
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des Structures
(LGSDS)



Mémoire de Master

Présenté Par :

Mr. FARHI Abdenour

et

Mr DJAROUN Malik

Ingénieurs d'Etat en Génie Civil de l'ENP

Thème

Etude de la dalle et les équipements d'un pont

à poutres multiples sous chaussée

Soutenue publiquement devant le jury composé de :

M^r. M. DEMIDEM

M.A.A, ENP

Président

M^r. S. LAKEHAL

M.A.A, ENP

Directeur de thèse

M^r. R. BOUTEMEUR

M.A.A, ENP

Examinatrice

M^{me}. A. CHIKH

M.A.A, ENP

Examinatrice

Promotion 2012

ملخص :

الغرض من هذا المشروع هو تصميم و دراسة جسر ذو روافد متعددة يبلغ طوله 52م و عرضه 11م يجتاز واد بورقبة ليربط مدينة حجوط بمدينة الناظور الواقعتين بولاية تيبازة . يتكون من جزئين متساويين (تضاغطين) من الخرسانة مسبقة الإجهاد طول كل واحدة منهما 26م , بعد حساب مختلف القوى بواسطة البرنامج Autodesk Robot نقوم بحساب الإجهاد المسبق المطبق على الرفادة ثم تسليح العناصر المكونة للجسر و كذلك مراجعة الحسابات و فقا للوائح المعمول بها.

الكلمات المفتاحية:

جسر , رفادة , بلاطة , صدار , الخرسانة مسبقة الإجهاد.

Résumé :

Le but de ce projet est l'étude et la conception d'un pont à poutres multiples sous chaussée d'une longueur de 52 m et d'une largeur de 11 m.

Ce pont va franchir Oued BOURKIKA et relier la ville de HADJOUT à la ville de NADOR dans la wilaya de TIPAZA ; il est Composé de deux travées isostatiques de 26 m chacune. Après le calcul des sollicitations par le logiciel Auto-desk Robot, nous procédons au calcul de la précontrainte et à la détermination de ferrailage des éléments constructifs du tablier ainsi qu'à leurs vérifications selon les règlements en vigueur.

Mots clés :

Pont, poutre, hourdis général, tablier, béton précontraint.

Abstract :

The purpose of this project is the study and the conception of a road bridge with multiple beams of 52 meters long and 11 meters in width. Crossing BOURKIKA river connecting communes HADJOUT and NADOR in the wilaya of TIPAZA. Composed of two isostatic spans 26 meters each one. After calculating the sollicitations using Auto-desk Robot soft ware, we will proceed to the prestressed calculations and the reinforcement of constructive elements of the deck section, respecting the appropriate regulations.

Key words :

Bridge, beam, general hollow block, apron, concrete prestressed.

REMERCIEMENTS

Nous remercions notre promoteur Mr. Lakhal pour son travail et l'aide qui a pu nous donner durant l'élaboration de ce projet.

Nous remercions aussi M. BEN TAHAR 'GESTI'
M^{lle} BOUBEKEUR 'ENGOA', M. SLIMANI 'LEM', M. CHEMALI
ainsi que M. NEBACHE
pour leurs collaborations et leurs aides.

Nous remercions l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation ainsi tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous en font l'honneur de juger notre travail.

F. ABDENOUR et D. MALIK

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé

Mes frères : Smail , Aissa, Djamal

Mes sœurs : Sadia, Farida, Zahra, Ouiza, Safia

A mon beau-frère Hakim et a toute sa famille

A tous mes amis (Yacine , Nourdinne , Saïd, Djamel, Makhoulf , Ahcen …..)

A mon binôme : Abdenour

Et à tous ceux qui me portent dans leurs cœurs .

Malik

DÉDICACES

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail,

Que je dédie à :

Mes très chers parents pour leurs patiences, leurs soutiens et leurs confiances.

A mes frères et leurs femmes.

A mes sœurs.

A mes oncles, mes tantes, cousins et cousines, ainsi qu'à toute ma famille.

A tous mes ami(e)s, en particulier Nacer.

A celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments à Malik,

A tous ceux que j'ai oublié

Merci à tous.

F. ABDENOUR

Sommaire

Introduction général.....	1
---------------------------	---

Chapitre I. Etude de l'hourdis générale

I. 1. Définition de l'hourdis général.....	2
I. 1.1. Méthode de calcul.....	2
I. 1.2. Combinaison de charges.....	3
I. 1.3. Etude de la flexion.....	3
I. 1.3.1. Calcul de ferrailage longitudinale (sous M_{xx}).....	7
I.1.3.2. Calcul de ferrailage transversal (sous M_{yy}).....	9
I. 2. Vérification de condition de non fragilité.....	10
I. 2.1. Vérification de l'effort tranchant.....	11
I. 2.2. Vérification vis-à-vis le Poinçonnement.....	11
Conclusion.....	12

Chapitre II. Calcul des déformations.

II. 1. Calcul des flèches.....	13
II. 2. Calcul des rotations.....	15
II. 3. Calcul des déplacements horizontaux d'appuis.....	16
Conclusion.....	17

Chapitre III. Appareils d'appui et Joints de chaussée

III. 1. Appareils d'appui.....	18
III. 1.1 Constitution.....	18
III. 1.2. caractérisiques géométriques.....	18
III. 1.3. Caractéristiques de l'élastomère.....	19
III. 1.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	19
III. 1 .5. Vérification du dimensionnement.....	22
III.1.5.1. Vérification à la distorsion.....	22
III.1.5.2. Vérification à la traction dans les frettes.....	22
III.1.5.3. Vérification à la limite en rotation.....	23
III.1.5.4. Vérification à la stabilité au flambement.....	24
III.1.5.5. Vérification au glissement.....	24

III. 2.Joints de chaussée	25
III. 2.1.Choix de type de joint de chaussée	25
III. 2.2.Calcul des joints	26
III.2.3. Déplacement dû aux variations linéaires	26
III.2.3.1. Déplacement dû au freinage	26
III.2.3.2. Déplacement dû au séisme	26
III.2.3.3.Combinaison.....	27
Conclusion	27
Conclusion générale	28
Références Bibliographiques	144

Liste des figures

Fig. I.1. Vue transversale l'hourdis général	2
Fig. I.2. Fonctionnement de l'hourdis	2
Fig. I.3. Diagramme du moment(M_{xx}) sous (1.35G+1.35D240)	4
Fig. I.4. Diagramme du moment(M_{xx}) sous (G+D240)	4
Fig. I.5. Diagramme du moment(M_{yy}) sous (1.35G+1.35D240)	5
Fig. I.6. Diagramme du moment(M_{yy}) sous (G+D240)	5
Fig. I.7. Diagramme du moment(M_{xy}) sous 1.35 (G+D240)	6
Fig. I.8. Diagramme du moment(M_{xy}) sous (G+D240)	6
Fig. I.9. Logiciel « EXPERT »	7
Fig. I.10. : Schéma de ferrailage de la dalle	11
Fig. I.11. Effet de Poinçonnement	12
Fig. II.1. Diagramme du moment sous l'effet la précontrainte	14
Fig. III.1. Constitution type d'un appareil d'appui	18
Fig. III.2. Définition géométrique d'un appareil d'appui	19
Fig. III.3. Surface réduite sous l'effet de distorsion	20
Fig. III.4. Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort normal	20
Fig. III.5. Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort horizontal	21
Fig. III.6. Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal	21
Fig. III.7. Eléments du joint de chaussée	25
Fig. III.8. Joint de chaussée adopté.	27

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tab. I.1 Récapitulatif des charges permanentes	3
Tab. I.2. les moments maximums (M_{xx}).....	7
Tab. I.3. Les moments appliqués (M_{xx}).....	8
Tab. I.4. Les moments appliqués (M_{yy}).....	10
Tab. II. 1. Récapitulatif des données pour le calcul de la contre flèche	14
Tab. III.1. Récapitulatif des vérifications pour les appareils d'appui	22

Introduction

Notre modeste travail, consiste l'étude de l'hourdis général, joints de chaussée et des appareils d'appui d'un pont a poutres multiples sous chaussée composé de deux travées isostatique de 26 m chacune, 11 m de largeur totale avec deux voies de circulation de 4 m chacune, deux trottoirs de 1.5m chacun, le pont porte un divers de 2.5%,

Le pont a été modélisé sous le logiciel ROBOT 2012 ce qui nous a permis d'obtenir les déférentes sollicitations (efforts tranchants et moments fléchissant) sous la combinaison la plus défavorable (G+D240)

A cet effet, notre thèse comporte trois chapitres.

- Le premier chapitre est consacré à l'étude de l'hourdis général.
- Nous traiterons ensuite les déformations que peut subir une poutre isostatique simplement appuyée, sous l'effet de son poids propre et des surcharges.
- L'étude des appareils d'appui et des joints de chaussée est présentée dans le troisième chapitre.
- Finalement, une conclusion achèvera notre travail.

Chapitre I. Etude de l'hourdis générale

Ce chapitre porte sur l'étude de l'hourdis général, tel que le fonctionnement de l'hourdis selon les directions (xx ; yy).

I. 1. Définition de l'hourdis général

L'hourdis général est une dalle en béton armé coulée sur place son rôle est d'assurer deux fonctions :

- L'entretoisement.
- La transmission des charges aux poutres

L'étude comportera la détermination des efforts interne ainsi que du ferrailage de l'hourdis général.

I. 1.1. Méthode de calcul

L'hourdis joue le rôle des entretoises, inexistant dans notre cas, il assure donc la répartition transversale des efforts dans le tablier. Il peut être considéré comme simplement appuyé sur les poutres.

