.4692E+04	.8865E+05	.7877E+05	35.9
			Von Mises =	.8415E+05		
Stress BOT	.1776E+07	-.7584E+06	.2389E+06	.1798E+07	-.7807E+06	5.3
			Von Mises =	.2290E+07		
			PLATE 12			
Stress TOP	-.1876E+07	-.3464E+06	.1458E+06	-.3286E+06	-.1894E+07	83.9
			Von Mises =	.1753E+07		
Stress MID	.9405E+05	.8253E+05	.5284E+04	.9611E+05	.8047E+05	21.3
			Von Mises =	.8932E+05		
Stress BOT	.2064E+07	.5114E+06	-.1552E+06	.2080E+07	.4960E+06	-5.7
			Von Mises =	.1881E+07		
			PLATE 13			
Stress TOP	-.1877E+07	-.3499E+06	-.1545E+06	-.3344E+06	-.1892E+07	-84.3
			Von Mises =	.1749E+07		
Stress MID	.9394E+05	.8190E+05	.2700E+04	.9452E+05	.8133E+05	12.1
			Von Mises =	.8866E+05		
Stress BOT	.2065E+07	.5137E+06	.1599E+06	.2081E+07	.4974E+06	5.8
			Von Mises =	.1882E+07		
			PLATE 14			
Stress TOP	-.1598E+07	.9137E+06	.2382E+06	.9361E+06	-.1621E+07	84.6
			Von Mises =	.2241E+07		
Stress MID	.9160E+05	.7706E+05	-.3634E+02	.9160E+05	.7706E+05	-.1
			Von Mises =	.8526E+05		
Stress BOT	.1781E+07	-.7596E+06	-.2383E+06	.1804E+07	-.7818E+06	-5.3
			Von Mises =	.2297E+07		
			PLATE 15			

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X Shear XZ	Sigma Y Shear YZ	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress TOP	-.1833E+07	-.3911E+06	-.1229E+06	-.3807E+06	-.1844E+07	-85.2
			Von Mises =	.1686E+07		
Stress MID	.9268E+05	.8304E+05	.3655E+03	.9269E+05	.8303E+05	2.2
			Von Mises =	.8826E+05		
Stress BOT	.2019E+07	.5572E+06	.1237E+06	.2029E+07	.5468E+06	4.8
			Von Mises =	.1818E+07		
			PLATE 16			
Stress TOP	-.1533E+07	.1011E+07	.2109E+06	.1028E+07	-.1551E+07	85.3
			Von Mises =	.2248E+07		
Stress MID	.8952E+05	.7726E+05	-.1148E+04	.8963E+05	.7716E+05	-5.3
			Von Mises =	.8409E+05		
Stress BOT	.1712E+07	-.8562E+06	-.2132E+06	.1730E+07	-.8738E+06	-4.7
			Von Mises =	.2295E+07		
			PLATE 17			
Stress TOP	-.1226E+07	-.2756E+06	-.9711E+05	-.2677E+06	-.1234E+07	-84.8
			Von Mises =	.1125E+07		
Stress MID	.7995E+05	.8995E+05	.5518E+03	.8998E+05	.7992E+05	86.9
			Von Mises =	.8540E+05		
Stress BOT	.1386E+07	.4555E+06	.8822E+05	.1395E+07	.4472E+06	5.4
			Von Mises =	.1233E+07		
			PLATE 18			
Stress TOP	-.1359E+07	-.6979E+06	.1327E+05	-.6976E+06	-.1359E+07	88.9
			Von Mises =	.1177E+07		
Stress MID	.8311E+05	.8987E+05	.5299E+04	.9278E+05	.8021E+05	61.3
			Von Mises =	.8717E+05		
Stress BOT	.1525E+07	.8776E+06	-.2668E+04	.1525E+07	.8776E+06	-1.2
			Von Mises =	.1326E+07		
			PLATE 19			
Stress TOP	-.1278E+07	-.2482E+06	-.1378E+06	-.2301E+06	-.1296E+07	-82.5
			Von Mises =	.1197E+07		
Stress MID	.8252E+05	.8659E+05	.6752E+04	.9160E+05	.7750E+05	53.4
			Von Mises =	.8543E+05		
Stress BOT	.1443E+07	.4214E+06	.1514E+06	.1465E+07	.3994E+06	8.3
			Von Mises =	.1311E+07		
			PLATE 20			

