

---

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Laboratoire de Génie Sismique  
& Dynamique des Structures



## Mémoire de Master

Présenté par :

**KELLOU Walid**

**KHELLOUF Mohamed Nadjib**

*Ingénieurs d'Etat en Génie Civil*

**Thème :**

Etude du ferrailage et de la précontrainte d'un pont  
dalle hyperstatique situé sur le tronçon  
**BOUGHEZOUL – M'SILA**

*Soutenu publiquement devant le jury composé de :*

M.	<b>A. BALI</b>	Professeur, ENP	Président
M <sup>me</sup>	<b>H.MOHABEDDINE</b>	Maitre-assistante A, ENP	Directrice de mémoire
M <sup>me</sup>	<b>D.CHERID</b>	Maitre-assistante A, ENP	Directrice de mémoire
M.	<b>DJERRIR</b>	Ingénieur, Chef de projet SAPTA	Examineur
M.	<b>S. LEKEHAL</b>	Maitre-assistant A, ENP	Membre

**E.N.P.**  
Promotion Juillet 2012

## Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont collaboré de près ou de loin au bon déroulement de notre projet de fin d'étude.

Nous remercions plus particulièrement :

- Nos encadreurs mesdames D. CHERID et H.MOHABEDDINE pour leur confiance, leur patience et leur aide tout au long de ce projet ;

-Le chef de département, M<sup>me</sup> KETTAB ainsi que tous les enseignants du département Génie Civil,

-M. LECHANI, de l'entreprise « COSIDER Engineering » pour nous avoir proposé ce sujet,

Enfin, les membres du jury pour avoir examiné notre modeste mémoire.

## *Dédicaces*

*Je dédie ce travail :*

*A ma chère mère qui m'a entouré de toute son affection et  
son amour,*

*A mon père qui a tant attendu ce moment et qui m'a  
toujours poussé à aller plus loin,*

*A mes frères, Khaled, Yanis et Nassim, qui ont su être  
patients et compréhensifs,*

*A mes grands parents qui ont tant prié pour moi,*

*A toute ma famille,*

*Enfin, A tous mes amis d'enfance et mes amis d'études*

*...Walid ...*

# *Dédicaces*

*A ma mère et mon père pour leur patience, leurs sacrifices et  
leur soutien,*

*A ma très chère grand-mère,*

*A mes frères et toute ma famille,*

*A mes amis et tous ceux que j'aime.*

*Je dédie ce travail ;*

*Nadjib.*

## ملخص :

يهدف هذا العمل الى دراسة و تصميم سطح جسر بلطي منجز بخرسانة سابقة الاجهاد. هو عبارة عن جسر سكة حديدية ذو ثلاثة مقاطع طوله الاجمالي 75م. تستند الدراسة على تقدير الافعال و القوى المؤثرة اضافة الى تبرير و مراجعة الحسابات عند مختلف مراحل الانجاز .

انجز التصميم بحبكة اعلامية CSiBridge.

**كلمات مفتاحية :** جسر سكة حديدية , سطح جسر بلطي , خرسانة مضغوطة , خطوط التاثير.

---

## Résumé :

Ce travail consiste à étudier le tablier d'un pont de type dalle pleine en béton précontraint. C'est un pont rail à trois travées égales de longueur totale de 75 m.

Une évaluation des charges et surcharges ont été faites. Les efforts ont été déterminés à l'aide du logiciel CSiBridge. Les justifications et les vérifications des contraintes pour chaque étape de phasage ont été effectuées. Enfin, un bilan du travail accompli avec une synthèse des connaissances et des aptitudes acquises a clôturé ce mémoire.

**Mots clés :** pont rail, pont-dalle pleine, béton précontraint, lignes d'influence.

---

## Abstract :

This work involves the study of slab bridge with prestressed concrete. It is a rail bridge with three equal spans; its total length is 75 m.

An assessment of costs and surcharges has been made. The efforts have been determined using the software CSiBridge. The justifications and constraints' checks for each stage of phasing have been made. Finally, review the work done with a synthesis of knowledge and skills acquired closed this memory.

**Key words:** bridge rail, slab deck bridge, prestressed concrete, influence lines.

## Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Etude de la précontrainte</b>	
<b>Introduction</b> .....	3
I.1. Origine du béton précontraint.....	3
I.2. Principe de la précontrainte .....	3
I.3. Précontrainte par post-tension .....	4
I.4. Tension à l'origine (B.P.E.L. 91 Chap.3 art.3.1) : .....	4
I.5. Détermination du tracé optimal.....	5
I.5.1. Détermination de l'expression de la parabole du tracé optimal .....	5
I.5.2. Les équations des paraboles.....	6
I.5.3. Calcul des tangentes.....	7
I.6. Calcul des moments hyperstatiques dus à la précontrainte .....	8
I.7. Calcul de la force de précontrainte.....	9
I.8. Calcul du nombre de câbles : (B.P.E.L. 4.1.3).....	9
I.9. Calcul des pertes.....	10
I.9.1. Pertes de tension instantanées :.....	11
I.9.1.1. Perte de tension par frottement :.....	11
I.9.1.2. Perte de tension par recul de l'ancrage.....	12
I.9.1.3. Perte de tension par déformations instantanées du béton .....	13
I.9.1.4. Pertes de tension instantanées totales :.....	13
I.9.2. Pertes de tension différées.....	13
I.9.2.1. Perte de tension due au retrait du béton.....	14
I.9.2.2. Perte de tension due au fluage du béton .....	14

I.9.2.3.	Perte de tension due à la relaxation de l'acier .....	15
I.9.2.4.	Les pertes de tension différées totales .....	15
I.9.3.	Les pertes totales de précontraintes : .....	15
I.10.	Vérification des contraintes.....	16
I.10.1.	Les contraintes admissibles : .....	17
I.10.2.	Caractéristique géométrique des sections : .....	18
I.10.2.1.	Position des câbles en travée : .....	18
I.10.2.2.	Position des câbles à l'appui intermédiaire : .....	19
I.10.3.	Calcul des contraintes : .....	21
I.10.4.	Vérification des contraintes à la phase 1 : .....	22
I.10.5.	Vérification des contraintes à la phase 2 : .....	23
I.10.6.	Vérification des contraintes à la phase 3 : .....	24
I.11.	Disposition des câbles : .....	25
I.11.1.	Choix de disposition .....	25
I.11.2.	Détermination de la position des câbles : .....	25
I.11.3.	L'équation des câbles : .....	25
I.11.3.1.	Nappe supérieure : .....	26
I.11.3.2.	Nappe inférieure : .....	26
<b>Conclusion</b> .....	.....	26

## Chapitre II : Ferrailage passif de la dalle

<b>Introduction</b> .....	.....	27
II.1. Ferrailage longitudinale de la dalle .....	.....	27
II.1.1. Condition de non-fragilité.....	.....	27

---

II.1.2.	Vérification des sections tendues.....	27
II.1.2.1.	Vérification de la section en travée de rive .....	28
II.1.2.2.	Vérification de la section à mi-travée intermédiaire : .....	28
II.2.	Ferraillage transversal de la dalle.....	28
II.2.1.	Détermination des moments transversaux .....	28
II.2.2.	Calcul du ferraillage transversal .....	29
II.2.2.1.	A mi-travée de rive .....	29
II.2.2.2.	A l'appui intermédiaire.....	31
II.2.2.3.	A mi-travée centrale .....	31
II.3.	Justification de la dalle aux contraintes tangentielles .....	32
II.3.1.	Détermination de l'effort tranchant.....	32
II.3.2.	Calcul du ferraillage de l'effort tranchant.....	33
II.3.2.1.	Ferraillage de la section sur appui de rive .....	33
II.3.2.2.	Ferraillage de la section sur appui intermédiaire :.....	34
II.4.	Ferraillage des encorbellements .....	35
II.4.1.	Calcul des efforts dans les sections d'encastrement .....	35
II.4.2.	Calcul des charges et surcharges.....	36
II.4.4.1.	Calcul du poids propre de l'encorbellement.....	36
II.4.4.2.	Surcharges sur trottoir .....	38
II.4.4.3.	Surcharges sur le garde-corps.....	38
II.4.3.	Combinaisons d'actions :.....	38
II.4.4.	Calcul du ferraillage de flexion.....	39
II.4.4.1.	Calcul à l'E.L.U. :.....	39
II.4.4.2.	Vérification à l'E.L.S. :.....	40
II.4.5.	Vérification de l'effort tranchant :.....	40

II.5. Schéma de ferrailage de la dalle :.....	41
II.6. Vérification et ferrailage de la zone d'about :.....	42
II.6.1. Généralité :.....	42
II.6.2. Zone de régularisation des contraintes :.....	43
II.6.3. Frettage primaire.....	43
II.6.4. Frettage de surface :.....	44
II.6.4.1. Horizontalement :.....	45
II.6.4.2. Verticalement :.....	45
II.6.5. Effet d'éclatement :.....	45
II.6.5.1. Contrainte de compression du béton :.....	46
II.6.5.2. Contrainte de traction du béton :.....	47
II.6.5.3. Frettage d'éclatement :.....	47
II.7. Schéma de ferrailage de la zone d'about :.....	48
<b>Conclusion</b> .....	49
<b>Conclusion générale</b> .....	50