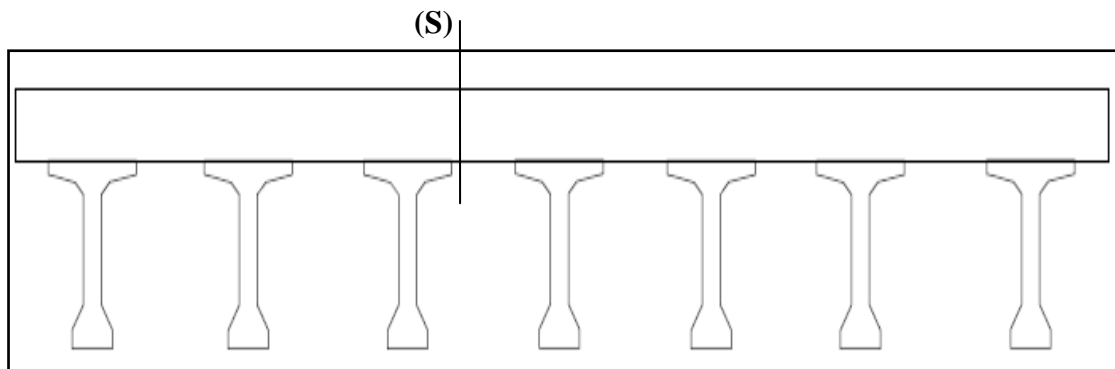


Fig. I.1. Vue transversale l'hourdis général.

Les efforts agissent sur l'hourdis suivant deux directions transversale et longitudinale, les moments résultant (M_x ; M_y) nous permettrons de calculer les armatures transversales et longitudinales.

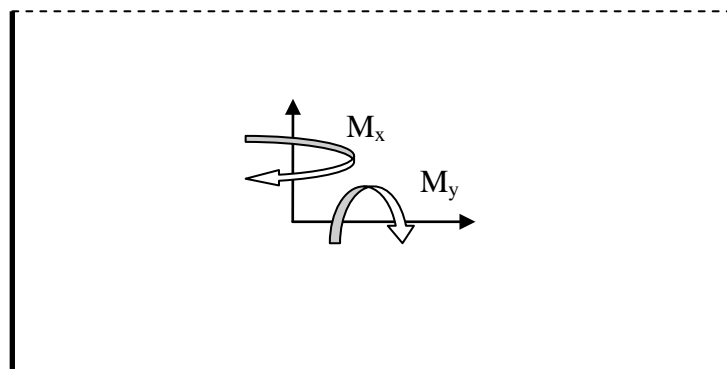


Fig.I. 2. Fonctionnement de l'hourdis.

Les calculs seront effectués pour une dalle en béton armé de section 1 x 0,25 m suivant les règles du **B.A.E.L.** les fissurations seront considérées comme préjudiciables et les armatures seront calculées à L'ELU puis vérifiées à L'ELS.

Les différentes charges permanentes à considérer dans nos calculs sont les suivantes:

Tab. I.1 Récapitulatif des charges permanentes.

Les éléments		(t/ml)
CP	La dalle	5.5
CCP	Les trottoirs	1.5
	Les corniches	1.03
	Les glissières de sécurité	0.3
	Les garde-corps	0.2
	Le revêtement	1.23
	L'étanchéité	0.176

Et les surcharges à prendre en compte sont les suivantes :

- Système de charge A
- Système de charge B_c
- Système de charge Mc120
- Convoi exceptionnelle D240
- Surcharge du trottoir St.

I. 1.2. Combinaison de charges

- 1.35 (CP+CCP)
- 1.35 (CP+CCP) + 1.6 (B_c + St)
- 1.35 (CP+CCP+ D240)

I. 1.3. Etude de la flexion

On va étudier la dalle en flexion simple dans les deux sens transversale et longitudinal

Le logiciel robot nous permet de représenter la distribution des efforts dans la dalle à l'aide de l'option « cartographie panneaux » ainsi on peut déduire les moments qui sollicitent la dalle dans les deux directions (xx ; yy)

Pour le ferrailage de la dalle on cherche les combinaisons de charges qui donnent Les moments fléchissant les plus défavorables.

Pour notre cas les moments les plus défavorables ont été provoqués par la combinaison suivante

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.35 D240 \\ \text{ELS : } G + D240 \end{array} \right.$$

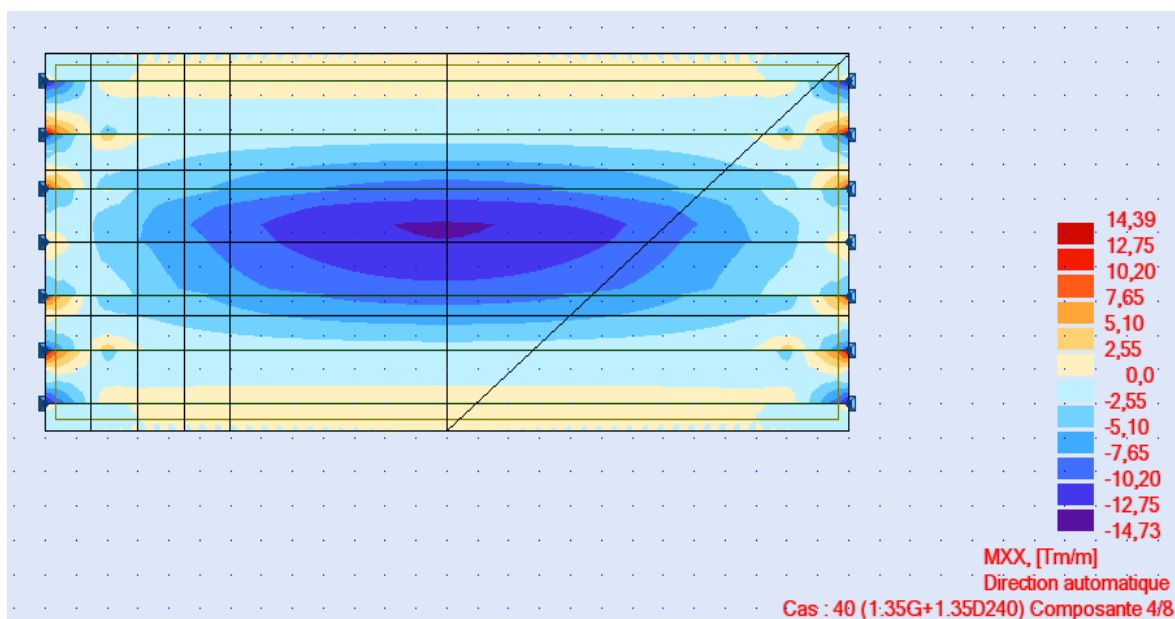


Fig. I. 3. Diagramme du moment(M_{xx}) sous (1.35G+1.35D240)

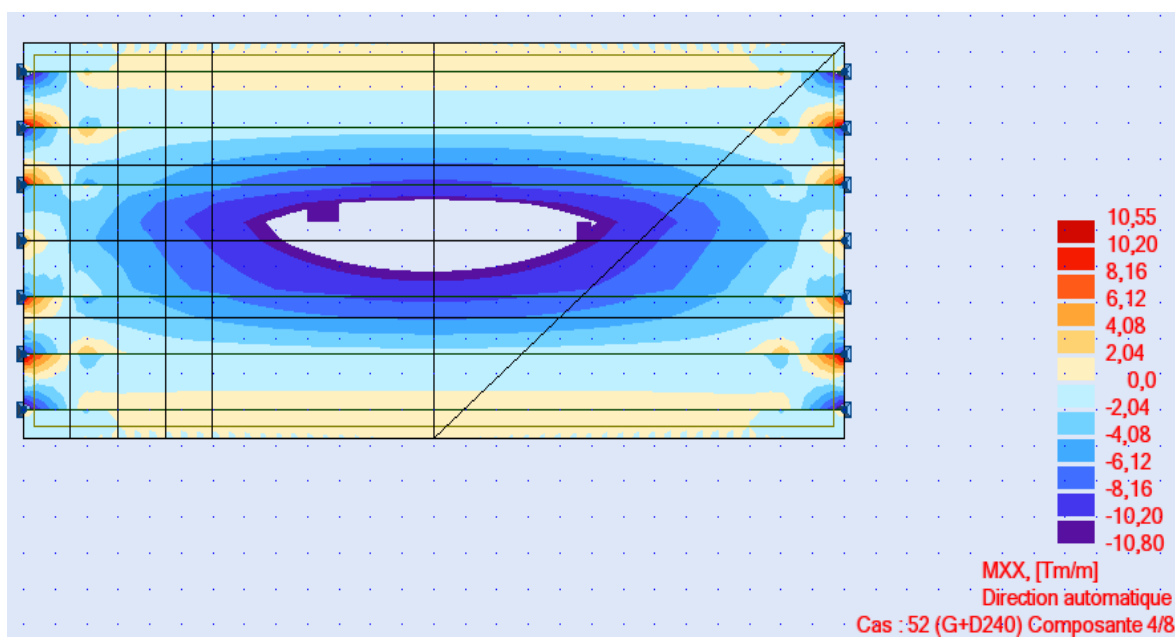


Fig. I. 4. Diagramme du moment(M_{xx}) sous (G+D240)