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress	Surf	Sigma X Shear XZ	Sigma Y Shear YZ	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress	TOP	-.1428E+07	-.5505E+06	.7196E+05	-.5446E+06	-.1434E+07	85.3
					Von Mises = .1254E+07		
Stress	MID	.9541E+05	.8227E+05	.7790E+04	.9903E+05	.7865E+05	24.9
					Von Mises = .9058E+05		
Stress	BOT	.1619E+07	.7150E+06	-.5638E+05	.1623E+07	.7115E+06	-3.6
					Von Mises = .1409E+07		
					PLATE 21		
Stress	TOP	-.1430E+07	-.5581E+06	-.6339E+05	-.5536E+06	-.1434E+07	-85.9
					Von Mises = .1253E+07		
Stress	MID	.9526E+05	.8145E+05	.1048E+04	.9534E+05	.8137E+05	4.3
					Von Mises = .8918E+05		
Stress	BOT	.1620E+07	.7210E+06	.6549E+05	.1625E+07	.7163E+06	4.1
					Von Mises = .1411E+07		
					PLATE 22		
Stress	TOP	-.1277E+07	-.2594E+06	.1430E+06	-.2397E+06	-.1297E+07	82.2
					Von Mises = .1195E+07		
Stress	MID	.8942E+05	.8066E+05	-.1425E+04	.8965E+05	.8044E+05	-9.0
					Von Mises = .8542E+05		
Stress	BOT	.1456E+07	.4207E+06	-.1459E+06	.1476E+07	.4006E+06	-7.9
					Von Mises = .1322E+07		
					PLATE 23		
Stress	TOP	-.1358E+07	-.7091E+06	-.1216E+05	-.7089E+06	-.1359E+07	-88.9
					Von Mises = .1177E+07		
Stress	MID	.8993E+05	.8350E+05	-.1363E+04	.9021E+05	.8322E+05	-11.5
					Von Mises = .8693E+05		
Stress	BOT	.1538E+07	.8761E+06	.9432E+04	.1538E+07	.8759E+06	.8
					Von Mises = .1337E+07		
					PLATE 24		
Stress	TOP	-.1230E+07	-.2883E+06	.8603E+05	-.2805E+06	-.1238E+07	84.8
					Von Mises = .1124E+07		
Stress	MID	.8553E+05	.8249E+05	-.1350E+04	.8604E+05	.8198E+05	-20.8
					Von Mises = .8408E+05		
Stress	BOT	.1401E+07	.4533E+06	-.8873E+05	.1410E+07	.4451E+06	-5.3
					Von Mises = .1248E+07		
					PLATE 25		

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress	Shear XZ	Shear YZ				
Stress TOP	.1439E+06	-.4540E+06	.5303E+05	.1486E+06	-.4587E+06	5.0
			Von Mises =	.5483E+06		
Stress MID	.7879E+05	.9195E+05	.3894E+03	.9196E+05	.7878E+05	88.3
			Von Mises =	.8613E+05		
Stress BOT	.1368E+05	.6379E+06	-.5225E+05	.6423E+06	.9341E+04	-85.2
			Von Mises =	.6376E+06		
			PLATE 26			
Stress TOP	.3867E+06	-.2775E+06	-.4994E+05	.3904E+06	-.2812E+06	-4.3
			Von Mises =	.5842E+06		
Stress MID	.8040E+05	.9027E+05	.5474E+04	.9270E+05	.7796E+05	66.0
			Von Mises =	.8628E+05		
Stress BOT	-.2259E+06	.4580E+06	.6089E+05	.4634E+06	-.2312E+06	85.0
			Von Mises =	.6126E+06		
			PLATE 27			
Stress TOP	.3908E+06	-.2545E+06	.1000E+05	.3910E+06	-.2546E+06	.9
			Von Mises =	.5632E+06		
Stress MID	.7999E+05	.8800E+05	.8927E+04	.9378E+05	.7421E+05	57.1
			Von Mises =	.8569E+05		
Stress BOT	-.2308E+06	.4305E+06	.7854E+04	.4305E+06	-.2309E+06	89.3
			Von Mises =	.5815E+06		
			PLATE 28			
Stress TOP	.7481E+06	.5616E+05	-.9010E+03	.7481E+06	.5616E+05	-.1
			Von Mises =	.7217E+06		
Stress MID	.9874E+05	.8198E+05	.1041E+05	.1037E+06	.7699E+05	25.6
			Von Mises =	.9328E+05		
Stress BOT	-.5507E+06	.1078E+06	.2173E+05	.1085E+06	-.5514E+06	88.1
			Von Mises =	.6129E+06		
			PLATE 29			
Stress TOP	.7466E+06	.4737E+05	.2884E+04	.7466E+06	.4736E+05	.2
			Von Mises =	.7241E+06		
Stress MID	.9874E+05	.8194E+05	-.9110E+03	.9878E+05	.8189E+05	-3.1
			Von Mises =	.9151E+05		
Stress BOT	-.5491E+06	.1165E+06	-.4706E+04	.1165E+06	-.5491E+06	-89.6
			Von Mises =	.6157E+06		
			PLATE 30			