## Références bibliographiques

## Annexes

## Liste des figures

Figure. I. 1. : Principe de la précontrainte.....	3
Figure. I. 2. : Mise en tension des câbles. ....	4
Figure. I. 3 : Schéma illustrant le tracé du câble de précontrainte. ....	6
Figure. I. 4 : Méthode des trois moments.....	8
Figure. I. 5 : Section à mi-travée.....	18
Figure. I. 6: Section à l'appui intermédiaire.....	19
Figure. I. 7 : Disposition des câbles. ....	25
Figure. I. 8 : Disposition finale des câbles. ....	26
Figure. II. 1: Schéma des contraintes en travée de rive.....	28
Figure. II. 2 : Schéma des contraintes à mi-travée intermédiaire.....	28
Figure. II. 3: La cartographie des moments transversaux (à l'E.L.U.).....	29
Figure. II. 4: Enveloppe des efforts tranchants à l'E.L.U. (kN).....	33
Figure. II. 5: Coupe transversale de la dalle.....	35
Figure. II. 6 : Coupe transversale de l'encorbellement. ....	36
Figure. II. 7: Coupe transversale du trottoir avec corniche.....	36
Figure. II. 8 : Ferrailage de la section d'encastrement des encorbellements. ....	40
Figure. II. 9: Schéma de ferrailage en travée. ....	42
Figure. II. 10 : Schéma de ferrailage sur appui intermédiaire.....	42
Figure. II. 11 : Diffusion de la précontrainte ligne de force.....	42
Figure. II. 12: Zone de béton tendu sous l'action de la précontrainte.....	43
Figure. II. 13 : Ancrage d'about.....	44
Figure. II. 14: Zone de régularisation des contraintes.....	45

## Liste des tableaux

Tableau. I. 1: Valeurs des pertes par frottement à différentes sections.....	12
Tableau. I. 2: Valeurs des pertes par recul d'ancrage à différentes sections.....	12
Tableau. I. 3 : Valeurs des pertes par déformations instantanées du béton à différentes section. ....	13
Tableau. I. 4 : Valeurs des pertes instantanées totales. ....	13
Tableau. I. 5 : Valeurs des pertes dues au retrait du béton à différentes section.....	14

Tableau. I. 6 : Valeurs des pertes dues au fluage du béton à différentes sections.....	14
Tableau. I. 7 : Valeurs des pertes dues à la relaxation d'acier. ....	15
Tableau. I. 8 : Valeurs des pertes différées totales. ....	15
Tableau. I. 9 : Valeurs des pertes totales de précontrainte. ....	16
Tableau. I. 10 : Contraintes admissibles dans le béton. ....	18
Tableau. I. 11 : Moments maximaux dans les trois phases de construction. ....	21
Tableau. I. 12 : Force de précontrainte dans les trois phases de construction.....	22
Tableau. I. 13 : Vérification des contraintes à la phase 1.....	22
Tableau. I. 14 : Vérification des contraintes à la phase 2.....	23
Tableau. I. 15 : Vérification des contraintes à la phase 3.....	24
Tableau. II. 1: Valeurs des moments transversaux.....	29
Tableau. II. 2: Valeurs de l'effort tranchant.....	33
Tableau. II. 3 : Calcul de centre de gravité de l'encorbellement.....	36
Tableau. II. 4 : Calcul du centre de gravité du trottoir avec corniche.....	37

# Introduction générale

L'Algérie a consenti ces dernières années des efforts considérables dans le secteur des travaux publics pour assurer son développement économique et social. Le programme national de développement 2010-2014 et les grands projets d'infrastructures (Autoroute Est-Ouest, barrages, modernisation des chemins de fer, etc.) qui sont en train d'être réalisés en sont la Preuve.

En effet, les Travaux Publics bénéficient d'une enveloppe de 102 milliards de dollars, consacrés à divers projets dont figure le développement du réseau ferroviaire.

Le projet « Réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire à voie unique BOUGHEZOUL-M'SILA » s'inscrit dans la stratégie de modernisation, de développement et d'extension du réseau ferroviaire national,

Dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude, COSIDER Engineering nous a proposé un projet qui porte sur « *l'étude du tablier d'un pont dalle hyperstatique en béton précontraint* » (pont rail BOUGHEZOUL- MSILA).

Au terme de la 1ere partie de ce projet, intitulée « étude du tablier d'un pont dalle hyperstatique en béton précontraint (pont rail) », nous avons trouvé les différentes sollicitations auxquelles la dalle est soumise, ces dernières seront exploitées dans ce mémoire pour la suite de notre étude.

Ce mémoire concerne la partie « master », il est structuré de la manière suivante :

Nous commencerons par exploiter les résultats obtenus de l'étude réalisée dans la partie de l'ingénierat, pour le calcul de la précontrainte, où nous donnerons un descriptif du procédé utilisé. Nous calculerons le nombre de câbles nécessaires et établirons ensuite leur tracé.

Une fois le tracé définie, nous évaluerons les différentes pertes de précontrainte, et vérifierons les contraintes dans la dalle aux différentes phases de construction.

Enfin, nous calculerons les quantités d'armature pour le ferrailage passif des différentes sections de la dalle selon les règlements B.A.E.L.91 révisé 99 puis, nous présenterons des schémas détaillés.

Au terme de ce travail, nous dresserons un bilan du travail accompli ainsi qu'une synthèse des connaissances et aptitude acquise.

# Chapitre I

## Etude de la précontrainte

Dans ce chapitre, nous allons calculer la force de précontrainte, le nombre de câbles ainsi que leur tracé ensuite nous calculerons les pertes de précontrainte.

## I.1. Origine du béton précontraint

L'idée du béton précontraint est presque aussi vieille que celle du béton armé. Son invention proprement dite remonte à 1928. C'est en effet à cette date qu'un ingénieur français, Eugene Freyssinet, dépose les brevets qui définissent à la fois le fonctionnement théorique du matériau 'béton précontraint' et surtout les dispositifs technologiques pour la sa mise en œuvre. Depuis, le béton précontraint a pris sa place dans la plupart des constructions de génie civil. Dans les ponts routiers par exemple, si les petits ouvrages restent souvent l'apanage du béton armé, le béton précontraint est utilisé dès que les longueurs des travées dépassent une quinzaine de mètres. Du côté des grandes longueurs, grâce à des technologies et des structures mécaniques spécifiques tels que les ponts à haubans, des ouvrages dont les parties ont plusieurs centaines de mètres sont réalisés.

## I.2. Principe de la précontrainte

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton.

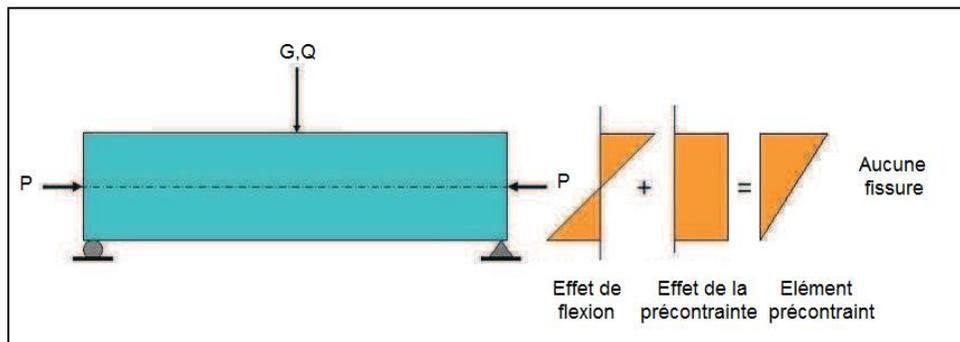


Figure. I. 1. : Principe de la précontrainte.

Cette précontrainte peut être :

- Une précontrainte partielle : autorisation des contraintes de traction limitées.
- Une précontrainte totale : élimination totale des contraintes de traction.

### I.3. Précontrainte par post-tension

Le principe de ce type de précontrainte est de tendre les armatures déjà enfilées dans des gaines, en prenant appui sur le béton durci de la pièce à pré-contraindre.

La protection des câbles est assurée par injection d'un coulis de ciment. Cette injection présente un double rôle :

- 1) La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion.
- 2) L'amélioration de l'adhérence entre les armatures et les gaines.

La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux deux extrémités de la pièce (actif - actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif – passif).

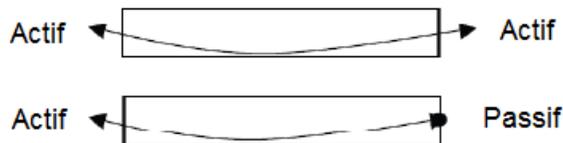


Figure. I. 2. : Mise en tension des câbles.

### I.4. Tension à l'origine (B.P.E.L. 91 Chap.3 art.3.1) :

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée «  $\sigma_{p0}$  ». Ils ne doivent pas dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,80 f_{prg} ; 0,90 f_{peg}) \text{ en post tension ;}$$

Avec :

- Contrainte de rupture garantie  $f_{prg} = 1860$  MPa
- Contrainte limite garantie  $f_{peg} = 1660$  MPa

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,80 \times 1860 ; 0,90 \times 1660) = \text{Min} (1488 ; 1494)$$

$$\sigma_{p0} = \mathbf{1488 \text{ MPa}}$$

## I.5. Détermination du tracé optimal

L'allure du tracé est parabolique dans chacune des travées, l'excentricité des armatures actives étant nulle en appui de rive.

### I.5.1. Détermination de l'expression de la parabole du tracé optimal

Pour cela, il faut fixer les distances d'enrobage minimales qu'il faut respecter pendant la construction en point de flèche maximale et sur les appuis intermédiaires.

$$d' = \frac{1}{2} \varphi_{\text{gaine}} + d_{\text{enrobage}} + \varphi_{\text{passive}} \quad (\text{B.P.E.L. 91 révisé 99})$$

Avec :  $d = \text{Max} [0,5\varphi_{\text{gaine}} ; d_{\text{enrobage}}]$

On a choisi des 15T15 soit :  $\varphi_{\text{gaine}} = 9,5 \text{ cm}$ .