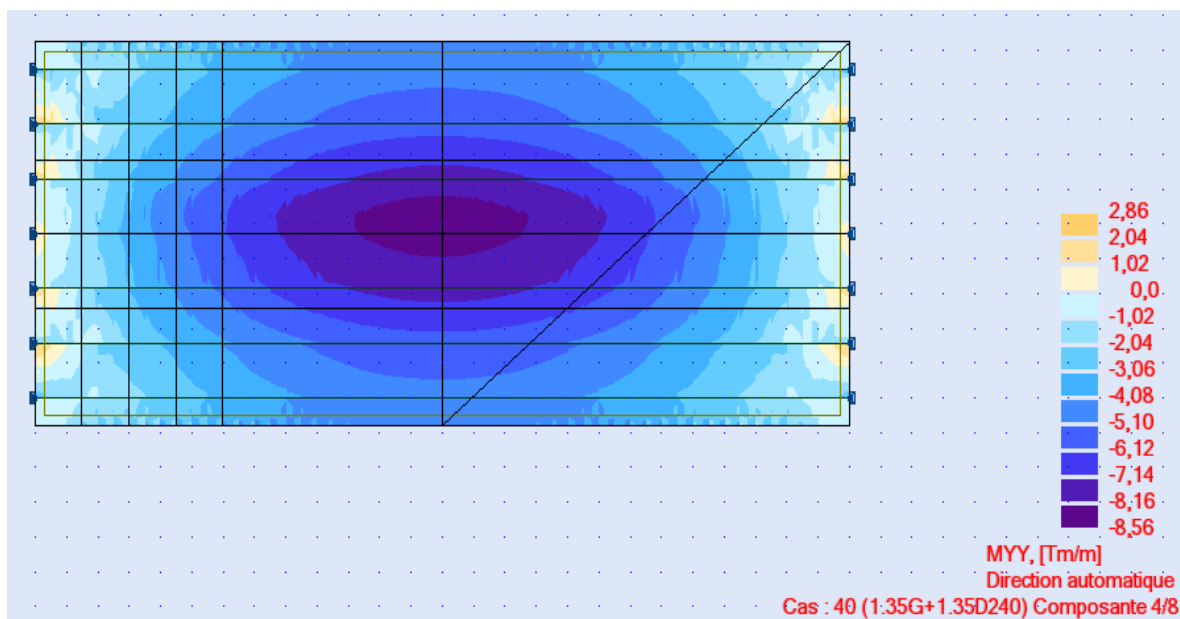


Fig. I. 5. Diagramme du moment(M_{yy}) sous (1.35G+1.35D240)

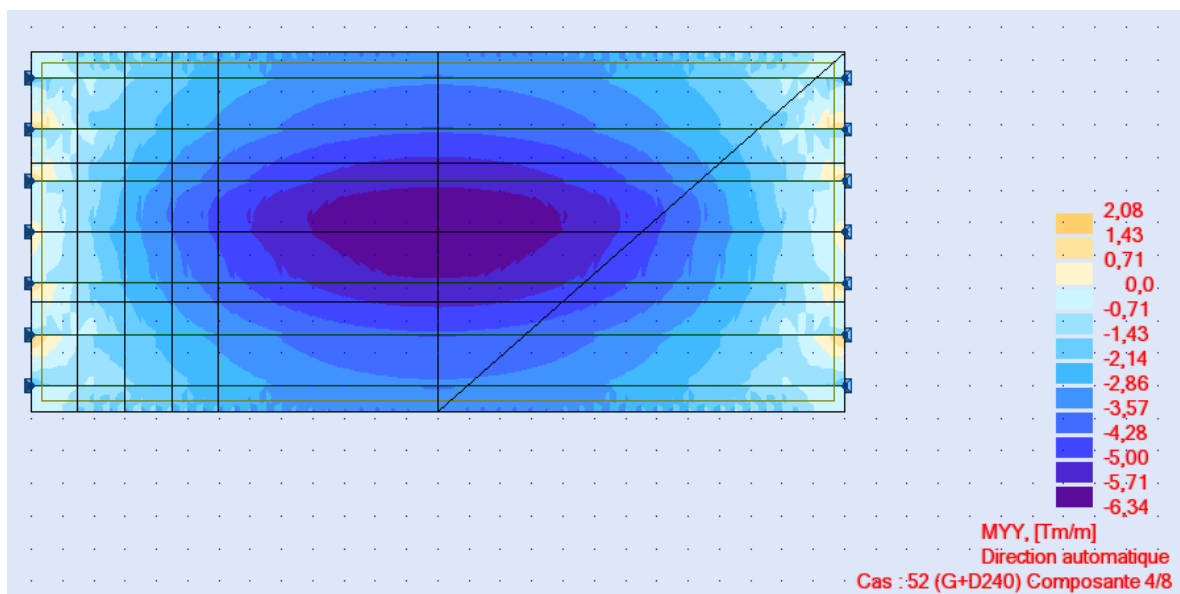


Fig.I. 6. Diagramme du moment(M_{yy}) sous (G+D240)

En plus des moments dans les sens (XX, YY) on doit ajouter les valeurs des moments dans le sens XY.

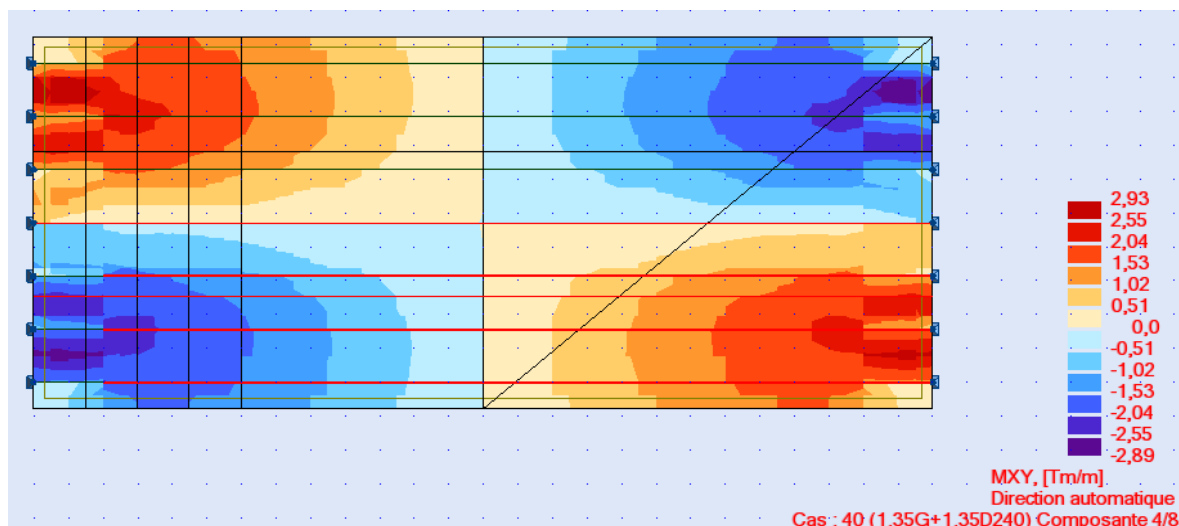


Fig. I. 7. Diagramme du moment(M_{xy}) sous 1.35 (G+D240)

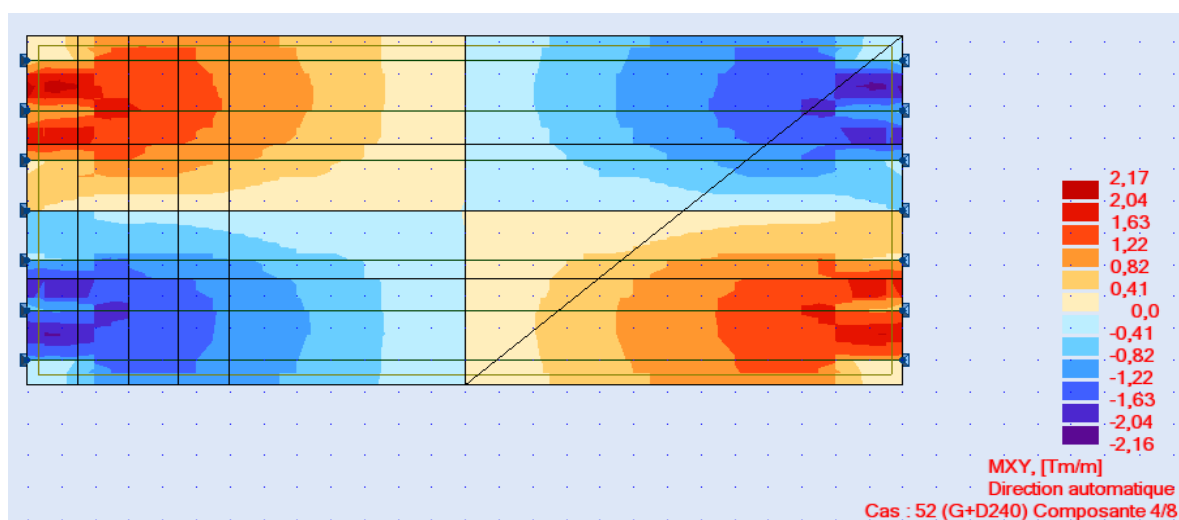


Fig. I. 8. Diagramme du moment(M_{xy}) sous (G+D240)

Toute fois on estime que la précontrainte vas reprendre 75% de ses charges, donc la dalle sera calculée sous les sollicitations suivantes

$$\text{E.L.U} \begin{cases} M_{xx} = 0.25x (14.73+2.93) = 4.415 \text{ t.m} \\ M_{yy} = 0.25x (8.56 +2.93) = 2.872 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \begin{cases} M_{xx} = 0.25x (10.80+ 2.17) = 3.24 \text{ t.m} \\ M_{yy} =0.25x (6.34+ 2.17) = 2.127 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les moments les plus défavorables sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. I.2. les moments maximums

Moments (t.m)	E.L.U	E.L.S
M_{xx}	4.415	3.240
M_{yy}	2.872	2.127

Ces valeurs de moments seront introduites dans le logiciel « EXPERT » pour calculer le ferrailage de la dalle