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SQLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X Shear XZ	Sigma Y Shear YZ	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress TOP	.3789E+06	-.2699E+06	-.5302E+04	.3789E+06	-.2699E+06	-1.5
			Von Mises =	.5645E+06		
Stress MID	.8823E+05	.8125E+05	-.2736E+04	.8917E+05	.8030E+05	-19.1
			Von Mises =	.8509E+05		
Stress BOT	-.2024E+06	.4324E+06	-.1692E+03	.4324E+06	-.2024E+06	-90.0
			Von Mises =	.5616E+06		
			PLATE 31			
Stress TOP	.3750E+06	-.2914E+06	.5199E+05	.3790E+06	-.2955E+06	4.4
			Von Mises =	.5856E+06		
Stress MID	.8845E+05	.8249E+05	-.2088E+04	.8911E+05	.8183E+05	-17.5
			Von Mises =	.8570E+05		
Stress BOT	-.1981E+06	.4564E+06	-.5616E+05	.4612E+06	-.2029E+06	-85.1
			Von Mises =	.5894E+06		
			PLATE 32			
Stress TOP	.1382E+06	-.4655E+06	-.5531E+05	.1432E+06	-.4705E+06	-5.2
			Von Mises =	.5562E+06		
Stress MID	.8221E+05	.8398E+05	-.1971E+04	.8526E+05	.8094E+05	-57.1
			Von Mises =	.8318E+05		
Stress BOT	.2623E+05	.6335E+06	.5136E+05	.6378E+06	.2192E+05	85.2
			Von Mises =	.6271E+06		
			PLATE 33			
Stress TOP	.1257E+07	.5863E+06	-.2418E+06	.1335E+07	.5082E+06	-17.9
			Von Mises =	.1167E+07		
Stress MID	-.4184E+05	.1454E+06	-.2198E+06	.2907E+06	-.1871E+06	-56.5
			Von Mises =	.4170E+06		
Stress BOT	-.1340E+07	-.2955E+06	-.1977E+06	-.2593E+06	-.1377E+07	-79.6
			Von Mises =	.1267E+07		
			PLATE 34			
Stress TOP	.9915E+06	.1224E+07	.1744E+06	.1318E+07	.8982E+06	61.9
			Von Mises =	.1166E+07		
Stress MID	-.1118E+06	.1012E+07	.1257E+06	.1026E+07	-.1257E+06	83.7
			Von Mises =	.1094E+07		
Stress BOT	-.1215E+07	.7990E+06	.7698E+05	.8019E+06	-.1218E+07	87.8
			Von Mises =	.1762E+07		
			PLATE 35			

===== I M A G E S 3 D =====
 = Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
 =====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress	Shear XZ	Shear YZ				
Stress TOP	.8393E+06	.3435E+06	-.2244E+06	.9258E+06	.2570E+06	-21.1
			Von Mises =	.8278E+06		
Stress MID	-.2774E+06	.9133E+05	-.1970E+06	.1768E+06	-.3629E+06	-66.5
			Von Mises =	.4766E+06		
Stress BOT	-.1394E+07	-.1609E+06	-.1696E+06	-.1379E+06	-.1417E+07	-82.3
			Von Mises =	.1353E+07		
			PLATE 36			
Stress TOP	.4995E+06	.1092E+07	.1687E+06	.1136E+07	.4548E+06	75.2
			Von Mises =	.9906E+06		
Stress MID	-.3948E+06	.1045E+07	.1206E+06	.1055E+07	-.4049E+06	85.2
			Von Mises =	.1305E+07		
Stress BOT	-.1289E+07	.9974E+06	.7237E+05	.9997E+06	-.1291E+07	88.2
			Von Mises =	.1990E+07		
			PLATE 37			
Stress TOP	.5051E+06	.1112E+07	-.1597E+06	.1151E+07	.4656E+06	-76.1
			Von Mises =	.1003E+07		
Stress MID	-.3939E+06	.1050E+07	-.1027E+06	.1057E+07	-.4011E+06	-86.0
			Von Mises =	.1305E+07		
Stress BOT	-.1293E+07	.9881E+06	-.4571E+05	.9890E+06	-.1294E+07	-88.9
			Von Mises =	.1983E+07		
			PLATE 38			
Stress TOP	.8390E+06	.3483E+06	.2448E+06	.9402E+06	.2470E+06	22.5
			Von Mises =	.8442E+06		
Stress MID	-.2847E+06	.9374E+05	.2214E+06	.1958E+06	-.3867E+06	65.3
			Von Mises =	.5134E+06		
Stress BOT	-.1408E+07	-.1608E+06	.1980E+06	-.1301E+06	-.1439E+07	81.2
			Von Mises =	.1379E+07		
			PLATE 39			
Stress TOP	.9958E+06	.1252E+07	-.1791E+06	.1344E+07	.9036E+06	-62.8
			Von Mises =	.1187E+07		
Stress MID	-.1153E+06	.1035E+07	-.1290E+06	.1049E+07	-.1295E+06	-83.7
			Von Mises =	.1120E+07		
Stress BOT	-.1226E+07	.8185E+06	-.7891E+05	.8215E+06	-.1229E+07	-87.8
			Von Mises =	.1788E+07		
			PLATE 40			