$\Rightarrow d = d_{\text{enrobage}} = 5 \text{ cm}$ . (B.P.E.L.91 art.10.4.)

$$d' = \frac{1}{2}(9,5) + 5 + 1,6 = 11,35 \text{ cm}$$

Les excentricités à 0,4 L, sur appui et à mi-travée centrale sont données par les équations suivantes :

$$\begin{cases} e_m = -(V' - d') = -0,812 \text{ m} \\ e_b = (V - d') = 0,558 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

$$v = 0,673 \text{ m} ;$$

$$v' = 0,927 \text{ m} ;$$

$$d' = 0,115 \text{ m}.$$

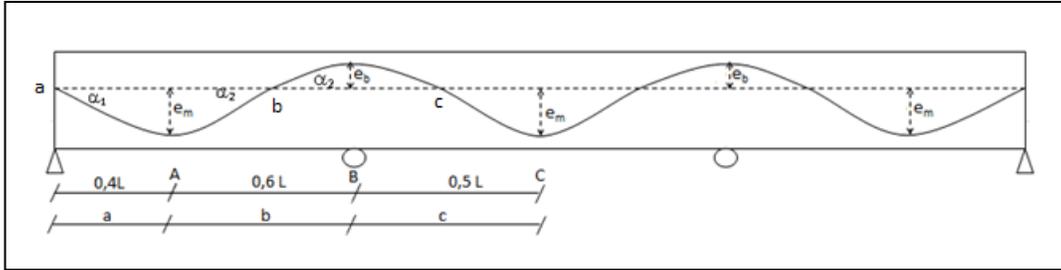


Figure. I. 3 : Schéma illustrant le tracé du câble de précontrainte.

$$\begin{cases} e_m = -0,812 \text{ m} \\ e_b = 0,558 \text{ m} \end{cases}$$

### I.5.2. Les équations des paraboles

Les équations de la parabole sont tirées du "B.P.E.L. 91" qui sont comme suit :

Partie I :  $0 \leq x \leq a$

$$e(x) = e_m \left[ 1 - \left( \frac{x}{a} \right)^2 \right]$$

Partie II:  $0 \leq x \leq b$

$$e(x) = 2 \times (e_m - e_b) \left( \frac{x}{b} \right)^3 - 3 \times (e_m - e_b) \left( \frac{x}{b} \right)^2 + e_m$$

Partie III :  $0 \leq x \leq c$

$$e(x) = 2 \times (e_b - e_m) \left( \frac{x}{c} \right)^3 - 3 \times (e_b - e_m) \left( \frac{x}{c} \right)^2 + e_b$$

Partie IV:  $0 \leq x \leq c$

$$e(x) = 2 \times (e_m - e_b) \left( \frac{x}{c} \right)^3 - 3 \times (e_m - e_b) \left( \frac{x}{c} \right)^2 + e_m$$

Avec :

$$a = 0,4L = 10 \text{ m}$$

$$b = 0,6L = 15 \text{ m}$$

$$c = 0,5L = 12,5 \text{ ml}$$

Application numérique :

Partie I :  $0 \leq x \leq a$  (Axe en A)

$$e(x) = 0,812 - 8,12 \times 10^{-3} \cdot x^2$$

Partie II :  $0 \leq x \leq b$  (axe en A)

$$e(x) = -8,1 \times 10^{-4} \cdot x^3 + 1,83 \times 10^{-2} \cdot x^2 - 0,812$$

Partie III :  $0 \leq x \leq c$  (Axe en C)

$$e(x) = -1,4 \times 10^{-3} \cdot x^3 + 2,63 \times 10^{-2} \cdot x^2 - 0,812$$

Partie IV :  $0 \leq x \leq c$  (Axe en C)

$$e(x) = -1,4 \times 10^{-3} \cdot x^3 + 2,63 \times 10^{-2} \cdot x^2 - 0,812$$

### I.5.3. Calcul des tangentes

$$\tan \alpha = \frac{de(x)}{dx}$$

Au point a :

$$e'_1(x) = -1,624 \times 10^{-2} \cdot x$$

$$\tan \alpha_1 = e'_1(-10) = 0,1624 \text{ rad}$$

Au point b :

$$e'_2(x) = -2,43 \times 10^{-2} \cdot x^2 + 3,66 \times 10^{-2} \cdot x$$

$$\tan \alpha_2 = e'_2(7,53) = 0,1378 \text{ rad}$$

Au point c :

$$e'_3(x) = -4,2 \times 10^{-3} \cdot x^2 + 5,26 \times 10^{-2} \cdot x$$

$$\tan \alpha_3 = e'_3(6,26) = 0,1624 \text{ rad}$$

### I.6. Calcul des moments hyperstatiques dus à la précontrainte

Pour le calcul du moment hyperstatique, on applique l'équation des trois moments,

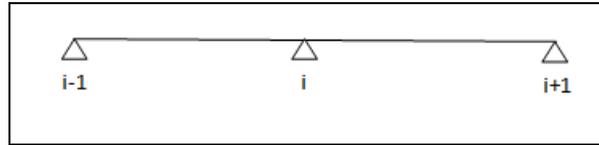


Figure. I. 4 : Méthode des trois moments.

$$l_{i-1} \cdot M_{i-1} + 2 \cdot (l_{i-1} + l_i) \cdot M_i + l_i \cdot M_{i+1} = -6EI(\omega_g - \omega_d) ;$$

sur la 1<sup>e</sup> et la 2<sup>e</sup> travée ensuite la 2<sup>e</sup> et la 3<sup>e</sup> travée, on obtient le système d'équations suivant :

$$\begin{cases} 4M_B + M_C = \frac{-6EI}{l} (\omega_{gB} - \omega_{dB}) \\ M_B + 4M_C = \frac{-6EI}{l} (\omega_{gC} - \omega_{dC}) \end{cases}$$

Avec :  $M_B = M_C = M_{Hyp}$

Remarque :

Les moments sur appuis de rive sont nul ( $M_A = M_D = 0$ ).

Donc :

$$M = M_{Hyp} = \frac{-6EI}{5l} (\omega_{rive} - \omega_{inter})$$

Avec :

$$\omega_{rive} = \omega_{gB} = -\omega_{dC} = \frac{1}{EI} \int_0^l M_{i-1}(x) \cdot \frac{x}{l} \cdot dx$$

$$\omega_{inter} = \omega_{dB} = -\omega_{gC} = \frac{-1}{EI} \int_0^l M_i(x) \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx$$

Remarque :

Le détail du calcul est donné dans l'annexe 2.

Enfin, on obtient :

$$\mathbf{M_{Hyp} = 0,16P}$$

### I.7. Calcul de la force de précontrainte

Dans la section la plus sollicitée au droit de l'appui intermédiaire, la contrainte de compression due à la précontrainte doit être supérieure à la contrainte de traction due au moment :

$$\sigma_P \geq \sigma$$

Avec :

$$\sigma_P = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_b \cdot V}{I}$$

Et :

$$\sigma = \frac{M_{\text{Max}} \cdot V}{I} - \frac{M_{\text{Hyp}} \cdot V}{I}$$

Donc, on trouve ;

$$\Rightarrow P \geq \frac{M_{\text{Max}} \cdot \frac{V}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{V}{I} (e_b + 0,16)}$$

Avec :

Moment maximal sur appui intermédiaire est égale à :  $M_{\text{Max}}^{\text{Appui}} = 66,65 \text{ MN}$

$B = 12,635 \text{ m}^2$ ,  $V = 0,673 \text{ m}$  et  $I = 2,888 \text{ m}^4$

L'application numérique nous donne :

$$\boxed{P \geq 63,02 \text{ MN}}$$

### I.8. Calcul du nombre de câbles : (B.P.E.L. 4.1.3)

Le calcul du nombre de câbles se fait par la formule suivante :

$$n \geq \frac{P}{P_{\text{Câble}}}$$

Avec  $P_{\text{Câble}}$  la valeur de calcul de la précontrainte qui est égale à :

- La plus défavorable de deux valeurs caractéristiques  $P_1$  et  $P_2$  (définies ci-après) pour les justifications vis-à-vis des états limites de service :

$$P_1 = P_0 (1,02 - 0,80 \Delta P)$$

$$P_2 = P_0 (0,98 - 1,20 \Delta P)$$

- Sa valeur probable  $P_m$  pour les justifications vis-à-vis des états-limites-ultimes :

$$P_m = P_0 (1 - \Delta P)$$

Avec :

$\Delta P$  sont les pertes de précontrainte que nous estimons à 25%.

Et :

$$P_0 = \sigma_{P0} \times A_p = 1488 \times 2250 \times 10^{-6} = 3,348 \text{ MN}$$

$$P_{\text{Câble}} = (0,98 - 1,2 \times 0,25) \times P_0$$

Donc :  $P_{\text{Câble}} = 0,68 \times P_0$

$$n \geq \frac{63,02}{0,68 \times 3,348} = 27,68$$

**Le nombre de câble que nous prendrons est :  $n = 28$  câbles.**

## I.9. Calcul des pertes

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre l'effort exercé par le vérin lors de sa mise en tension, et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.

En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois :

- dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement ;
- dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être rangées en deux catégories :

- Les pertes instantanées : se produisent lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, et elles sont de trois types :
  - Perte par frottement.
  - Perte par recul à l'ancrage.
  - Perte due au raccourcissement instantané du béton.

- Les pertes différées : se produisent dans un temps plus au moins long après la mise en tension, et elles sont de trois types :

- Perte due au retrait du béton.
- Perte due au fluage.
- Perte due à la relaxation des aciers.

Nous avons calculé auparavant la force de précontrainte avec les pertes à 32%, cependant nous devons vérifier que les pertes réelles ne dépassent pas cette valeur.

### **I.9.1. Pertes de tension instantanées :**

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée  $\Delta\sigma_{pi}(x)$ .

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée :  $\sigma_{Pi}(x) = \sigma_{P0} - \Delta\sigma_{Pi}(x)$

#### **I.9.1.1. Perte de tension par frottement :**

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée  $\sigma_{p0}$  à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} e^{-(f\alpha(x) + \varphi x)}$$

Par simplification, on prendra :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \times [1 - (f\alpha(x) + \varphi x)]$$

Avec :

- $\sigma_{P0}$ : la tension à l'origine ;
- f : coefficient de frottement en courbe [rd] ;
- $\alpha$  : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x [rd] ;
- $\varphi$  : coefficient de frottement en ligne [ $m^{-1}$ ].

Tableau. I. 1: Valeurs des pertes par frottement à différentes sections.