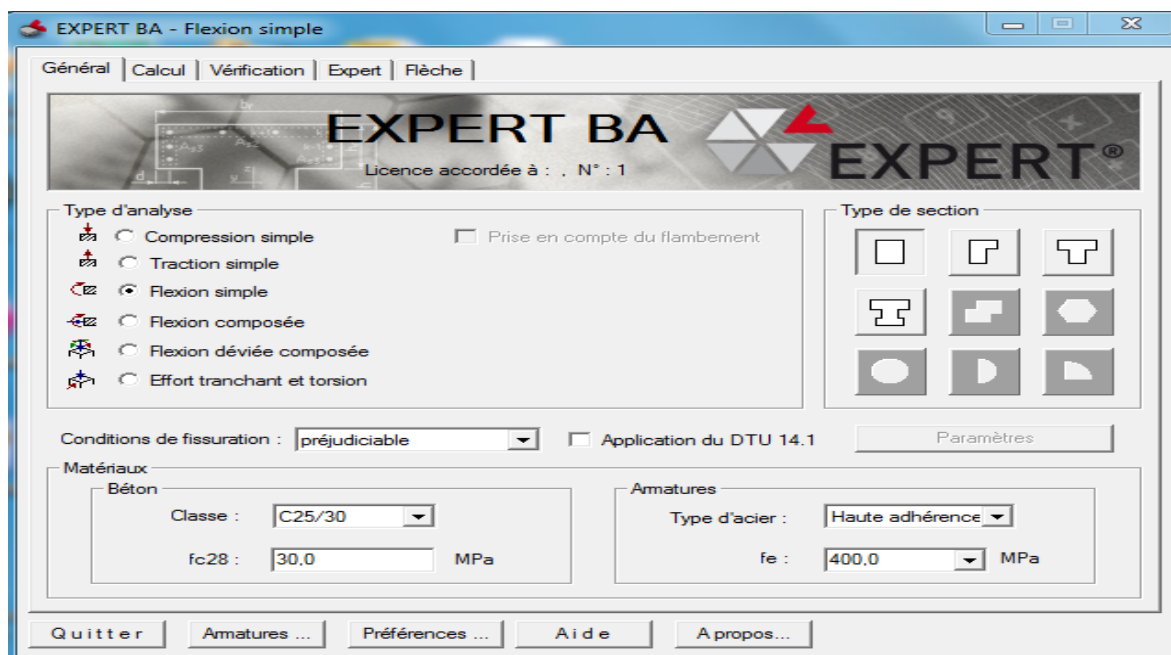


Fig. I. 9. Logiciel « EXPERT »

I. 1.3.1. Ferrailage longitudinale (sous M_{xx})

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses

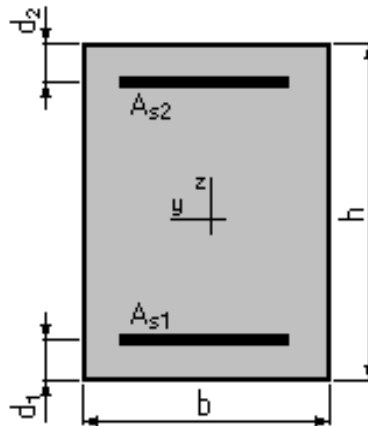
Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant **BAEL 91 mod. 99**

2. Section

- $b = 100,0$ (cm)
- $h = 25,0$ (cm)
- $d_1 = 5,0$ (cm)
- $d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués

Tab. I.3. Les moments appliqués (M_{xx})

Etats	M_{max} (T.m)
E. L. U (Fondamental)	4,42
E. L. S	3,24

4. Résultats

➤ Sections d'Acier

- Section théorique $A_{s1} = 8,2$ (cm²)
- Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
- Section minimum $A_{s_{min}} = 3,5$ (cm²)
- Théorique $\rho = 0,41$ (%)
- Minimum $\rho_{min} = 0,17$ (%)

➤ Analyse par Cas

ELU

$$M_{max} = 4,42 \quad (\text{T.m}) \quad M_{min} = 0,00 \quad (\text{T.m})$$

- Pivot: A
- Coefficient de sécurité: 1,26
- Position de l'axe neutre: $y = 2,1$ cm
- Bras de levier: $Z = 19,2$ cm
- Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,17$ ‰
- Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ ‰
- Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)

 **E.L.S**

$$M_{\max} = 3,24 \quad (\text{T.m}) \quad M_{\min} = 0,00 \quad (\text{T.m})$$

- Coefficient de sécurité: 1,00
- Position de l'axe neutre: $y = 5,9 \text{ cm}$
- Bras de levier: $Z = 18,0 \text{ cm}$
- Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,0 \text{ MPa}$
- Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ MPa}$
- Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 215,6 \text{ MPa}$
- Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 215,6 \text{ MPa}$

Donc on aura

2 nappes (5 Ø16) Espacement de 20 cm

I.1.3.2. Calcul de ferrailage transversal (sous M_{yy})

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

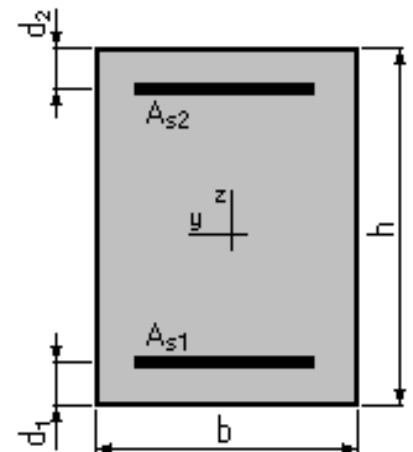
2. Section:

- $b = 100,0 \text{ (cm)}$
- $h = 25,0 \text{ (cm)}$
- $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
- $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués

Tab. I.4. Les moments appliqués (M_{yy})

Etats	M_{\max} (T.m)
E. L. U (Fondamental)	2,87
E. L. S	2,13



4. Résultats

➤ Sections d'Acier

- Section théorique $A_{s1} = 5,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Théorique $\rho = 0,26 \text{ (\%)}\text{)}$
- Minimum $\rho_{min} = 0,17 \text{ (\%)}\text{)}$

➤ Analyse par Cas

ELU $M_{max} = 2,87 \text{ (T.m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (T.m)}$

- Pivot: A
- Coefficient de sécurité: 1,27
- Position de l'axe neutre: $y = 1,4 \text{ (cm)}$
- Bras de levier: $Z = 19,5 \text{ (cm)}$
- Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,72 \text{ (\%)}\text{)}$
- Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$
- Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

ELS $M_{max} = 2,13 \text{ (T.m)}$ $M_{min} = 0,00 \text{ (T.m)}$

- Coefficient de sécurité: 1,00
- Position de l'axe neutre: $y = 4,9 \text{ (cm)}$
- Bras de levier: $Z = 18,4 \text{ (cm)}$
- Contrainte maxi du béton: $\sigma_s = 2,0 \text{ (MPa)}$
- Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
- Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 16,9 \text{ (MPa)}$
- Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 215,6 \text{ (MPa)}$

Transversalement on mit

2 nappes (4 Ø14) Espacement 25 cm

I. 2. Vérification de condition de non fragilité

$$\frac{A_{min}}{b.d} \geq 0,23 \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{2,4 \cdot 0,23 \cdot 1,0 \cdot 25}{400} = 3,45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

I. 2.1. Vérification de l'effort tranchant

- $V_u = 0.83 \times 0.25 = 0.207 \text{ MN}$
- $\tau_u = V_u / bd = 0,207 / 1 \times 0,25 = 0.83 \text{ MPa.}$
- $\tau'_u = \min [4 \text{ MPa} ; 0,15 f_{c28} / 1,5] = 3 \text{ MPa.}$ Pour les fissurations préjudiciables.

✓ $\tau'_u > \tau_u \dots\dots\dots$ **Vérifie.**

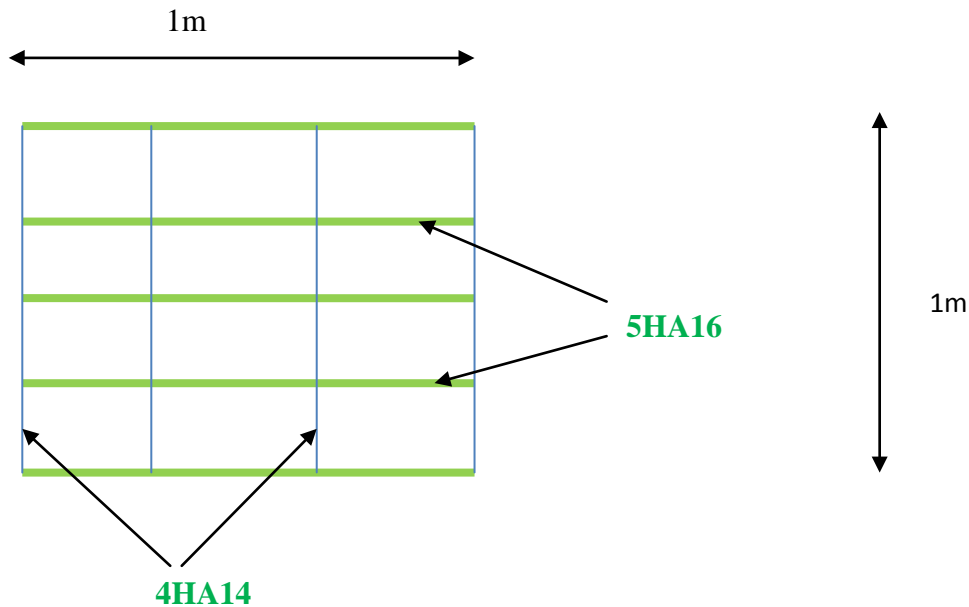


Fig. I.10. : Schéma de ferrailage de la dalle

I. 2.2. Vérification vis-à-vis le Poinçonnement

- $Q_u \leq 0.045 \times u_c \times h$

Tel que :

- Q_u = charge de calcul à l'ELU
- h = épaisseur de la dalle
- u_c = périmètre du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle. donc à la moitié de la dalle

Sachant que l'angle de propagation de la charge pour le béton est de 45° alors on fait la descente vers l'axe neutre et puis on calcul u_c

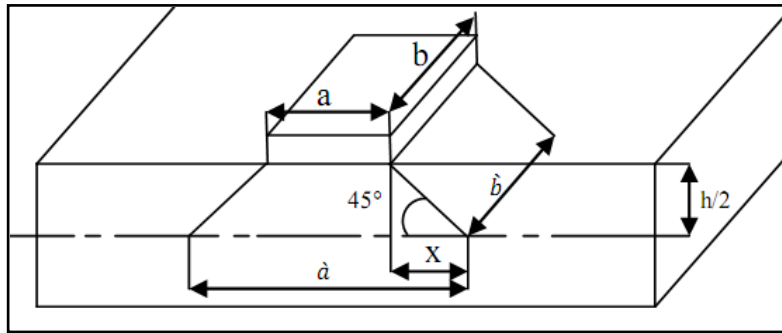


Fig. I.11. Effet de Poinçonnement.

$$\text{Soit } \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{h/2}{x} = 1 \Rightarrow x = h/2 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \hat{a} = a + 2 \cdot (h/2) = 30 + 25 = 55 \text{ cm} \\ \hat{b} = b + 2 \cdot (h/2) = 60 + 25 = 85 \text{ cm} \\ u_c = 2(\hat{a} + \hat{b}) = 2(55 + 85) = 280 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour une force concentrée égale à 10t, nous avons : $Q_u = 1.5 \cdot 100 = 150 \text{ KN}$

- $0.045x u_c \times h = 0.045 \times 280 \times 25 = 315 \text{ KN}$

D'où la condition :

$$Q_u = 150 \text{ KN} \leq 0.045x u_c \times h = 315 \text{ KN} \longrightarrow \text{Vérifié}$$

Conclusion

Le travail effectué dans ce chapitre nous a permis de déterminer le ferrailage de la dalle.