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X Shear XZ	Sigma Y Shear YZ	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress TOP	.1261E+07	.5826E+06	.2552E+06	.1346E+07	.4973E+06	18.5
			Von Mises =	.1179E+07		
Stress MID	-.3910E+05	.1396E+06	.2318E+06	.2987E+06	-.1982E+06	55.5
			Von Mises =	.4333E+06		
Stress BOT	-.1339E+07	-.3035E+06	.2085E+06	-.2631E+06	-.1380E+07	79.0
			Von Mises =	.1269E+07		
			PLATE 41			
Stress TOP	-.7938E+06	.8300E+06	.1488E+06	.8435E+06	-.8073E+06	84.8
			Von Mises =	.1430E+07		
Stress MID	-.3799E+06	.8850E+06	.1273E+06	.8977E+06	-.3926E+06	84.3
			Von Mises =	.1146E+07		
Stress BOT	.3392E+05	.9400E+06	.1058E+06	.9522E+06	.2173E+05	83.4
			Von Mises =	.9415E+06		
			PLATE 42			
Stress TOP	-.7321E+06	.1076E+07	-.1999E+06	.1098E+07	-.7539E+06	-83.8
			Von Mises =	.1613E+07		
Stress MID	-.4057E+06	.1077E+07	-.1731E+06	.1097E+07	-.4256E+06	-83.4
			Von Mises =	.1361E+07		
Stress BOT	-.7921E+05	.1078E+07	-.1463E+06	.1097E+07	-.9741E+05	-82.9
			Von Mises =	.1148E+07		
			PLATE 43			
Stress TOP	-.7666E+06	.7892E+06	.1288E+06	.7998E+06	-.7771E+06	85.3
			Von Mises =	.1366E+07		
Stress MID	-.4287E+06	.9491E+06	.1510E+06	.9655E+06	-.4451E+06	83.8
			Von Mises =	.1249E+07		
Stress BOT	-.9084E+05	.1109E+07	.1732E+06	.1134E+07	-.1154E+06	81.9
			Von Mises =	.1195E+07		
			PLATE 44			
Stress TOP	-.6739E+06	.1062E+07	-.1798E+06	.1081E+07	-.6923E+06	-84.1
			Von Mises =	.1548E+07		
Stress MID	-.4499E+06	.1109E+07	-.1918E+06	.1132E+07	-.4732E+06	-83.1
			Von Mises =	.1429E+07		
Stress BOT	-.2260E+06	.1156E+07	-.2038E+06	.1185E+07	-.2554E+06	-81.8
			Von Mises =	.1332E+07		
			PLATE 45			

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X Shear XZ	Sigma Y Shear YZ	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress TOP	-.6732E+06	.1070E+07	.1896E+06	.1091E+07	-.6936E+06	83.9
			Von Mises =	.1558E+07		
Stress MID	-.4492E+06	.1113E+07	.1954E+06	.1137E+07	-.4733E+06	83.0
			Von Mises =	.1434E+07		
Stress BOT	-.2252E+06	.1156E+07	.2011E+06	.1185E+07	-.2539E+06	81.9
			Von Mises =	.1330E+07		
			PLATE 46			
Stress TOP	-.7435E+06	.8135E+06	-.1334E+06	.8249E+06	-.7548E+06	-85.1
			Von Mises =	.1369E+07		
Stress MID	-.4267E+06	.9600E+06	-.1527E+06	.9766E+06	-.4433E+06	-83.8
			Von Mises =	.1258E+07		
Stress BOT	-.1098E+06	.1107E+07	-.1720E+06	.1130E+07	-.1336E+06	-82.1
			Von Mises =	.1203E+07		
			PLATE 47			
Stress TOP	-.7115E+06	.1087E+07	.2045E+06	.1110E+07	-.7345E+06	83.6
			Von Mises =	.1608E+07		
Stress MID	-.4039E+06	.1086E+07	.1797E+06	.1108E+07	-.4253E+06	83.2
			Von Mises =	.1371E+07		
Stress BOT	-.9638E+05	.1086E+07	.1548E+06	.1106E+07	-.1163E+06	82.7
			Von Mises =	.1168E+07		
			PLATE 48			
Stress TOP	-.7783E+06	.8571E+06	-.1507E+06	.8708E+06	-.7921E+06	-84.8
			Von Mises =	.1441E+07		
Stress MID	-.3831E+06	.9066E+06	-.1298E+06	.9195E+06	-.3961E+06	-84.3
			Von Mises =	.1169E+07		
Stress BOT	.1206E+05	.9561E+06	-.1089E+06	.9685E+06	-.3463E+03	-83.5
			Von Mises =	.9687E+06		
			PLATE 49			
Stress TOP	-.1882E+06	.1161E+07	.2087E+06	.1192E+07	-.2197E+06	81.4
			Von Mises =	.1316E+07		
Stress MID	-.7814E+06	.1002E+07	.2164E+06	.1028E+07	-.8073E+06	83.2
			Von Mises =	.1593E+07		
Stress BOT	-.1375E+07	.8439E+06	.2242E+06	.8663E+06	-.1397E+07	84.3
			Von Mises =	.1978E+07		
			PLATE 50			