Section (m)	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\Delta\sigma_{frott}(x)$ (MPa)	0	19,52	39,64	64,57	72,17	61,66	45,29	79,96

### I.9.1.2. Perte de tension par recul de l'ancrage

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, ou de la déformation de l'ancrage lui même.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance «  $\lambda$  » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

La tension sous vérin vaut  $\sigma_0$  et après blocage des clavettes et glissement de l'ancrage  $\sigma_2$ ; le glissement de l'ancrage se répercute jusqu'à l'abscisse  $\lambda$  de tension  $\sigma_3$ .

La valeur de la tension à l'abscisse « x » est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma = 2\sigma_0\psi(\lambda - x)$$

Avec :  $\lambda$  la longueur d'influence du glissement  $g$  égale à :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \psi}}$$

Avec :

- $g$  : Recul d'ancrage ;
- $E_p$  : Module d'élasticité de l'acier.

Les résultats des pertes par recul d'ancrage sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau. I. 2: Valeurs des pertes par recul d'ancrage à différentes sections.

Section (m)	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\Delta\sigma_{recul}(x)$ (MPa)	107,1	77,35	47,6	17,85	0	0	0	0

**I.9.1.3. Perte de tension par déformations instantanées du béton**

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\Delta\sigma_{racc}(x) = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b(x)$$

- $E_p$  : module d'élasticité des armatures ;
- $E_{ij}$  : module de déformation instantanée du béton à « j » jours ;
- $\sigma_b(x)$  : contrainte normale du béton.

Tableau. I. 3 : Valeurs des pertes par déformations instantanées du béton à différentes section.

Section (m)	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\Delta\sigma_{rec}(x)$ (MPa)	8.37	14.49	24.76	11.59	0.29	8.98	10.29	27.35

**I.9.1.4. Pertes de tension instantanées totales :**

Les pertes instantanées totales sont égales à :

$$\Delta\sigma_{pi} = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_{racc}$$

Tableau. I. 4 : Valeurs des pertes instantanées totales.

Section (m)	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\Sigma\sigma_{inst}$ (MPa)	115.2	111.3	112	94	72.46	70.64	95.58	107.3
Pertes instantanées %	15.48	14.96	15.05	12.63	9.74	9.49	7.47	14.42

**I.9.2. Pertes de tension différées**

La valeur totale de ces pertes de tension différées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée :  $\Delta\sigma_{Pd}(x)$ .

La tension au point d'abscisse « x », après pertes de tension instantanées et différées, appelée tension finale, est notée :  $\sigma_{Pf}(x) = \sigma_{P0} - \Delta\sigma_{Pi}(x) - \Delta\sigma_{Pd}(x)$ .

**I.9.2.1. Perte de tension due au retrait du béton**

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)]$$

- $\varepsilon_r$  : retrait total du béton ;
- $t_0$  : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte ;
- $r(t)$  : une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

Très souvent, on néglige  $r(t) - r(t_0)$ , ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r$$

Tableau. I. 5 : Valeurs des pertes dues au retrait du béton à différentes section.

Section (m)	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\Delta\sigma_{retrait}(x)$ (MPa)	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5

**I.9.2.2. Perte de tension due au fluage du béton**

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b(x)$$

Les résultats du calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. I. 6 : Valeurs des pertes dues au fluage du béton à différentes sections.

Section (m)	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\Delta\sigma_{fluage}(x)$ (MPa)	33.06	2.4	1.3	16.06	46.96	87.12	33.6	42.24

### I.9.2.3. Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_{rel}(x) = \frac{6 \cdot \rho_{1000}}{100} \left( \frac{\sigma_{Pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{Pi}(x)$$

- $\sigma_{Pi}(x)$  : contrainte dans les armatures de précontrainte, après les pertes instantanées ;
- $\rho_{1000}$  : Coefficient de relaxation des aciers à 1000 heures ;
- $f_{prg}$  : contrainte limite garantie à la rupture ;
- $\mu_0$  : étant un coefficient pris égal à :
  - 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
  - 0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).
  - 0,35 pour les autres armatures.

Tableau. I. 7 : Valeurs des pertes dues à la relaxation d'acier.

Section (m)	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\Delta\sigma_{relaxation}(x)$ (MPa)	8.67	8.52	8.55	7.85	6.95	6.87	6.18	8.3

### I.9.2.4. Les pertes de tension différées totales

Les pertes différées totales sont égales à :

$$\Delta\sigma_{Pd} = \Delta\sigma_{rel} + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_r$$

Tableau. I. 8 : Valeurs des pertes différées totales.

Section (m)	0	5	10	15	20	25	30	37.5
Pertes déferée %	9.42	8.25	7.14	6.99	11.06	16.4	9.18	10.63

### I.9.3. Les pertes totales de précontraintes :

Les pertes totales de précontraintes  $\Delta\sigma_T$  sont égales à :

$$\Delta\sigma_T = \Delta\sigma_{Pi} + \Delta\sigma_{Pd}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. I. 9 : Valeurs des pertes totales de précontrainte.

Section (m)	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\Delta\sigma_T$ (MPa)	185.34	150.72	165.11	164.41	154.87	193.13	123.85	186.41
Pertes totales %	24.9	20.25	22.19	19.6	20.8	25.9	16.65	15.05

**Conclusion :**

Ayant pris au départ un pourcentage de pertes de précontraintes de 32%, et que le résultat issu des calculs nous donne des pertes près de 25%, nous devrions donc revoir l'estimation des pertes à la baisse ce qui réduirait le nombre de câbles de précontraintes.

**I.10. Vérification des contraintes**

La vérification des contraintes se fait sur les trois phases de construction de l'ouvrage à savoir :

**Phase 1 :**

- Coulage de la dalle.
- Mise en tension d'un pourcentage de 40% de la force de précontrainte.

Dans cette première phase on considère les efforts suivants :

- Le poids propre de la dalle.
- Pertes instantanées de précontrainte.

La première phase se fait en général au 7<sup>e</sup> jour pour minimiser le retrait du béton et pour pouvoir décoffrer.

**Phase 2 :**

- Mise en place des équipements du pont.
- Mise en tension totale des câbles de précontrainte (100%).

Dans cette phase on considère les efforts suivants :

- Efforts de la première phase.
- Pertes différées de précontrainte.

La pose des différents équipements se fait après 28<sup>e</sup> jour du bétonnage.

**Phase 3 :**

- Application des différentes surcharges.

Les efforts à considérer dans cette phase sont :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Efforts dus aux surcharges.

Cette phase correspond à l'ouvrage en service.

**I.10.1. Les contraintes admissibles :**

Selon le B.P.E.L.91, pour la vérification en classe II. Le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée.

Les contraintes dans le béton sont limitées aux valeurs suivantes :

Les contraintes de compression du béton sont, en règle générale, limitées aux valeurs suivantes :

- $0,50 f_{c28}$  sous l'effet de la combinaison quasi-permanente ;
- $0,60 f_{c28}$  sous l'effet des combinaisons rares et des combinaisons fréquentes ;
- $0,60 f_{cj}$  en cours de construction, ramenée  $0,55 f_{cj}$  si  $j$  est inférieur à trois jours.

Les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares :  $f_{ij}$  dans la section d'enrobage,  $1,5 f_{ij}$  ailleurs ;
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage ;
- En situation de construction :  $0,7 f_{ij}$  dans la section d'enrobage et  $1,5 f_{ij}$  ailleurs.

Tableau. I. 10 : Contraintes admissibles dans le béton.

		Situation	Exploitation			Construction
Classe II	Contraintes	Combinaison	Rare	Fréquente	Quasi permanente	Rare
		Zone				
	$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	2,7	0	/	1,4
		Hors de la section d'enrobage	4,1	/	/	2,9
$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	21	/	17,5	13,9	

**I.10.2. Caractéristique géométrique des sections :**

Pour la vérification des contraintes, on doit tenir compte de la présence des gaines (vide) dans la section du béton et de leurs positions.

**I.10.2.1. Position des câbles en travée :**

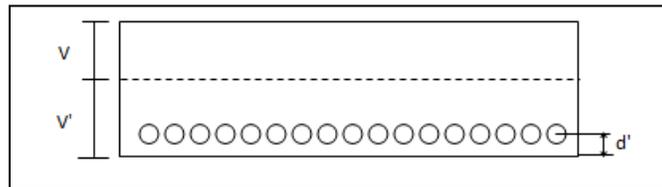


Figure. I. 5 : Section à mi-travée.

Section nette :  $B = S_{Dalle} - S_{gaines}$

Avec :  $S_{gaines} = \frac{\pi(0,095)^2}{4} \times 28 = 0,1985 \text{ m}^2$  et  $S_{Dalle} = 12,635 \text{ m}^2$

$B = 12,635 - 0,1985 = 12,436 \text{ m}^2$

• **Calcul de V et V' :**

Le moment statique est égal :  $S_{\Delta} = S_{dalle} \times y_G - S_{gaines} \times (h - d')$

$y_G$  : centre de gravité de la section brute = V

$$S_{\Delta} = 12,635 \times 0,673 - 0,1985 \times (1,6 - 0,115)$$

$$S_{\Delta} = 8,208 \text{ m}^3$$

$$V = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{8,208}{12,436} = 0,66 \text{ m}$$

$$V' = h_t - V = 0,94 \text{ m}$$

$$\begin{cases} V = 0,66 \text{ m} \\ V' = 0,94 \text{ m} \end{cases}$$

• **Moment d'inertie de la section nette / C.D.G:**

$$I_{\text{nette}} = I_G - S_{\text{Gaine}}(v' - d')^2$$

$$I_G = I'_G + S_{\text{Dalle}} \cdot \delta^2$$

$\delta$  : Distance entre G et G' (C.D.G' de la section brute et C.D.G de la section nette)

$$\delta = 0,94 - 0,927 = 0,013 \text{ m}$$

$$I_G = 2,888 + 12,635 \times (0,013)^2 = 2,890 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{nette}} = 2,890 - 0,1985 \times (0,94 - 0,115)^2 = 2,726 \text{ m}^4$$

Donc :

$$I_{\text{nette}} = 2,726 \text{ m}^4$$

**I.10.2.2. Position des câbles à l'appui intermédiaire :**

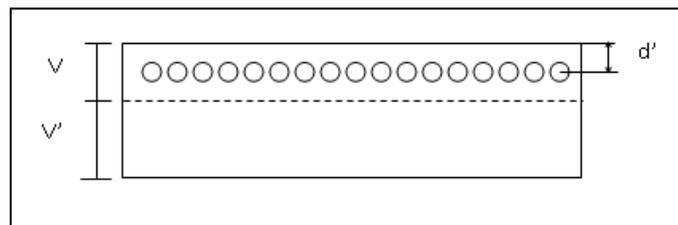


Figure. I. 6: Section à l'appui intermédiaire.