On procèdera dans le chapitre suivant aux calculs des déformations d'une poutre isostatique simplement appuyée.

Chapitre II. Calcul des déformations.

Dans ce chapitre, nous allons évaluer les différentes déformations que peut subir une poutre isostatique simplement appuyée, sous l'effet de son poids propre et des surcharges.

II. 1. Calcul des flèches

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche) [1].

$$f = \int \frac{M_F \bar{M}}{E_v I} dx \quad ; \quad \text{Intégrale de MAXWELL- MOHR}$$

➤ Flèche due au poids propre

Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie. La flèche à mi travée est donnée par l'expression :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I}$$

Avec :

- $L = 26 \text{ m.} \Rightarrow$ La portée de la poutre;
- $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 11496.76 \text{ MPa}$; Module de déformation longitudinal à long terme.
- $I = 0.194 \text{ m}^4$; Moment d'inertie de la section médiane « poutre + hourdis ».
- $M_G = 130 \text{ t.m}$; Moment due au poids propre d'une poutre.

Donc :

$$f_G = 4.1 \times 10^{-2} \text{ m.}$$

➤ Flèche due aux surcharges

Pour simplifier les calculs, on considère que les surcharges sont uniformément réparties :

$$M_S = M_{\max} - M_G = 558.04 - 130 = 428.04 \text{ t.m}$$

$$f_S = \frac{5 \times M_S \times L^2}{48 \times E_v \times I} \Rightarrow f_S = \frac{5 \times 428.04 \times 26^2}{48 \times 11496.76 \times 0.194}$$

\Rightarrow

$$f_S = 13,51. 10^{-2} \text{ m}$$

➤ **Contre flèche**

Pour une poutre de portée (L), soumise à un moment dont le diagramme est symétrique par rapport à l'axe de la poutre, la flèche à mi-portée est donnée par:

$$f_p = -\int \frac{M_x}{E_v I} dx$$

Avec; ($M_x \cdot dx$) le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

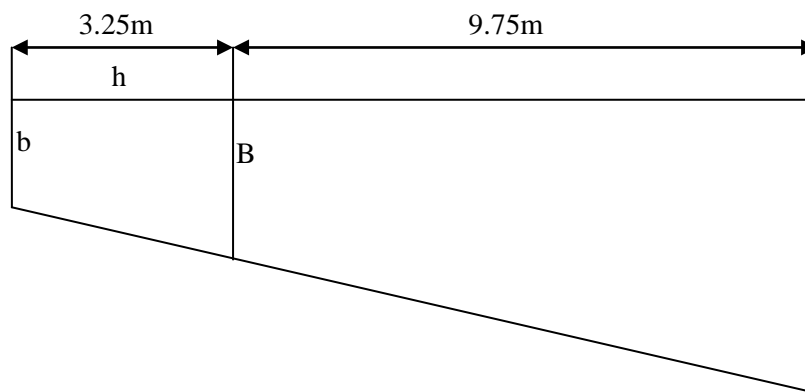


Fig. II.1. Diagramme du moment sous l'effet de la précontrainte.

Dans la section considérée, on a:

$$M_i = N_i \times e_i ; \text{ avec : } N_i = P_i \times \cos(\alpha_i)$$

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = h \times (2B + b) / 3(B + b)$$

Tab. II. 1. Récapitulatif des données pour le calcul de la contre flèche.

section	P_i MN	$\text{Cos}(\alpha_i)$	e_i	N_i	$M_i = N_i \cdot e_i$
0.00	4.06	0.99	0.0023	401	0.9
3.25	4.15	0.99	0.37	411	152
13.00	4.42	0.99	0.5723	402	230

- 1^{ère} Trapèze

$$X_1 = 3.25 (2 \times 152 + 0.9) / 3(152 + 0.9) \Rightarrow X_1 = 2.16 \text{ m.}$$

$$\int_0^{3.25} \frac{M_x}{E_v I} dx = \frac{X_1 \times A_1}{E_v I} = \frac{2.16 \times 250}{E_v I} = \frac{540}{E_v I}$$

- 2^{ème} Trapèze

$$X_2 = [9.75 (2 \times 230 + 152) / 3(230 + 152)] + 2.16 \Rightarrow X_2 = 7.36 \text{ m.}$$

$$\int_{3.25}^{13} \frac{M_x}{E_v I} dx = \frac{X_2 \times A_2}{E_v I} = \frac{7.36 \times 1900}{E_v I} = \frac{13984}{E_v I}$$

$$f_p = - \frac{\sum X_i \cdot A_i}{E_v I} \Rightarrow \text{Expression de VERESHAGUINE.}$$

$$f_p = - \frac{(540 + 13984) \times 10^{-2}}{11496.76 \times 0.194} \Rightarrow \boxed{f_p = -6.51 \times 10^{-2} \text{ m}}$$

➤ Flèche totale

- Flèche en service à vide : $F_V = f_G + f_p \Rightarrow \boxed{F_V = -2.41 \times 10^{-2} \text{ m}}$

- Flèche en service en charge : $F_C = f_G + f_S + f_p \Rightarrow \boxed{F_C = 11.1 \times 10^{-2} \text{ m}}$

II. 2. Calcul des rotations

➤ Rotation due au poids propre

La rotation à l'appui est donnée par l'expression suivante [1] :

$$\beta_G = f'_G = \frac{M_G \cdot L}{3 \times E_v \times I}$$

$$\beta_G = \frac{1.3085 \times 26}{3 \times 11496.76 \times 0.194} \Rightarrow \boxed{\beta_G = 5,08 \cdot 10^{-3} \text{ rd}}$$

➤ Rotation due aux surcharges

$$\beta_S = \frac{M_S \cdot L}{3 \times E_v \times I}$$

$$\beta_S = \frac{4.28 \times 26}{3 \times 11496.76 \times 0.194} \Rightarrow \boxed{\beta_S = 16,63 \cdot 10^{-3} \text{ rd}}$$

➤ **Rotation due au précontrainte**

$$\beta_p = -\frac{\sum A_i}{I \cdot E_v}$$

Avec; $A_i \Rightarrow$ Aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

$$\beta_p = -\frac{4300 \cdot 10^{-2}}{E_v \times I} \Rightarrow \boxed{\beta_p = -19.27 \cdot 10^{-3} \text{ rd}}$$

➤ **Rotation totale**

• Rotation en service à vide: $\beta_v = \beta_G + \beta_p \Rightarrow \boxed{\beta_v = -14.19 \cdot 10^{-3} \text{ rd}}$

• Rotation en service en charge: $\beta_c = \beta_G + \beta_p + \beta_s \Rightarrow \boxed{\beta_c = 2.44 \cdot 10^{-3} \text{ rd}}$

II. 3. Calcul des déplacements horizontaux d'appuis

➤ **Déplacement du a la rotation**

Il est donné par la relation :

$$\Delta_{rot} = \beta_c h_t / 2$$

Avec; $h_t = 1.60 \text{ m}$. (Poutre+hourdis) $\Rightarrow \boxed{\Delta_{rot} = 1.95 \cdot 10^{-3} \text{ m}}$

➤ **Déplacement du au retrait**

$$\Delta_{ret} = \varepsilon_r \cdot \frac{L}{2}$$

Avec ; $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \Rightarrow$ retrait du béton (région tempérée) $\Rightarrow \boxed{\Delta_{ret} = 3.34 \cdot 10^{-3} \text{ m}}$

➤ **Déplacement du au fluage**

Il est donné par la relation :

$$\Delta_{flu} = \varepsilon_{flu} \cdot \frac{L}{2}$$

Avec ; $\varepsilon_{flu} = 2 \times (\sigma_b / E_i)$

- $\sigma_b \Rightarrow$ contrainte finale dans le béton au niveau de câble moyen.
- $E_i = 2.10^5 \text{ Mpa}$.

$$\Rightarrow \boxed{\Delta_{flu} = 2.78 \cdot 10^{-3} \text{ m}}$$

➤ **Déplacement du a la température**

$$\Delta_{tem} = \varepsilon_{tem} \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_{tem} = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{Actions de courte durée} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{Actions de longue durée} \end{cases}$$

$$\Delta_{tem} = 3,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

➤ **Déplacement total**

Le déplacement maximal à l'appui est donné par la formule :

$$\Delta_{max} = \frac{2}{3} (\Delta_{ret} + \Delta_{flu}) + \Delta_{tem} + \Delta_{rot} \quad \Rightarrow \quad \Delta_{max} = 9,93 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Conclusion

Les déformations calculées plus haut, sont largement acceptables. Donc, le tablier répond bien aux différentes sollicitations.