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X Shear XZ	Sigma Y Shear YZ	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress TOP	-.3470E+06	.1099E+07	-.2700E+06	.1148E+07	-.3958E+06	-79.8
			Von Mises =	.1389E+07		
Stress MID	-.8418E+06	.1006E+07	-.3219E+06	.1060E+07	-.8963E+06	-80.4
			Von Mises =	.1696E+07		
Stress BOT	-.1337E+07	.9128E+06	-.3738E+06	.9733E+06	-.1397E+07	-80.8
			Von Mises =	.2064E+07		
			PLATE 51			
Stress TOP	-.3711E+06	.1084E+07	.2626E+06	.1130E+07	-.4171E+06	80.1
			Von Mises =	.1386E+07		
Stress MID	-.8371E+06	.1032E+07	.2354E+06	.1062E+07	-.8663E+06	82.9
			Von Mises =	.1672E+07		
Stress BOT	-.1303E+07	.9811E+06	.2082E+06	.9999E+06	-.1322E+07	84.8
			Von Mises =	.2017E+07		
			PLATE 52			
Stress TOP	-.5414E+06	.7740E+06	-.3026E+06	.8403E+06	-.6077E+06	-77.6
			Von Mises =	.1259E+07		
Stress MID	-.8892E+06	.9580E+06	-.3383E+06	.1018E+07	-.9492E+06	-79.9
			Von Mises =	.1704E+07		
Stress BOT	-.1237E+07	.1142E+07	-.3740E+06	.1199E+07	-.1294E+07	-81.3
			Von Mises =	.2160E+07		
			PLATE 53			
Stress TOP	-.5422E+06	.7755E+06	.3009E+06	.8409E+06	-.6076E+06	77.7
			Von Mises =	.1260E+07		
Stress MID	-.8890E+06	.9593E+06	.3321E+06	.1017E+07	-.9469E+06	80.1
			Von Mises =	.1701E+07		
Stress BOT	-.1236E+07	.1143E+07	.3633E+06	.1197E+07	-.1290E+07	81.5
			Von Mises =	.2155E+07		
			PLATE 54			
Stress TOP	-.3802E+06	.1092E+07	-.2665E+06	.1139E+07	-.4270E+06	-80.1
			Von Mises =	.1402E+07		
Stress MID	-.8390E+06	.1035E+07	-.2420E+06	.1066E+07	-.8697E+06	-82.8
			Von Mises =	.1679E+07		
Stress BOT	-.1298E+07	.9778E+06	-.2176E+06	.9984E+06	-.1318E+07	-84.6
			Von Mises =	.2013E+07		
			PLATE 55			

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X Shear XZ	Sigma Y Shear YZ	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress TOP	-.3585E+06	.1095E+07	.2703E+06	.1144E+07	-.4072E+06	79.8
			Von Mises =	.1392E+07		
Stress MID	-.8447E+06	.1003E+07	.3226E+06	.1058E+07	-.8994E+06	80.4
			Von Mises =	.1697E+07		
Stress BOT	-.1331E+07	.9114E+06	.3750E+06	.9724E+06	-.1392E+07	80.8
			Von Mises =	.2058E+07		
			PLATE 56			
Stress TOP	-.2022E+06	.1166E+07	-.2143E+06	.1199E+07	-.2349E+06	-81.3
			Von Mises =	.1332E+07		
Stress MID	-.7858E+06	.1011E+07	-.2209E+06	.1038E+07	-.8126E+06	-83.1
			Von Mises =	.1606E+07		
Stress BOT	-.1370E+07	.8564E+06	-.2276E+06	.8795E+06	-.1393E+07	-84.2
			Von Mises =	.1984E+07		
			PLATE 57			
Stress TOP	-.1973E+07	.7682E+06	.4788E+06	.8494E+06	-.2054E+07	80.4
			Von Mises =	.2585E+07		
Stress MID	-.1541E+07	.8466E+06	.4635E+06	.9334E+06	-.1628E+07	79.4
			Von Mises =	.2245E+07		
Stress BOT	-.1109E+07	.9250E+06	.4482E+06	.1019E+07	-.1204E+07	78.1
			Von Mises =	.1928E+07		
			PLATE 58			
Stress TOP	-.2065E+07	-.4759E+06	-.4334E+06	-.3654E+06	-.2175E+07	-75.7
			Von Mises =	.2018E+07		
Stress MID	-.1665E+07	-.3887E+06	-.3646E+06	-.2919E+06	-.1762E+07	-75.1
			Von Mises =	.1635E+07		
Stress BOT	-.1265E+07	-.3016E+06	-.2958E+06	-.2179E+06	-.1348E+07	-74.2
			Von Mises =	.1254E+07		
			PLATE 59			
Stress TOP	-.1854E+07	.5268E+06	.4102E+06	.5955E+06	-.1923E+07	80.5
			Von Mises =	.2280E+07		
Stress MID	-.1445E+07	.8305E+06	.4525E+06	.9172E+06	-.1532E+07	79.2
			Von Mises =	.2143E+07		
Stress BOT	-.1037E+07	.1134E+07	.4948E+06	.1242E+07	-.1144E+07	77.7
			Von Mises =	.2067E+07		
			PLATE 60			