- **Calcul de V et V' :**

Le moment statique est égal :  $S_{\Delta} = S_{\text{dalle}} \times y_G - S_{\text{gaines}} \times d'$

$y_G$  : centre de gravité de la section brute = V

$$S_{\Delta} = 12,635 \times 0,673 - 0,1985 \times 0,115$$

$$S_{\Delta} = 8,481 \text{ m}^3$$

$$V = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{8,481}{12,436} = 0,682 \text{ m}$$

$$V' = h_t - V = 0,918 \text{ m}$$

$$\begin{cases} V = 0,682 \text{ m} \\ V' = 0,918 \text{ m} \end{cases}$$

- **Moment d'inertie de la section nette / C.D.G:**

$$I_{\text{nette}} = I_G - S_{\text{Gaine}}(v - d')^2$$

$$I_G = I'_G + S_{\text{Dalle}} \cdot \delta^2$$

$\delta$  : Distance entre G et G' (C.D.G' de la section brute et C.D.G de la section nette).

$$\delta = 0,927 - 0,918 = 0,009 \text{ m}$$

$$I_G = 2,888 + 12,653 \times (0,009)^2 = 2,889 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{nette}} = 2,889 - 0,1985 \times (0,682 - 0,115)^2 = 2,825 \text{ m}^4$$

Donc :

$$I_{\text{nette}} = 2,825 \text{ m}^4$$

**I.10.3. Calcul des contraintes :**

Les contraintes doivent être vérifiées dans les fibres supérieures et inférieures d'une section, selon les équations suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{B} \pm \frac{P \times e \times V}{I_{\text{nette}}} \pm \frac{M_{\text{Max}} \cdot V}{I_{\text{nette}}} \pm \frac{M_{\text{Hyp}} \cdot V}{I_{\text{nette}}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{B} \pm \frac{P \times e \times V'}{I_{\text{nette}}} \pm \frac{M_{\text{Max}} \cdot V}{I_{\text{nette}}} \pm \frac{M_{\text{Hyp}} \cdot V'}{I_{\text{nette}}}$$

Avec :

**B** : section nette de la dalle.

**M<sub>Max</sub>** : Les moments maximaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. I. 11 : Moments maximaux dans les trois phases de construction.

<b>M<sub>Max</sub> (MN.m)</b>	<b>Phase 1</b>	<b>Phase 2</b>	<b>Phase 3</b>
<b>En travée de rive.</b>	15,6	25,3	55,8
<b>Sur l'appui intermédiaire.</b>	- 20,1	- 32,4	- 66,6
<b>A mi-travée centrale.</b>	4,6	7,3	34,1

**P** : force de précontrainte dans la section à une phase de construction égale à :

$$P = n_{\text{Câbles}} \times P_0(1 - \Delta P) \times P\% ;$$

Tel que :

$$P_0 = 3,348 \text{ MN}$$

P% : Pourcentage de mise en tension.

ΔP : Perte de précontrainte.

P : est donnée dans le tableau suivant :

Tableau. I. 12 : Force de précontrainte dans les trois phases de construction.

P (MN)	Phase 1	Phase 2	Phase 3
En travée de rive.	34,20	72,94	72,94
Sur l'appui intermédiaire.	35,51	72,94	69,46
A mi-travée central.	34,35	70,26	70,26

$M_{Hyp}$  : les moments hyperstatiques dus à la précontrainte est égale à :

- $0,16 \frac{x}{l} \times P$  : en travées de rive ;
- $0,16 \times P$  : en travée intermédiaire.

#### I.10.4. Vérification des contraintes à la phase 1 :

Tableau. I. 13 : Vérification des contraintes à la phase 1.

Désignation	En travée de rive	Sur l'appui intermédiaire	A mi-travée centrale
e (m)	0,812	0,558	0,812
V (m)	0,660	0,682	0,660
V' (m)	0,940	0,918	0,940
B (m <sup>2</sup> )	12,436	12,436	12,436
I <sub>nette</sub> (m <sup>4</sup> )	2,726	2,825	2,726
P (MN)	34,20	35,51	34,35
M <sub>Max</sub> (MN.m)	15,6	20,1	4,6
M <sub>Hyp</sub> (MN.m)	2,19	5,68	5,49

$\sigma_{\text{sup}}$ (MPa)	0,33	4,14	-1,54
$\sigma_{\text{inf}}$ (MPa)	6,2	1,11	8,89
<b>Vérification</b>	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**I.10.5. Vérification des contraintes à la phase 2 :**

Tableau. I. 14 : Vérification des contraintes à la phase 2.

Désignation	En travée de rive	Sur l'appui intermédiaire	A mi-travée centrale
<b>e (m)</b>	0,812	0,558	0,812
<b>V (m)</b>	0,660	0,682	0,660
<b>V' (m)</b>	0,940	0,918	0,940
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	12,436	12,436	12,43
<b>I<sub>nette</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	2,726	2,825	2,726
<b>P (MN)</b>	72,94	69,46	70,26
<b>M<sub>Max</sub> (MN.m)</b>	25,3	32,4	7,3
<b>M<sub>Hyp</sub> (MN.m)</b>	4,67	11,11	10,2
$\sigma_{\text{sup}}$ (MPa)	-1,21	9,8	-2,66
$\sigma_{\text{inf}}$ (MPa)	15,93	0,1	18,93
<b>Vérification</b>	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**I.10.6. Vérification des contraintes à la phase 3 :**

Tableau. I. 15 : Vérification des contraintes à la phase 3.

Désignation	En travée de rive	Sur l'appui intermédiaire	A mi-travée centrale
<b>e (m)</b>	0,812	0,558	0,812
<b>V (m)</b>	0,660	0,682	0,660
<b>V' (m)</b>	0,940	0,918	0,940
<b>B (m<sup>2</sup>)</b>	12,436	12,436	12,436
<b>I<sub>nette</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	2,726	2,825	2,726
<b>P (MN)</b>	72,94	69,46	70,26
<b>M<sub>Max</sub> (MN.m)</b>	55,8	-66,6	34,1
<b>M<sub>Hyp</sub> (MN.m)</b>	4,67	11,11	11,24
<b><math>\sigma_{sup}</math> (MPa)</b>	6,16	1,52	2,82
<b><math>\sigma_{inf}</math> (MPa)</b>	5,91	10,99	10,12
<b>Vérification</b>	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Conclusion**

Les contraintes de compression et de traction ne dépassent pas les contraintes admissibles citées dans *Tableau. I.10 : Les contraintes admissibles dans le béton*, cependant il faut vérifier le ferrailage longitudinal pour reprendre les efforts de traction (cette vérification se fait dans le *chapitre II : Ferrailage passif de la dalle*).

### I.11. Disposition des câbles :

Le nombre de câbles de précontrainte est très grand, on ne peut les disposer sur la même nappe. Donc nous devons les disposer sur deux nappes en respectant :

- L'entraxe minimal de l'ancrage et le bord égale à 25 cm.
- L'entraxe minimal entre ancrage est égal à 40 cm.

#### I.11.1. Choix de disposition

- Nous prendrons l'entraxe de 40 cm entre les câbles de la nappe supérieure et les câbles de la nappe inférieure.
- Nous prendrons l'entraxe des ancrages de 40 cm horizontalement, et l'entraxe de l'ancrage et le bord égal à 60 cm
- Nous disposons 15 câbles dans la nappe supérieure et 13 câbles dans la nappe inférieure.

#### I.11.2. Détermination de la position des câbles :

On va déterminer la position des câbles de précontrainte de la nappe supérieure et de la nappe inférieure.

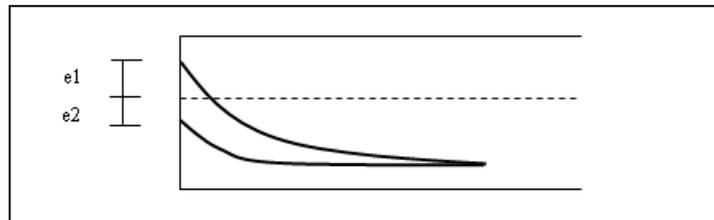


Figure. I. 7 : Disposition des câbles.

$$\begin{cases} e_1 + e_2 = 40 \text{ cm} \\ 15e_1 = 13e_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e_1 = 18,57 \text{ cm} \\ e_2 = 21,43 \text{ cm} \end{cases}$$

#### I.11.3. L'équation des câbles :

Les deux nappes de câbles ont une équation d'une parabole de la forme :

$$e(x) = e_m \left[ 1 - \left( \frac{x}{a} \right)^2 \right]$$

Avec : a = 10 m

**I.11.3.1. Nappe supérieure :**

On a :  $e'_m = e_m + e_1 = 0,998 \text{ m}$

Donc :

$$e_s(x) = 0,998 \left[ 1 - \left( \frac{x}{10} \right)^2 \right]$$

$$e_s(x) = 0,998 - 9,98 \times 10^{-3} \cdot x^2$$

**I.11.3.2. Nappe inférieure :**

On a :  $e'_m = e_m - e_2 = 0,598 \text{ m}$

Donc :

$$e_s(x) = 0,598 \left[ 1 - \left( \frac{x}{10} \right)^2 \right]$$

$$e_s(x) = 0,598 - 5,98 \times 10^{-3} \cdot x^2$$

**Conclusion :**

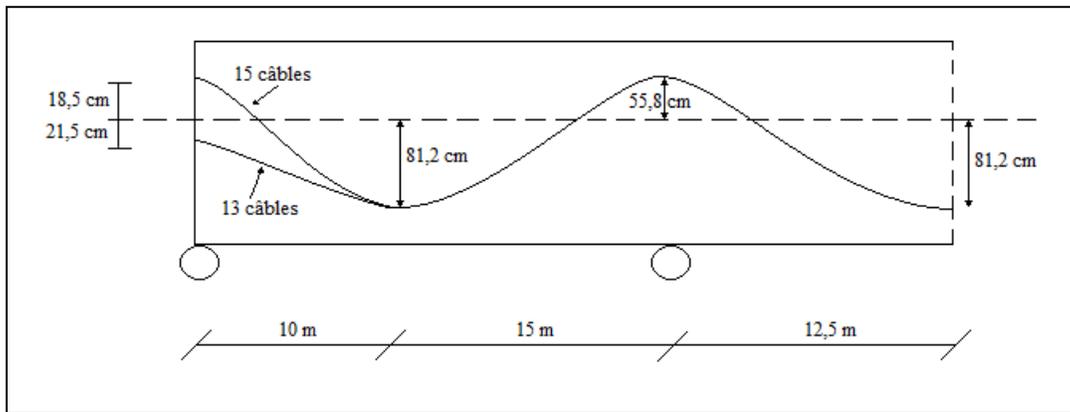


Figure. I. 8 : Disposition finale des câbles.