Chapitre III. Etude des appareils d'appuis

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

III.1. Constitution

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation.

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont données sur la figure IX.1.

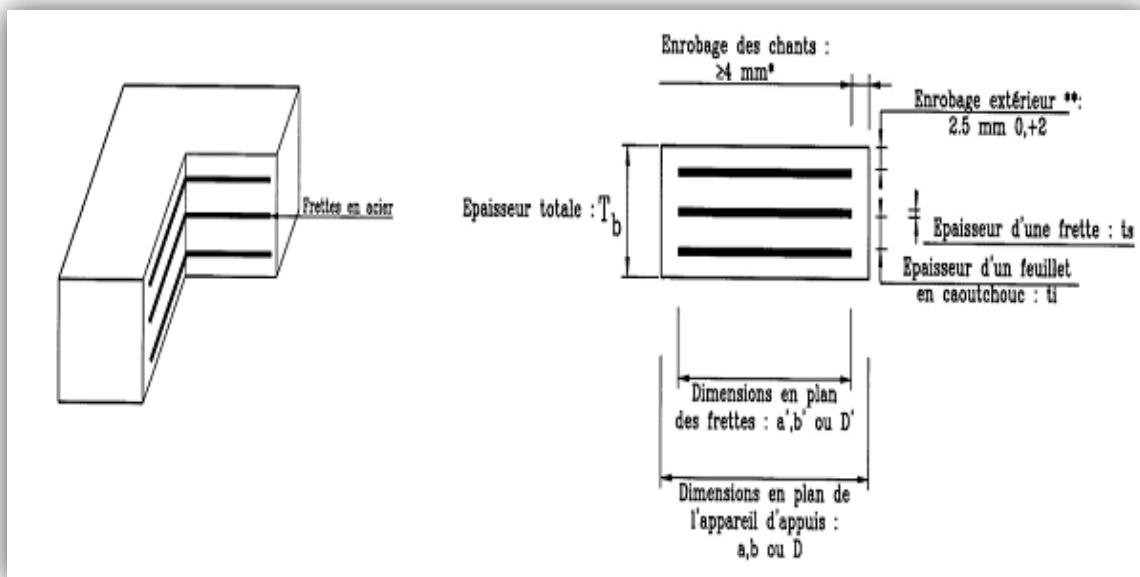


Fig. III.1. Constitution type d'un appareil d'appui

III.2. caractéristiques géométriques

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B est donnée sur la figure VII.2 dans laquelle a, b sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire et a', b' sont les dimensions des frettes, en plan [1].

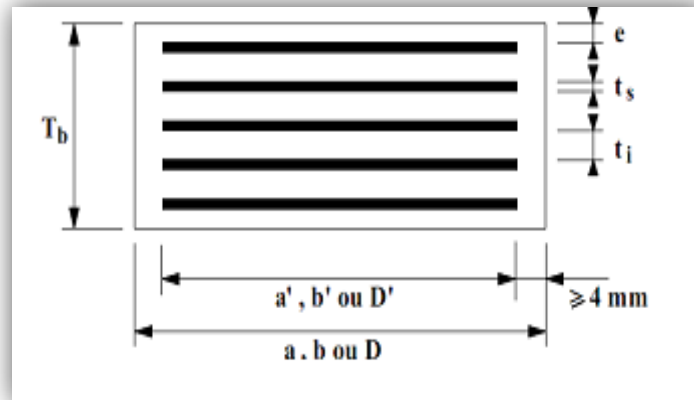


Fig. III.2. Définition géométrique d'un appareil d'appui

En fonction du nombre n de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

- épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2.e$;
- épaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n t_i + 2 e$;
- épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur.

$$\begin{cases} T_q = n. t_i + 2.e & \text{si } e > 2,5. \\ T_q = n. t_i & \text{si } e \leq 2,5. \end{cases}$$

III.3. Caractéristiques de l'élastomère

Le principal paramètre physique de l'élastomère qui intervient dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel G .

Sauf spécification contraire, la valeur nominale G du module de cisaillement conventionnel est de 0,9 MPa. C'est avec cette valeur que l'on va dimensionner [1].

III.4. Dimensionnement de l'appareil d'appui

➤ Principes

Le principe de dimensionnement consiste à justifier chaque appareil d'appui en fonction des sollicitations et, en conséquence, les tableaux des dimensions (voir les annexes) ne sont que des bases de départ du calcul des dimensions de l'appareil d'appui.

Le catalogue de choix des appareils d'appuis nécessite le calcul de l'effort normal subi par l'appareil d'appui pour déterminer les dimensions de la surface de contact, de la hauteur le nombre de couches de caoutchouc.

D'après le catalogue (ALGA) on choisit un appareil d'appui rectangulaire type NB correspondant à notre réaction :

- $a = 200 \text{ mm}$
- $b = 300 \text{ mm}$
- $n = 6, \quad t_i = 8 \text{ mm}, \quad t_s = 3 \text{ mm}, \quad e = 2,5 \text{ mm}.$

➤ **Comportement sous l'effort normal :**

Sous un effort normal centré F_Z , la répartition linéaire de la distorsion ϵ_c est liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère.

La distorsion est maximale au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui [1].

Elle est donnée par la formule

$$\epsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1,5 F_Z}{G A_r S}$$

$$A_r = \hat{A} \left(1 - \frac{v_x}{a} - \frac{v_y}{b} \right) \quad \text{avec } \hat{A} = a \times b$$

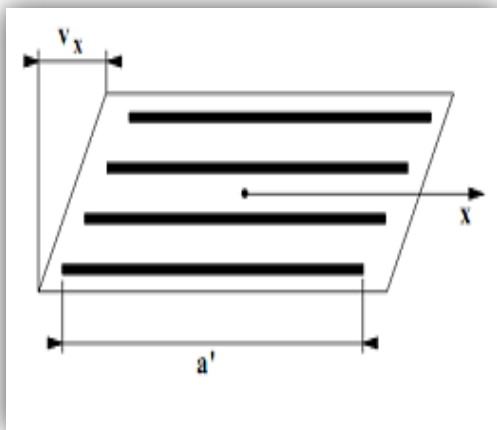


Fig. III.3. Surface réduit sous l'effet de distorsion

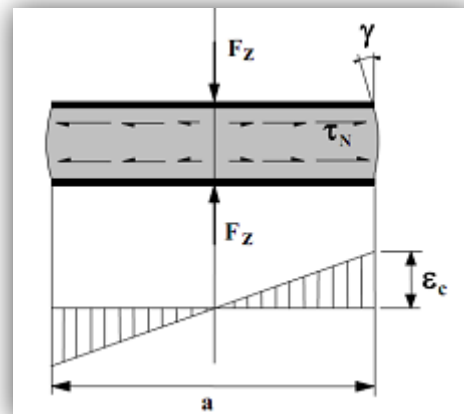


Fig. III.4. Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort normal.

S est le coefficient de forme de la couche i considérée :

- $S = \frac{\hat{A}}{I_p t_e}$ avec $I_p = 2(\hat{a} + \hat{b})$

Et

$$\begin{cases} t_e = t_i & \text{Pour les feuillets couches internes.} \\ t_e = 1,4 t_i & \text{Pour les feuillets couches externes.} \end{cases}$$

Alors :

- $A_r = 195 \times 293 [1 - (1/195)] = 0,0568 \text{ m}^2$
- $S = 195 \times 293 / (2 \times (195 + 293) \times 8) = 7,317$
- $\varepsilon_c = [(1,5 \times 0,8385) / (0,9 \times 0,0568 \times 7,317)] = 3,363$

➤ **Comportement sous l'effort horizontal :**

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q , liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère.

Sous un déplacement v_x ou sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule [1] :

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = \frac{F_x}{G a b}$$

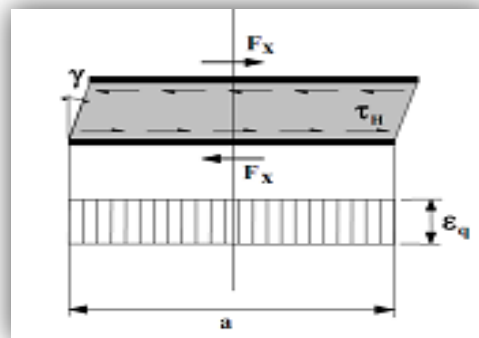


Fig. III.5. Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort horizontal

De plus, les normes limitent la distorsion sous les efforts ou déplacements horizontaux à 1 :

$$\varepsilon_q < 1$$

➤ **Comportement sous une rotation d'axe horizontal**

La valeur de la distorsion ε , sous l'effet de rotations α et β d'axes perpendiculaires aux côtes a et b de l'appareil d'appui, est donnée par [1] :

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(\hat{a}^2 \alpha_a + \hat{b}^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

D'où :

$$\varepsilon_\alpha = 1,834$$

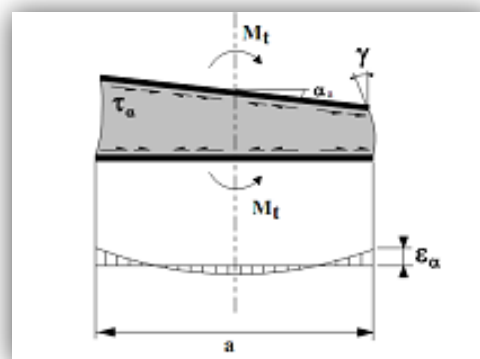


Fig. III.6. Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal

III.5. Vérification du dimensionnement

Tab. III.1. Récapitulatif des vérifications pour les appareils d'appuis.