===== I M A G E S 3 D =====
= Copyright (c) 1984 Celestial Software Inc. =
=====

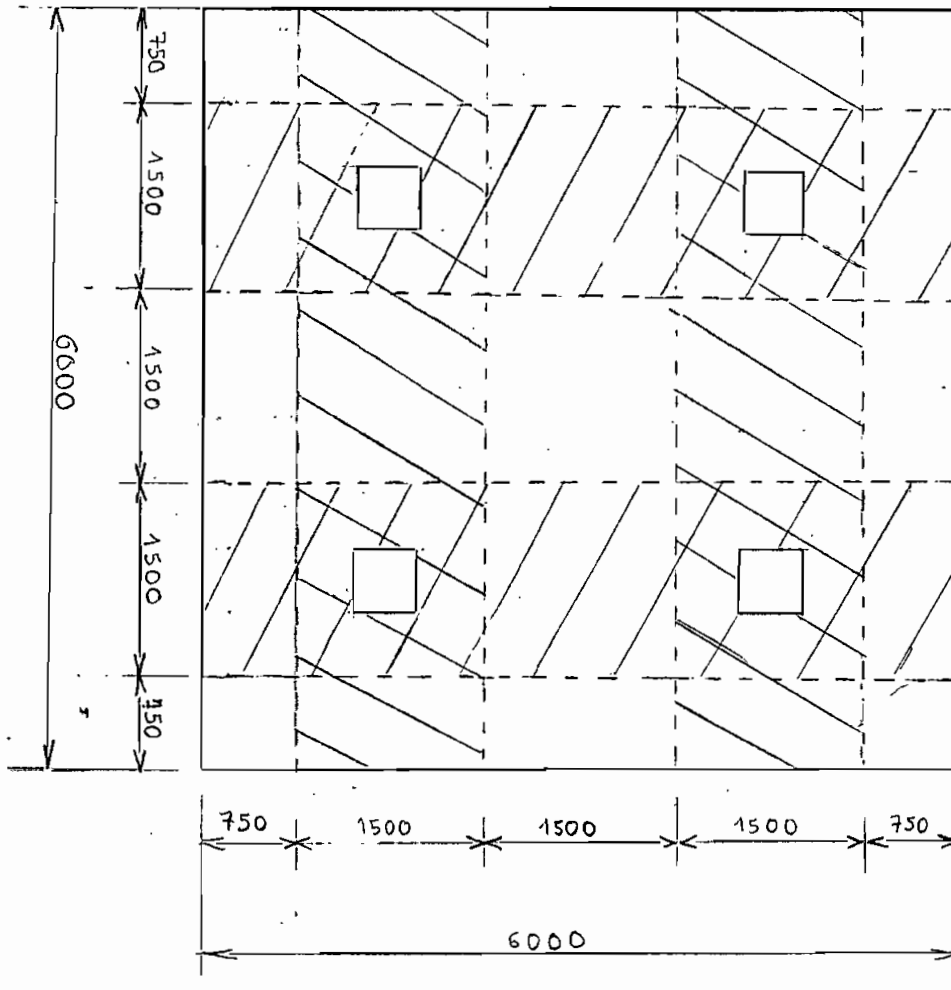
SOLVE PLATE LOADS/STRESSES Version 1.6 07/01/88

Load Case 1:

Stress Surf	Sigma X	Sigma Y	Tau XY	Sigma 1	Sigma 2	Angle
Stress	Shear XZ	Shear YZ				
Stress TOP	-.1929E+07	-.4333E+06	-.3712E+06	-.3462E+06	-.2016E+07	-76.8
			Von Mises =	.1867E+07		
Stress MID	-.1584E+07	-.3714E+06	-.3521E+06	-.2765E+06	-.1679E+07	-74.9
			Von Mises =	.1559E+07		
Stress BOT	-.1239E+07	-.3095E+06	-.3331E+06	-.2025E+06	-.1346E+07	-72.2
			Von Mises =	.1257E+07		
			PLATE 61			
Stress TOP	-.1929E+07	-.4311E+06	.3648E+06	-.3471E+06	-.2013E+07	77.0
			Von Mises =	.1864E+07		
Stress MID	-.1584E+07	-.3688E+06	.3445E+06	-.2779E+06	-.1675E+07	75.2
			Von Mises =	.1554E+07		
Stress BOT	-.1238E+07	-.3064E+06	.3242E+06	-.2047E+06	-.1340E+07	72.6
			Von Mises =	.1250E+07		
			PLATE 62			
Stress TOP	-.1865E+07	.5258E+06	-.4106E+06	.5944E+06	-.1934E+07	-80.5
			Von Mises =	.2290E+07		
Stress MID	-.1453E+07	.8278E+06	-.4543E+06	.9150E+06	-.1541E+07	-79.1
			Von Mises =	.2149E+07		
Stress BOT	-.1041E+07	.1130E+07	-.4980E+06	.1239E+07	-.1150E+07	-77.7
			Von Mises =	.2069E+07		
			PLATE 63			
Stress TOP	-.2077E+07	-.4772E+06	.4318E+06	-.3681E+06	-.2186E+07	75.8
			Von Mises =	.2027E+07		
Stress MID	-.1673E+07	-.3893E+06	.3625E+06	-.2940E+06	-.1768E+07	75.3
			Von Mises =	.1641E+07		
Stress BOT	-.1269E+07	-.3013E+06	.2932E+06	-.2193E+06	-.1350E+07	74.4
			Von Mises =	.1255E+07		
			PLATE 64			
Stress TOP	-.1982E+07	.7633E+06	-.4825E+06	.8457E+06	-.2064E+07	-80.3
			Von Mises =	.2593E+07		
Stress MID	-.1549E+07	.8425E+06	-.4660E+06	.9301E+06	-.1636E+07	-79.4
			Von Mises =	.2250E+07		
Stress BOT	-.1115E+07	.9217E+06	-.4495E+06	.1016E+07	-.1210E+07	-78.1
			Von Mises =	.1931E+07		