Ce chapitre nous a permis de calculer le nombre de câbles de précontrainte nécessaire, ainsi que leur tracé qui est schématisé dans la figure ci-dessus (*Figure : I. 8 : Disposition finale des câbles*). Nous avons aussi vérifié que les contraintes dans les différentes phases de construction respectaient les contraintes admissibles, cependant le chapitre suivant est consacré aux calculs des ferrillages passifs et la vérification des contraintes de traction obtenues après la mise en tension des câbles de précontrainte.

# Chapitre II

## Ferrailage passif de la dalle

Dans ce chapitre, nous allons calculer les quantités d'armature nécessaires pour le ferrailage des différentes sections de la dalle selon les règlements B.A.E.L.91 révisé 99 (1999).

## II.1. Ferrailage longitudinale de la dalle

Dans le sens longitudinal, les efforts de traction sont repris principalement par la précontrainte, son premier rôle est de combler la faiblesse du béton à supporter ces efforts. Et de ce point la dalle ne nécessite pas de ferrailage passif longitudinal, cependant la condition de non-fragilité du béton exige une quantité minimum d'armature pour palier le problème de fissuration du béton.

### II.1.1. Condition de non-fragilité

Selon le règlement B.A.E.L.91, la condition de non-fragilité s'écrit :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 1,44 \text{ m}$$

Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 144 \times \frac{2,7}{400} = 22,36 \text{ cm}^2$$

Alors, nous aurons :

Ferrailage supérieur : **6HA22** par mètre ;

Ferrailage inférieur : **6HA22** par mètre.

### II.1.2. Vérification des sections tendues

Dans le 'Chapitre I : Etude de la précontrainte', nous avons trouvé que les fibres supérieures des sections en travée de rive et à mi-travée centrale sont tendues, donc nous devons vérifier que le ferrailage calculé précédemment soit suffisant.

### II.1.2.1. Vérification de la section en travée de rive

Nous avons trouvé une contrainte de traction égale à  $\sigma_{sup} = 1,21 \text{ MPa}$ ,

$$\frac{x}{1,21} = \frac{1,6 - x}{15,93} \Rightarrow x = 0,113$$

$$F = \frac{1,21 \times 0,113}{2} \times 1 = 0,068 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,068}{400/1,15} = 1,96 \text{ m}^2 \text{ par mètre}$$

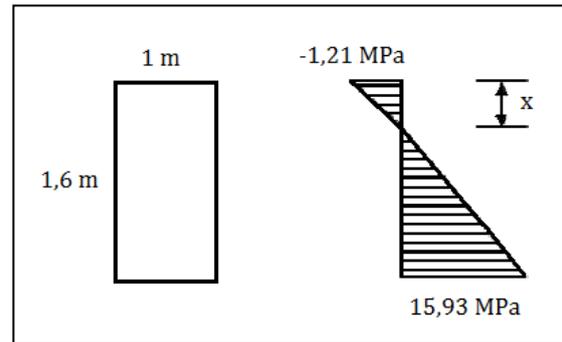


Figure. II. 1: Schéma des contraintes en travée de rive.

La quantité d'armature selon la condition de non-fragilité peut reprendre l'effort de traction, donc il n'est pas nécessaire de prévoir des aciers supplémentaires.

### II.1.2.2. Vérification de la section à mi-travée intermédiaire :

Nous avons trouvé une contrainte de traction égale à  $\sigma_{sup} = 3,66 \text{ MPa}$ ,

$$\frac{x}{3,66} = \frac{1,6 - x}{18,95} \Rightarrow x = 0,259$$

$$F = \frac{3,66 \times 0,259}{2} \times 1 = 0,474 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{0,474}{400/1,15} = 13,6 \text{ m}^2 \text{ par mètre}$$

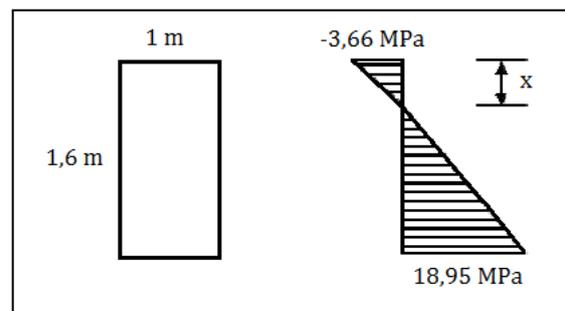


Figure. II. 2 : Schéma des contraintes à mi-travée intermédiaire.

La même remarque que précédemment s'applique, la quantité d'armature selon la condition de non-fragilité peut reprendre l'effort de traction.

## II.2. Ferrailage transversal de la dalle

### II.2.1. Détermination des moments transversaux

Le calcul des efforts transversaux dans la dalle se fait avec le logiciel **CSiBridge**. Le logiciel nous donne une cartographie des moments transversaux.

Les moments transversaux les plus défavorables sont obtenus par la combinaison d'actions à l'Etat Limite Ultime (E.L.U.) suivante :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 Gr12 + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1$$

Et à l'Etat Limite de Service (E.L.S.), les moments les plus défavorables sont obtenus par la combinaison d'action :

$$G_{\max} + G_{\min} + Gr12 + 0,8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$$

Les valeurs obtenues sont rédigées dans le tableau suivant :

Tableau. II. 1: Valeurs des moments transversaux.

Désignation	Moments transversaux ( $10^3$ kN.m)		
	A mi-travée de rive	A l'appui intermédiaire	A mi-travée centrale
A l'E.L.U.	9,66	-5,37	6,41
A l'E.L.S.	6,98	-4,17	4,47

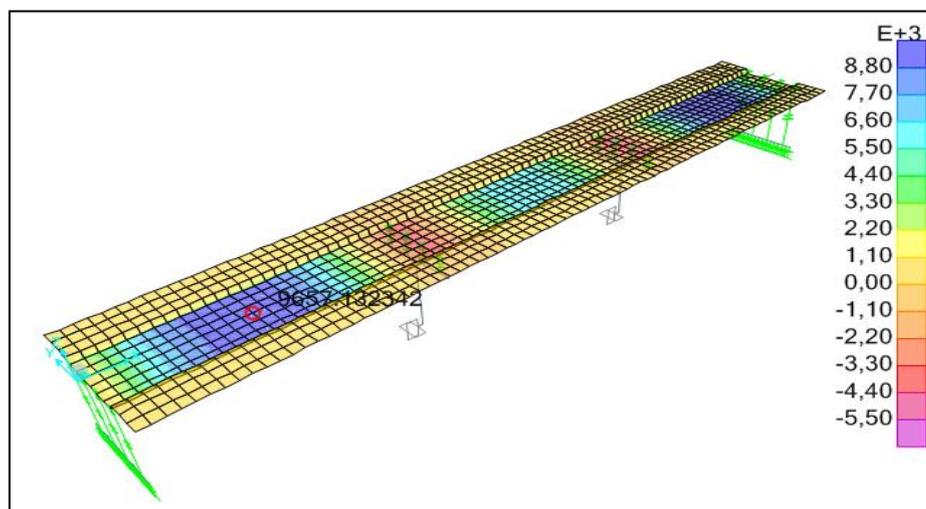


Figure. II. 3: La cartographie des moments transversaux (à l'E.L.U.)

## II.2.2. Calcul du ferrailage transversal

### II.2.2.1. A mi-travée de rive

Les moments obtenus sont :

A l'E.L.U. :  $M_u = 9,66$  MN.m

A l'E.L.S. :  $M_{ser} = 6,98$  MN.m

Le calcul de la section d'armature se fait avec le logiciel **SOCOTEC** suivant le règlement B.A.E.L.91, et on trouve :

A l'E.L.U. : Ferrailage supérieur :  $A_s = 0 \text{ cm}^2$

Ferrailage inférieur :  $A'_s = 35,6 \text{ cm}^2$

- **Condition de non-fragilité :**

Selon le règlement B.A.E.L.91, la condition de non-fragilité s'écrit :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 1,44 \text{ m}$$

Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 144 \times \frac{2,7}{400} = 22,36 \text{ cm}^2$$

Alors, nous aurons :

Ferrailage supérieur :  $A_s = 22,36 \text{ cm}^2$

Ferrailage inférieur :  $A'_s = 35,6 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'E.L.S.**

On a :

$$M_{\text{ser}} = 6,98 \text{ MN.m}$$

On est dans le cas des fissurations préjudiciables. On doit s'assurer que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles pour le béton et l'acier.