Vérification	ELU Combinaisons fondamentales
Limitation de la distorsion ε	$\varepsilon = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$ et $\varepsilon_q < 1$
Traction dans les frettes	$t_s = \frac{2,6 F_z t_i}{A_r f_y}$
Limite en rotation	$\sum v_z \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r}$
Stabilité au flambement	$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 G a' S_1}{3 T_e}$
Non-glissement	$F_{xy} \leq \mu_e F_z$ et $\frac{F_{z,Gmin}}{A} \geq 3 \text{ MPa}$

III. 5.1. Vérification à la distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime

$$\varepsilon_\tau = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$$

K_L : est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes.

$$\diamond \quad \varepsilon_\tau = 1(3.363 + 1 + 1.834) = 6,197 < 7 \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

III. 5.2. Vérification à la traction dans les frettes

L'épaisseur minimale t_s des frettes est définie par la formule suivante :

$$t_s = \gamma_m \frac{2,6 F_z t_i}{A_r f_y}$$

γ_m : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1.

$$\diamond \quad t_s = 1 \times \frac{2,6 \times 0,8385 \times 8}{0,0568 \times 235} = 1,3 \text{ mm} < 3 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

III .5.3. Vérification à la limite en rotation

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime. On doit vérifier :

$$\sum V_Z \geq \frac{(\hat{a} \alpha_a + \hat{b} \alpha_b)}{K_r}$$

Avec :

- a et b : rotations d'axes perpendiculaires aux côtes a et b de l'appareil d'appui ;
- K_r : coefficient égal à 3.

$$\diamond \frac{(\hat{a} \alpha_a + \hat{b} \alpha_b)}{K_r} = \frac{(195 \times 0,019 + 293 \times 0,008)}{3} = 2,016 \text{ mm}$$

V_Z : somme des déformations verticales due à l'effort vertical F_Z estimé par la formule suivante :

$$V_Z = \sum \frac{F_Z t_i}{A} \left(\frac{1}{5 G_d S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Avec :

- $E_b = 2000 \text{ MPa}$;
- S_1 : coefficient de forme du feuillet le plus épais $\Rightarrow S_1 = 7.317$
- $A' = a' \times b'$: surface des frettes

$$V_Z = 5 \times \frac{0,39 \times 8.10^{-3}}{0,057} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 7,32^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0,00273 \text{ m} = 2,73 \text{ mm}$$

$$\diamond V_Z = 2.73 \text{ mm} \geq 2,016 \text{ mm} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

III. 5.4. Vérification à la stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2 G \dot{a} S}{3 T_e}$$

- $\frac{F_Z}{A_r} = \frac{0,8385}{0,0568} = 14,76$
- $\frac{2 G \dot{a} S}{3 T_e} = \frac{2 \times 0,9 \times 0,195 \times 7,317}{3 \times 53,10^{-3}} = 16,152 \text{ MPa}$

❖ $\sigma_{\text{lim}} = 14,76 \text{ MPa} < \sigma_m = 16,15 \text{ MPa} \longrightarrow$ vérifiée.

Si cette condition n'était pas vérifiée, en particulier en raison d'une hauteur importante d'élastomère nécessaire à la reprise des déplacements longitudinaux, il faudrait passer à des appareils d'appui glissants ou à des appareils d'appui de surface plus importante.

III. 5.5. Vérification au glissement

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement si

$$F_{xy} \leq \mu_e \times F_Z \text{ et } \frac{F_{Z,G_{\min}}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$F_{Z,G_{\min}}$: Réaction minimale sous charges permanentes, égale à 0.3912MN

F_Z et F_{xy} : Réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables égalent à 0.8385 MN

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

- Le coefficient μ est donné dans la plupart des cas par la formule:

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times K_f}{\sigma_m} \text{ avec } \sigma_m = \frac{F_Z}{A_r} \text{ (en MPa)}$$

$K_f = 0,60$ pour le béton ;

$K_f = 0,20$ pour les autres surfaces y compris mortier en résine ;

$\sigma_{\min} = V_{\min} / A_r = 0.39 / 0,0568 = 6.86 \text{ MPa}$.

$$\mu_e = 0,1 + 1,5 \times 0,6 / 6,86 = 0,23$$

La valeur de F_x donnée par Robot est : $F_x = 0,067 \text{ MN}$

$$\diamond F_x = 0,067 \text{ MN} \leq 0,23 \times 0,39 = 0,0897 \text{ MN} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

Et :

$$\diamond \sigma_{\min} = 6,86 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

III. 6. Joints de chaussée

Un **joint de chaussée**, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température (ou de l'hygrométrie pour les structures en bois), des effets du trafic et des effets propres à chaque matériau sans subir de gêne lors de ces déplacements.

Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur dues à la température ou aux effets différés dans le cas des structures en béton (retrait, fluage) et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis. La longueur maximale de tablier continu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600 m. Le record de tablier sans joint est toutefois détenu par le viaduc du Loing sur l'autoroute A19 dont la longueur est de 1008 m.

III. 6.1. Choix de type de joint de chaussée

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic, on distingue : Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à **3000** véhicules, Les joints semi lourds pour un trafic entre **1000** et **3000** véhicule et Les joints légers pour un trafic inférieur à **1000** véhicules.

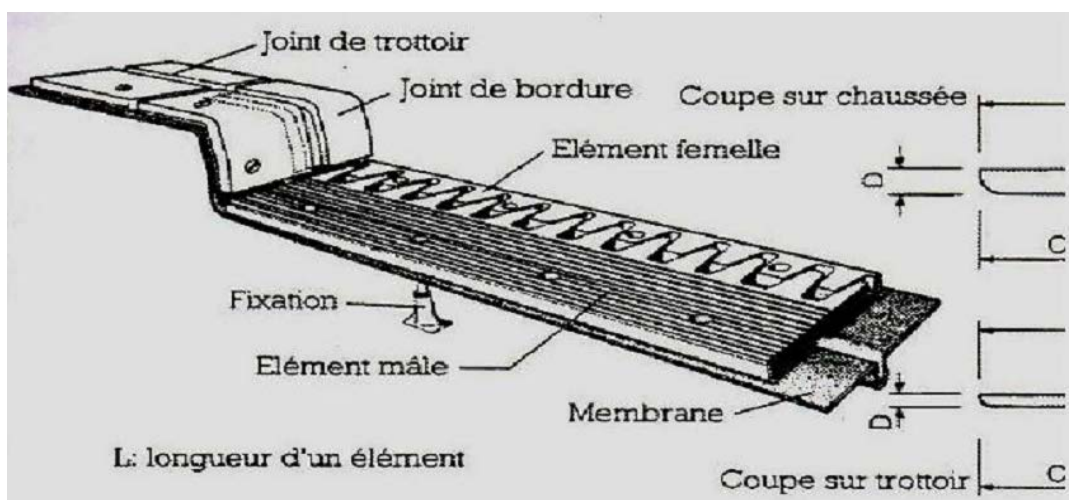


Fig. IX.7.

Éléments du joint de chaussée

III. 6.2. Calcul des joints

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) plus le déplacement dû au freinage ($\Delta t + \varepsilon_f$) < **W**.
- Le déplacement dû aux variations linéaires plus le déplacement dû au séisme ($\Delta t + \varepsilon_s$) < **1,3 W**.

T : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi, qui est les joints **ALGAFLEX**.

III.6.3. Déplacement dû aux variations linéaires

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

- $\Delta t = \Delta f + \Delta r + \Delta T$.

Tel que :

$$\Delta f = 2,78 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta r = 3,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta T = 3,90 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

D'où : $\Delta t = 1,02 \text{ cm}$

III.6.3.1. Déplacement dû au freinage

Le déplacement dû au freinage est calculé par la formule suivante : $\varepsilon_f = T H/G S$.

Avec G : module de déformation transversale.

-G = 8 kg/cm² pour des variations lentes.

-G = 16 kg/cm² pour des variations instantanées.

L'effort dû freinage H_{Bc} :

$$H_{Bc} = (30 \times 1,1) / (2 \times 7) = 2,36 \text{ t/appareil.}$$

D'où :

$$\varepsilon_f = 5 \times (2,36 \cdot 10^3) / 16 \times 20 \times 30 = 1,23 \text{ cm}$$

III.6.3.2. Déplacement dû au séisme

$$\varepsilon_s = T H_s / G S.$$

Avec $H_s = \varepsilon_{H_s} / 7 = (0,1 \times G) / 7 = (0,1 \times 20,766 \times 26) / 7 = 7,7 \text{ t/}_{\text{appareil}}$.

$\varepsilon_f = 5 \times (7,7 \cdot 10^3) / 16 \times 20 \times 30 = 4 \text{ cm}$

III.6.3.3. Combinaison

$\Delta t + \varepsilon_f = 1,02 + 1,23 = 2,23 \text{ cm.} \Rightarrow 2,23 \leq W \Rightarrow W \geq 22 \text{ mm}$

$\Delta t + \varepsilon_s = 1,02 + 4 = 5,02 \text{ cm.} \Rightarrow 5,02 \leq 1,3 W \Rightarrow W \geq 38 \text{ mm}$

D'après le bulletin technique d'ALGA, on opte pour le joint W50.



Fig. III.8. Joint de chaussée adapté.

Conclusion

Après avoir dimensionné et vérifié les appareils d'appuis et les joints de chaussée, on procède à leurs mises en place. À cet effet, on fait appel aux différentes normes appropriées pour les disposer dans des conditions meilleures.

Conclusion générale

Conclusion générale

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Par ailleurs, la détermination des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel Robot, ce qui nous a permis d'étudier la précontrainte et de déterminer le ferrailage de l'hourdis général.

Nous nous sommes intéressés ensuite au calcul des déformations ce qui nous a permis de déduire que le tablier se comporte bien par rapport aux différentes sollicitations engendrées par toutes les charges et surcharges appliquées.

Pour finir nous avons calculé les appareils d'appui et les joints de chaussée, ce qui nous a amené à opter pour des appareils d'appui en élastomère frétés et des joints de chaussée de type W50.

Ce travail nous a permis d'approfondir, de compléter et d'appliquer nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique.