S4

107



MODELE MATHEMATIQUE DU LOGICIEL ADOSS (DESIGN DU RADIER)

SITE : TAMBACOUNDA

VITESSE DE VENT

TAB 2.5.2.1

v	x	m	Tr	1/Tr	1-1/Tr
18.00	33.00	1.00	35.00	0.03	0.97
21.00	32.00	2.00	17.50	0.06	0.94
27.00	32.00	3.00	11.67	0.09	0.91
25.00	32.00	4.00	8.75	0.11	0.89
18.00	31.00	5.00	7.00	0.14	0.86
24.00	29.00	6.00	5.83	0.17	0.83
27.00	29.00	7.00	5.00	0.20	0.80
	27.00	8.00	4.38	0.23	0.77
14.00	27.00	9.00	3.89	0.26	0.74
15.00	26.00	10.00	3.50	0.29	0.71
18.00	26.00	11.00	3.18	0.31	0.69
16.00	26.00	12.00	2.92	0.34	0.66
25.00	25.00	13.00	2.69	0.37	0.63
32.00	25.00	14.00	2.50	0.40	0.60
21.00	25.00	15.00	2.33	0.43	0.57
29.00	25.00	16.00	2.19	0.46	0.54
25.00	25.00	17.00	2.06	0.49	0.51
22.00	24.00	18.00	1.94	0.51	0.49
31.00	24.00	19.00	1.84	0.54	0.46
23.00	23.00	20.00	1.75	0.57	0.43
26.00	23.00	21.00	1.67	0.60	0.40
22.00	23.00	22.00	1.59	0.63	0.37
20.00	23.00	23.00	1.52	0.66	0.34
25.00	22.00	24.00	1.46	0.69	0.31
25.00	22.00	25.00	1.40	0.71	0.29
32.00	21.00	26.00	1.35	0.74	0.26
29.00	21.00	27.00	1.30	0.77	0.23
23.00	20.00	28.00	1.25	0.80	0.20
32.00	18.00	29.00	1.21	0.83	0.17
26.00	18.00	30.00	1.17	0.86	0.14
26.00	18.00	31.00	1.13	0.89	0.11
23.00	16.00	32.00	1.09	0.91	0.09
24.00	15.00	33.00	1.06	0.94	0.06
23.00	14.00	34.00	1.03	0.97	0.03
33.00					