- Contraintes du béton des fibres inférieures :  $\sigma'_b = 0 \leq \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa}$
- Contraintes du béton des fibres supérieures :  $\sigma_b = 4,1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa}$
- Contraintes des armatures inférieures :  $\sigma'_s = 225,8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 228,6 \text{ MPa}$
- Contraintes des armatures supérieures :  $\sigma_s = 52,5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors nous adoptons un :

- Ferrailage supérieur : **6HA22** par mètre ;
- Ferrailage inférieur : **6HA32** par mètre.

### II.2.2.2. A l'appui intermédiaire

Les moments obtenus sont :

$$\text{A l'E.L.U. : } M_u = -5,37 \text{ MN.m}$$

$$\text{A l'E.L.S. : } M_{ser} = -4,17 \text{ MN.m}$$

Nous suivons le même procédé qu'avant. Les résultats trouvés sont :

$$\text{A l'E.L.U. : Ferrailage supérieur : } A_s = 20,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage inférieur : } A'_s = 0 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité**

$$A_{s,min} \geq 22,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage supérieur : } A_s = 22,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage inférieur : } A'_s = 22,36 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'E.L.S.**

$$\text{Contraintes du béton des fibres inférieures : } \sigma'_b = 2,9 \leq \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa}$$

$$\text{Contraintes du béton des fibres supérieures : } \sigma_b = 0 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa}$$

$$\text{Contraintes des armatures inférieures : } \sigma'_s = 211,8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 228,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Contraintes des armatures supérieures : } \sigma_s = 35,9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors nous adoptons un :

- Ferrailage supérieur : **6HA22** par mètre ;
- Ferrailage inférieur : **6HA22** par mètre.

### II.2.2.3. A mi-travée centrale

Les moments obtenus sont :

$$\text{A l'E.L.U. : } M_u = 6,41 \text{ MN.m}$$

$$\text{A l'E.L.S. : } M_{ser} = 4,47 \text{ MN.m}$$

Nous suivons le même procédé qu'avant. Les résultats trouvés sont :

A l'E.L.U. : Ferrailage supérieur :  $A_s = 0 \text{ cm}^2$

Ferrailage inférieur :  $A'_s = 23,5 \text{ cm}^2$

- **Condition de non-fragilité**

$$A_{s,\min} \geq 22,36 \text{ cm}^2$$

Ferrailage supérieur :  $A_s = 22,36 \text{ cm}^2$

Ferrailage inférieur :  $A'_s = 23,5 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'E.L.S.**

Contraintes du béton des fibres inférieures :  $\sigma'_b = 0 \leq \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa}$

Contraintes du béton des fibres supérieures :  $\sigma_b = 3,1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa}$

Contraintes des armatures inférieures :  $\sigma'_s = 216,3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 228,6 \text{ MPa}$

Contraintes des armatures supérieures :  $\sigma_s = 37,9 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors nous adoptons un :

- Ferrailage supérieur : **6HA22** par mètre ;
- Ferrailage inférieur : **6HA24** par mètre.

### **II.3. Justification de la dalle aux contraintes tangentielles**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Il est théoriquement nécessaire d'effectuer les vérifications aux états limites ultime et de service, les phénomènes dus à l'effort tranchant étant nettement moindres à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

#### **II.3.1. Détermination de l'effort tranchant**

La détermination des efforts tranchants aux différentes sections de la dalle se fait avec le logiciel **CSiBridge**. Les résultats obtenus sont sous la forme d'une enveloppe des efforts tranchants.

Les combinaisons qui donnent les efforts tranchants les plus défavorables sont :

- A l'E.L.U. :  $1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,45 Gr12 + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1$
- A l'E.L.S. :  $G_{\max} + G_{\min} + Gr12 + 0,8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$

Les valeurs obtenues sont rédigés dans le tableau suivant :

Tableau. II. 2: Valeurs de l'effort tranchant.

Désignation	Efforts tranchants (MN)	
	Sur appui de rive	Sur appui intermédiaire
A l'E.L.U.	14,6	19,7
A l'E.L.S.	10,4	12,8

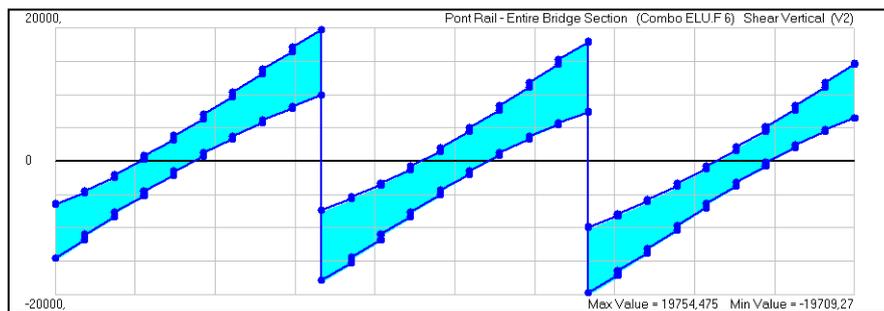


Figure. II. 4: Enveloppe des efforts tranchants à l'E.L.U. (kN)

### II.3.2. Calcul du ferrailage de l'effort tranchant

#### II.3.2.1. Ferrailage de la section sur appui de rive

Il faut calculer la contrainte tangentielle et vérifier l'expression :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

- Calcul de  $\tau_u$  :

La contrainte tangentielle se calcul par la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant à l'E.L.U. = 14,6 MN.

L'application numérique nous donne :

$$\tau_u = 1,69 \text{ MPa}$$

- **Vérification :**

Compte tenu des valeurs de  $v$  et  $\gamma_b$  à considérer, le règlement impose la vérification suivante :  
Dans le cas de fissuration préjudiciable, nous proposons des armatures droites ( $45^\circ$ ), donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

Avec :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

Donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Calcul de la section d'acier :**

L'espacement  $S_t$  des cours successifs d'armatures transversales d'âme doit vérifier :

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 40 \text{ cm}$$

D'autre par le diamètre des armatures d'âme doit être inférieure aux valeurs suivantes :

$$\theta_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \theta_l \right)$$

$$\theta_t \leq 22 \text{ mm}$$

Le pourcentage minimum d'armatures transversales ( $\rho_t$ ) dans l'âme doit vérifier la relation suivante :

$$\rho_t \geq \frac{\tau_u}{0,8f_e}$$

Avec :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b \cdot S_t}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq \frac{\tau_u \cdot b \cdot S_t}{0,8f_e}$$

On adopte un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow A_t = 63,4 \text{ cm}^2$

### II.3.2.2. Ferrailage de la section sur appui intermédiaire :

On a :

$$V_u = 19,7 \text{ MN.}$$

Nous suivons la même méthodologie que précédemment, nous obtenons :

$$\tau_u = 2,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{Donc : } A_t = 85,5 \text{ cm}^2$$

### Conclusion :

Nous adoptons :

- Pour la section sur appui de rive : **HA18** espacés de 20 cm.
- Pour la section sur appui intermédiaire : **HA22** espacés de 20 cm.

## II.4. Ferrailage des encorbellements

Les encorbellements sont sollicités par les charges et les surcharges suivantes:

- Le poids propre des encorbellements ;
- Le poids propre des équipements ;
- Les surcharges sur trottoir et garde-corps.

### II.4.1. Calcul des efforts dans les sections d'encastrement

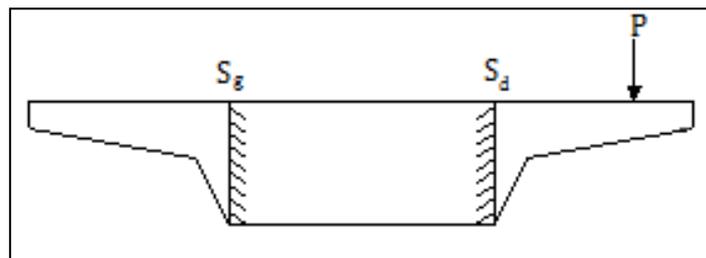


Figure. II. 5: Coupe transversale de la dalle.

Pour le calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants dus aux charges et surcharges, on suppose que les encorbellements sont encastres à la dalle au niveau des sections  $S_d$  et  $S_g$ , les sollicitations  $M$  et  $T$  dues à une charge linéaire  $P(x)$  appliquée sur l'encorbellement au droit d'une section 'S' excentré de "e" par rapport à  $S_d$  sont données par :

$$\begin{cases} M = -P(x).e \\ T = -P(x) \end{cases}$$

Dans le cas d'une charge répartie généralement, on a  $P(x) = p$  : densité de charge linéaire constante.

II.4.2. Calcul des charges et surcharges

II.4.4.1. Calcul du poids propre de l'encorbellement

On devise l'encorbellement en quatre sections ; comme le montre la figure suivante :

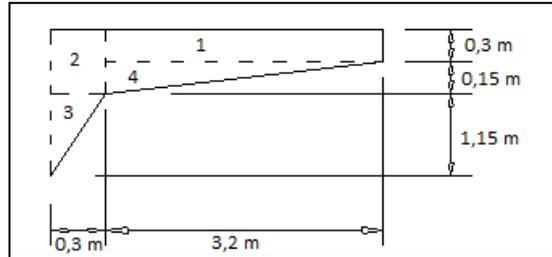


Figure. II. 6 : Coupe transversale de l'encorbellement.

Tableau. II. 3 : Calcul de centre de gravité de l'encorbellement.