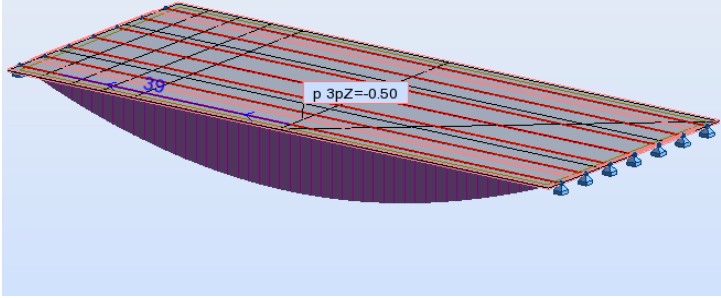
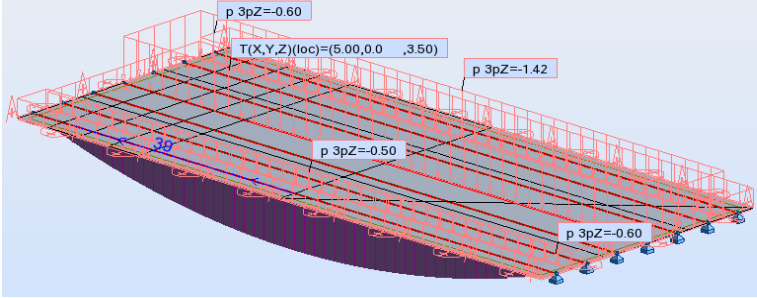
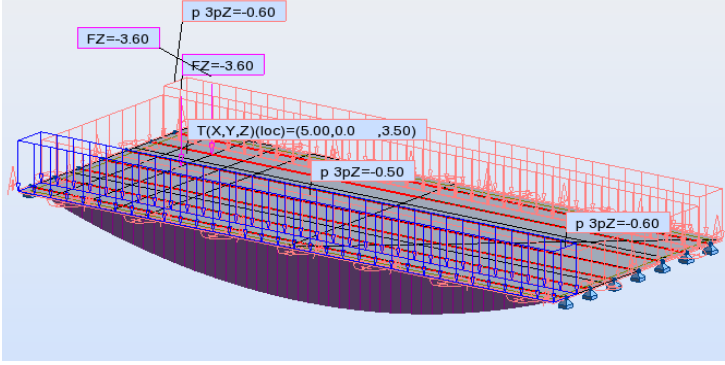
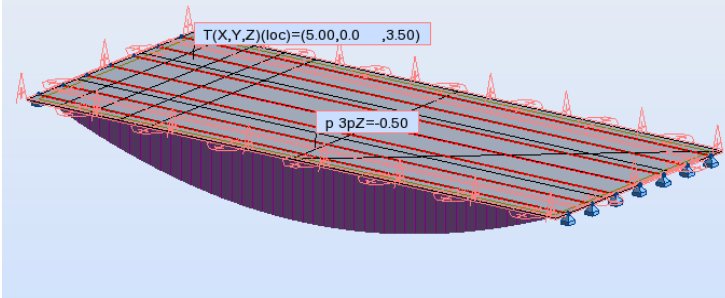
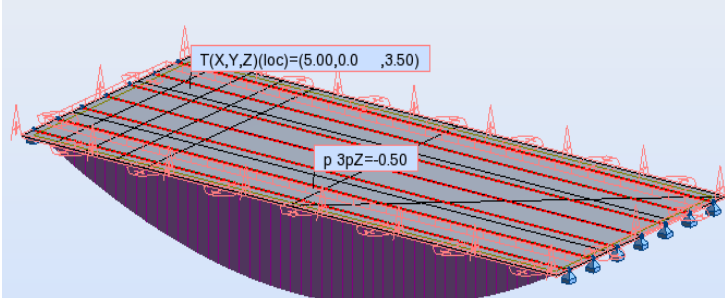
Par ailleurs, nous nous sommes familiarisés avec le logiciel de calcul des structures Robot2012.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : Appareils d'appui en élastomère fretté, **SETRA 2007**.
- [2] : Catalogue des appareils d'appui, **ALGA**.
- [3]: Documents **S.E.T.R.A 1996**. Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).
- [4]: Note de Cours Résistance des matériaux, ENP, dirigé par Mr A.LARIBI.
- [5]: Note de Cours Béton Armé et Précontraint, ENP, dirigé par Mr R.BOUTEMEUR.
- [6]: Manuel d'utilisation Logiciel Auto-desk Robot.

Annexe 1 : Diagrammes des moments fléchissant

ELU	1.35 G+1.6 (A2(L) +ST)	
	1.35G+1.6 (B _C +ST)	
	1.35G+1.35M _C 120	
ELS	G+1.2 (A2(L) +ST)	
	G+1.2 (B _C +ST)	

ELS	G+1.2M _C 120	 <p style="text-align: right;"> ↳ My 50Tm Max=339,28 Min=-0,25 </p>
	G+1.2 (A2(L) +ST) +0.5ΔT	 <p style="text-align: right;"> ↳ My 50Tm Max=370,48 Min=-0,33 </p>
	G+1.2 (B _C + ST) +0.5ΔT	 <p style="text-align: right;"> ↳ My 50Tm Max=269,07 Min=-0,46 </p>
	G+1.2M _C 120+0.5ΔT	 <p style="text-align: right;"> ↳ My 50Tm Max=335,48 Min=-0,44 </p>
	G+D240+0.5ΔT	 <p style="text-align: right;"> ↳ My 50Tm Max=409,30 Min=-0,53 </p>

Annexe 1 : Diagrammes des efforts tranchants

ELU	1.35 G+1.6 (A2(L) +ST)	
	1.35G+1.6 (B _C +ST)	
	1.35G+1.35M _C 120	
ELS	G+1.2 (A2(L) +ST)	
	G+1.2 (B _C +ST)	

ELS	G+1.2M _C 120		<p>↳ Fz 10T Max=60,63 Min=-44,35</p>
	G+1.2 (A2(L) +ST) +0.5ΔT		<p>↳ Fz 10T Max=58,46 Min=-58,46</p>
	G+1.2 (B _C + ST) +0.5ΔT		<p>↳ Fz 10T Max=45,13 Min=-44,60</p>
	G+1.2M _C 120+0.5ΔT		<p>↳ Fz 10T Max=58,96 Min=-42,30</p>
	G+D240+0.5ΔT		<p>↳ Fz 10T Max=60,44 Min=-58,53</p>

Dimensions a x b ou Ø	Epaisseur						Nombre de feuillets		Charge admis- sible	Rotation admissible				
	Feuillets d'élastomère			Frettes			min	max		Pt côté		Gd côté		
	mm			mm			n			10-3 rd				
mm								tonne	min	max	min	max		
100 × 150	8	-	-	-	3	-	-	2	3	22,5	28	43	12	18
100 × 200	8	-	-	-	3	-	-	2	3	30	28	43	6	10
150 × 200	8	-	-	-	3	-	-	2	4	45	12	24	6	13
Ø 200	8	-	-	-	3	-	-	2	4	47	6	13	6	13
150 × 250	8	-	-	-	3	-	-	2	4	56	12	24	4	8
150 × 300	8	-	-	-	3	-	-	2	4	67,5	12	24	3	5
Ø 250	8	-	-	-	3	-	-	2	4	74	4	8	4	8
200 × 250	8	-	-	-	3	-	-	3	6	75	10	19	6	12
200 × 300	8	-	-	-	3	-	-	3	6	90	10	19	4	8
200 × 350	8	-	-	-	3	-	-	3	6	105	10	19	3	6
Ø 300	8	-	-	-	3	-	-	3	6	108	4	8	4	8
200 × 400	8	-	-	-	3	-	-	3	6	120	10	19	2	5
250 × 300	8	-	-	-	3	-	-	3	7	112,5	6	14	4	10
Ø 350	8	-	-	-	3	-	-	3	7	144	3	7	3	7
250 × 400	8	-	-	-	3	-	-	3	7	150	6	14	2	5
300 × 400	-	12	-	-	-	4	-	3	6	180	9	18	5	10
Ø 400	-	12	-	-	-	4	-	3	6	188	5	10	5	10
300 × 500	-	12	-	-	-	4	-	3	6	225	9	18	3	6
Ø 450	-	12	-	-	-	4	-	3	6	238	4	8	4	8
300 × 600	-	12	-	-	-	4	-	3	6	270	9	18	2	4
350 × 450	-	12	-	-	-	4	-	3	7	236	7	16	4	9
Ø 500	-	12	-	-	-	4	-	3	7	294	4	9	4	9
400 × 500	-	12	-	-	-	4	-	4	8	300	7	14	4	9
Ø 550	-	12	-	-	-	4	-	4	8	356	4	7	4	7
400 × 600	-	12	-	-	-	4	-	4	8	360	7	14	3	6
450 × 600	-	12	-	-	-	4	-	4	9	405	5	12	3	7
Ø 600	-	12	-	-	-	4	-	4	9	424	3	7	3	7
500 × 600	-	12	-	-	-	4	-	4	10	450	4	11	3	7
Ø 650	-	12	-	-	-	4	-	4	10	497,5	3	6	3	6
600 × 600	-	-	16	-	-	5	-	4	9	540	5	12	5	12
Ø 700	-	-	16	-	-	5	-	4	9	577	4	9	4	9
600 × 700	-	-	16	-	-	5	-	4	9	630	5	12	4	9
Ø 750	-	-	16	-	-	5	-	4	9	662	3	8	3	8
700 × 700	-	-	16	-	-	5	-	4	10	735	4	10	4	10
Ø 800	-	-	16	-	-	5	-	4	10	754	3	7	3	7
700 × 800	-	-	16	-	-	5	-	4	10	840	4	10	3	7
Ø 850	-	-	16	-	-	5	-	4	10	851	3	7	3	7
800 × 800	-	-	-	20	-	-	5	4	10	960	5	12	5	12
Ø 900	-	-	-	20	-	-	5	4	10	954	4	9	4	9
900 × 900	-	-	-	20	-	-	5	4	11	1215	4	10	4	10