25,5

23,5

20,5

TATBACOUNDA

vitesses = 15,8 m/s

G₁

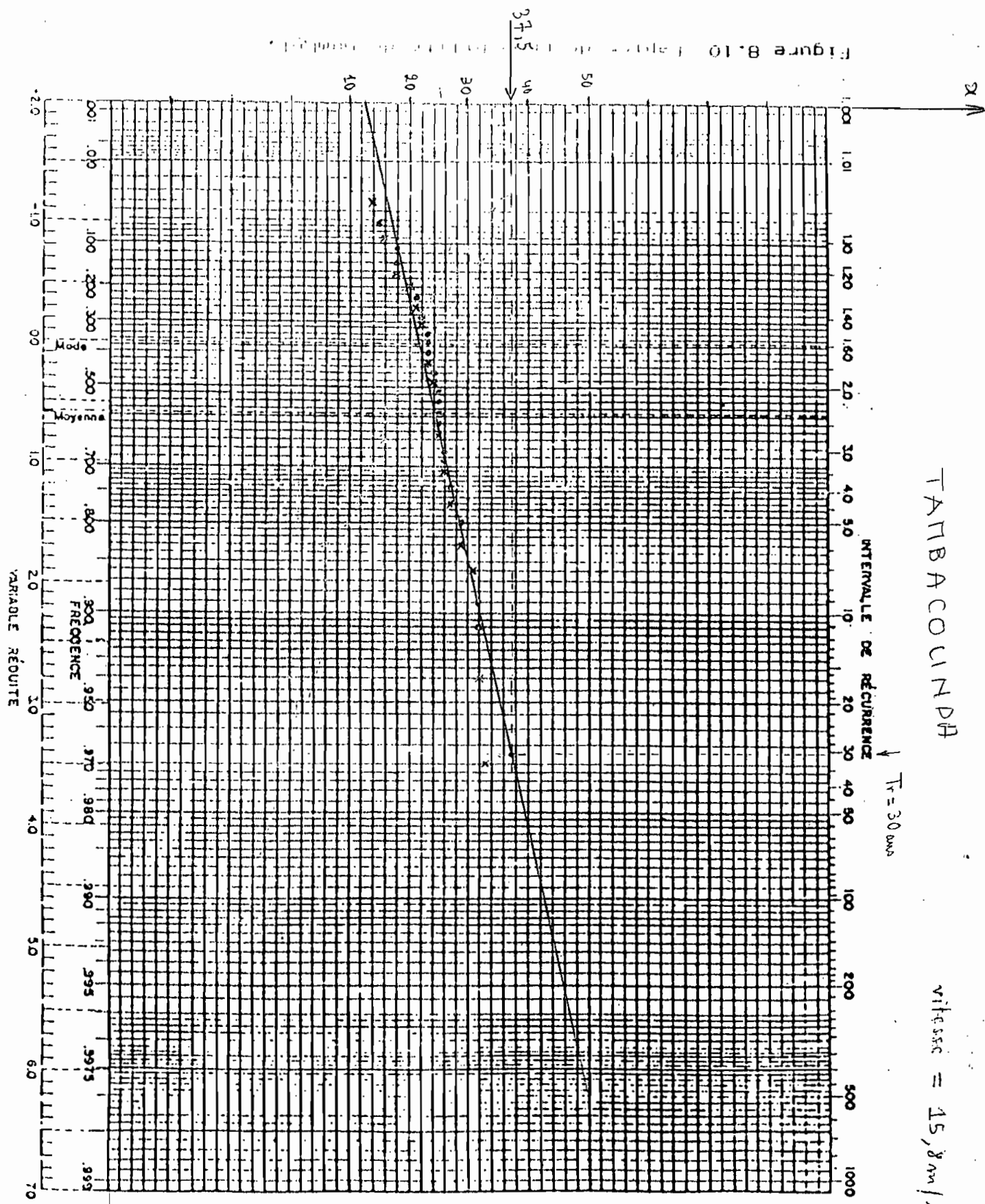
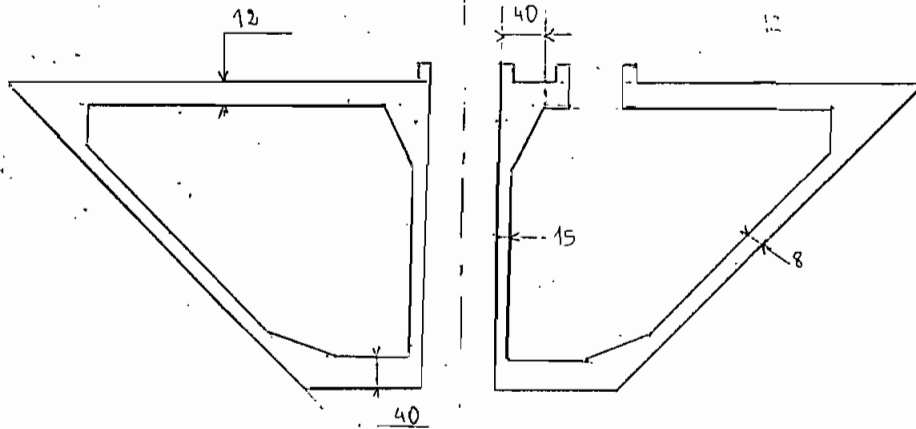


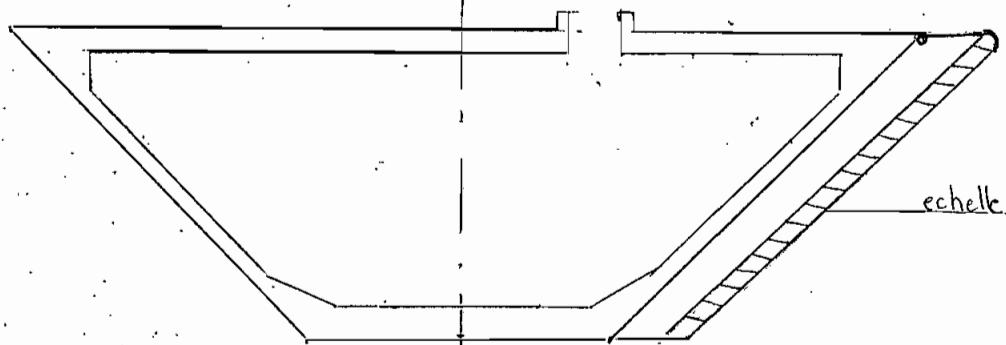
Figure 8.10 (continued)

$$V = \frac{1}{T^k}$$

SOLUTIONS A APPORTER SUR LA FORME DE LA JUPE



Augmenter ... l'épaisseur de l'extrémité de la cheminée et diminuer celle de la dalle supérieure



SOLUTION CONSISTANT À ÉLIMINER LA CHEMINÉE (POUR CELA IL FAUT UNE échelle qui permet d'accéder à la dalle supérieure

BIBLIOGRAPHIE

- 1 Calcul des ouvrages en Béton Armé suivant les Règles BAEL80
PIERRE CHARON
- 2 Règles Technique de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant les Etats Limites
- 3 Cours supérieur de Béton Armé
PAUL DINNEQUIN
- 4 Traité de Béton Armé : Tome 2 - Tome 4 - Tome 6 - Tome 11
A. GUERRIN R.C. LAVOUR
- 5 Calcul pratique des tours en Béton Armé
M. DIVER
- 6 Hydraulique Routière
NGUYEN VAN TUU
- 7 - Logiciel LOTUS
- 8 - Logiciel P-FRAME - Softek Services
- 9 - Logiciel IMAGES /3D
- 10 - Logiciel ADOSS