Sections	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$X_i \cdot S_i$ (m <sup>3</sup> )	$Y_i S_i$ (m <sup>3</sup> )
1	1,900	0,150	0,9600	1,8240	0,1440
2	0,150	0,225	0,1350	0,0203	0,0304
3	0,100	0,833	0,1725	0,0173	0,1437
4	1,370	0,350	0,2400	0,3288	0,0840
$\Sigma$	/	/	<b>1,5075</b>	2,1903	0,4021

$$X_G = 1,453 \text{ m}$$

$$Y_G = 0,267 \text{ m}$$

Le poids propre de l'encorbellement est égal à :  $P_p = S \times \rho_B = 3,769 \text{ t/ml}$

Donc :

$$M = -P \cdot X_G = - 5,476 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P = - 3,769 \text{ t/ml}$$

• Poids propre du trottoir avec corniche

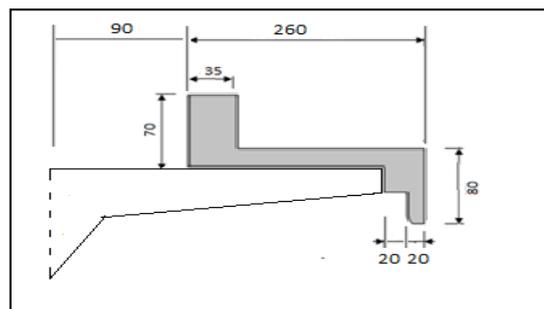


Figure. II. 7: Coupe transversale du trottoir avec corniche.

Tableau. II. 4 : Calcul du centre de gravité du trottoir avec corniche.

Sections	Si	Xi	Si.Xi
1	0,245	1,075	0,2634
2	0,450	2,375	1,0688
3	0,060	3,200	0,1920
4	0,060	3,400	0,2040
$\Sigma$	0,815	/	1,7281

$$X_G = 1,408 \text{ m}$$

Le poids propre du trottoir avec corniche est égal à :

$$P_t = 4,225 \text{ t/ml}$$

Donc :

$$M = -P_t \cdot X_G = - 5,949 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P_t = - 4,225 \text{ t/ml}$$

- **Poids du garde-corps :**

$$P_{G.C} = 0,065 \text{ t/ml}$$

Avec :  $X_G = 3,5 \text{ m}$

Donc :

$$M = -P_{G.C} \cdot X_G = - 0,227 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P_{G.C} = - 0,065 \text{ t/ml}$$

- **Poids du ballast :**

Le poids volumique du ballast qu'on prend en considération est égal à  $\rho_{\text{Ballast}} = 1,75 \text{ t/m}^3$  (poids propre du ballast sans les traverses des rails), donc :

$$P_{\text{Ballast}} = \rho_{\text{Ballast}} \times S ; \text{ avec } S = 1,17 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{Ballast}} = 2,048 \text{ t/ml}$$

Et :  $X_G = 0,7 \text{ m}$

Donc :

$$M = -P_{\text{Ballast}} \cdot X_G = - 1,434 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P_{\text{Ballast}} = - 2,048 \text{ t/ml}$$

#### II.4.4.2. Surcharges sur trottoir

$$P_{AQS} = 0,45 \text{ t/m}^2 \Rightarrow P = 1 \times P_{AQS} = 1,2 \times 0,45 = 0,54 \text{ t/ml}$$

$$\text{Avec : } X_G = 2,9 \text{ m}$$

Donc :

$$M = -P \cdot X_G = - 1,566 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P = - 0,54 \text{ t/ml}$$

#### II.4.4.3. Surcharges sur le garde-corps

$$P = 0,11 \text{ t/ml}$$

$$\text{Avec : } X_G = 3,5 \text{ m}$$

Donc :

$$M = -P \cdot X_G = - 0,385 \text{ t.m/ml}$$

$$T = -P = - 0,11 \text{ t/ml}$$

#### Remarque :

Les surcharges ferroviaires sont en dehors de la zone d'encorbellement, donc on ne prend pas en considération leurs effets.

#### II.4.3. Combinaisons d'actions :

##### A l'E.L.U. :

$$\begin{aligned} M_U &= 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35 \times (- 5,476 - 5,949 - 0,227 - 1,434) + 1,5 \times (- 1,566 - 0,385) \\ &= - 20,59 \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_U &= 1,35 T_G + 1,5 T_Q = 1,35 \times (- 3,769 - 4,225 - 0,065 - 2,048) + 1,5 \times (- 0,54 - 0,11) \\ &= 14,62 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

##### A l'E.L.S. :

$$M_{ser} = M_G + M_Q = - 5,476 - 5,949 - 0,227 - 1,434 - 1,566 - 0,385 = - 15,04 \text{ t.m/ml}$$

$$T_{ser} = T_G + T_Q = - 3,769 - 4,225 - 0,065 - 2,048 - 0,54 - 0,11 = 10,76 \text{ t/ml}$$

#### II.4.4. Calcul du ferrailage de flexion

Le ferrailage des sections dangereuses des encorbellements  $S_D$  et  $S_G$  définies précédemment (Voir Figure X.5 : Coupe transversale de la dalle), se fait avec le logiciel **SOCOTEC** suivant les règles B.A.E.L. 91.

##### II.4.4.1. Calcul à l'E.L.U. :

En introduisant dans le logiciel les valeurs des charges et surcharges à l'E.L.U., nous obtenons :

Les armatures supérieures :  $A_s = 4,76 \text{ cm}^2$

Les armatures inférieures :  $A' = 4,12 \text{ cm}^2$

#### Condition de non fragilité :

Selon le règlement B.A.E.L.91, on a :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,9h = 1,44 \text{ m}$$

Donc :

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 144 \times \frac{2,7}{400}$$

$$A_{s,\min} \geq 22,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non - fragilité n'est pas vérifiée.}$$

Donc : on prend **6HA22** soit  $22,81 \text{ cm}^2$  par mètre pour le ferrailage supérieur.

#### Conclusion :

Nous adoptons un ferrailage :

- La nappe supérieure **6HA22** par mètre
- La nappe inférieure **6HA10** par mètre.

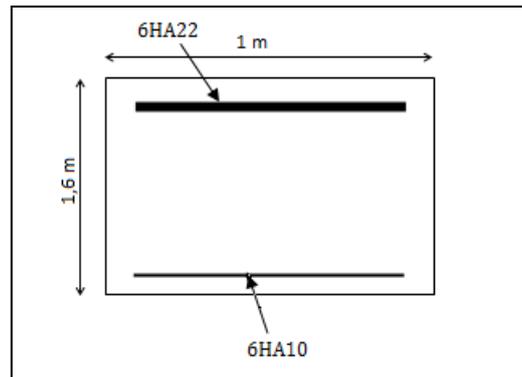


Figure. II. 8 : Ferrailage de la section d'encastrement des encorbellements.

#### II.4.4.2. Vérification à l'E.L.S. :

On a :

$$M_{ser} = - 150,4 \text{ kN/ml}$$

$$T_{ser} = 107,6 \text{ kN}$$

On est dans le cas des fissurations préjudiciables. On doit s'assurer que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles pour le béton et l'acier.

$$\text{Contraintes du béton des fibres inférieures : } \sigma'_b = 0 \leq \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa}$$

$$\text{Contraintes du béton des fibres supérieures : } \sigma_b = 1,2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 21 \text{ MPa}$$

$$\text{Contraintes des armatures inférieures : } \sigma'_s = 206 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 228,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Contraintes des armatures supérieures : } \sigma_s = 10,6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Toutes contraintes sont respectées, donc on garde le même ferrailage défini à l'E.L.U.

#### II.4.5. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = - 0,1462 \text{ MN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,102 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \text{Min} (0,15 f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissurations préjudiciable) ;}$$

$$\tau_u = 0,102 \text{ MPa} \leq 3,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifier}$$

Section minimale d'armature d'âme :

$$S_{t,Max} \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\Phi \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \Phi_L) = 16 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

$$K = 0$$

$$\alpha = 90^\circ$$

Et on choisit :  $S_t = 20$  cm.

On obtient :

$$A_t \geq 0,64 \text{ cm}^2$$

Vérification du pourcentage minimal : (condition de non-fragilité)

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

Donc :

$$A_t \geq 2 \text{ cm}^2$$

Soit **4 épingles de HA8** avec  $S_t = 20$  cm.

## II.5. Schéma de ferrailage de la dalle :

En plus du ferrailage calculé auparavant, les prescriptions de l'article 6.1.3.1 du règlement B.P.E.L. relatives aux armatures de peau préconisent, sous réserve de modification selon le livret 2.01 de la S.N.C.F. concernant les sections minimales requises par mètre :

- Armatures disposées parallèlement à la fibre moyenne :  $4,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (au lieu de 3) ;
- Armatures disposées parallèlement à la section transversale :  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (au lieu de 2).

Donc :

- Pour les armatures de peau parallèles à la fibre moyenne, on adopte 3HA16/ml.
- Pour les armatures de peau parallèles à la section transversale, on adopte 4HA10/ml.

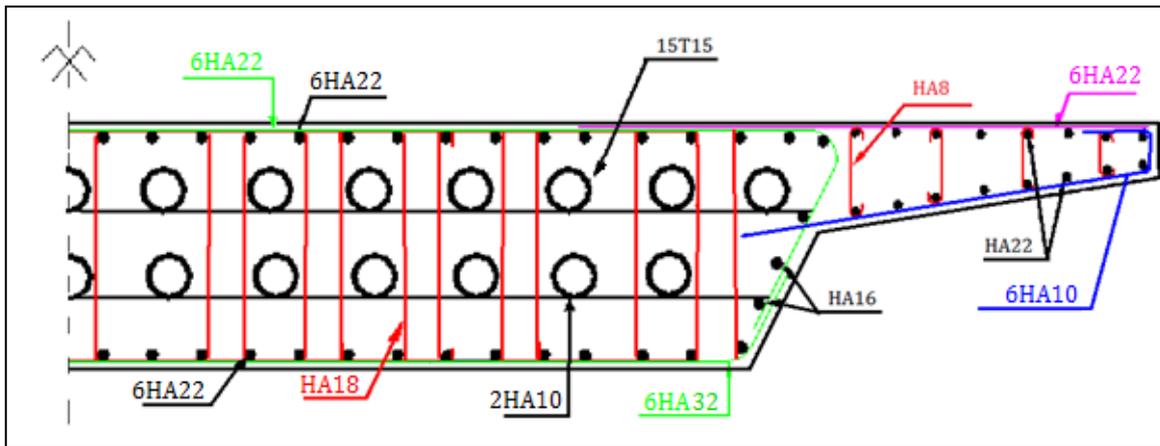


Figure. II. 9: Schéma de ferrailage en travée.

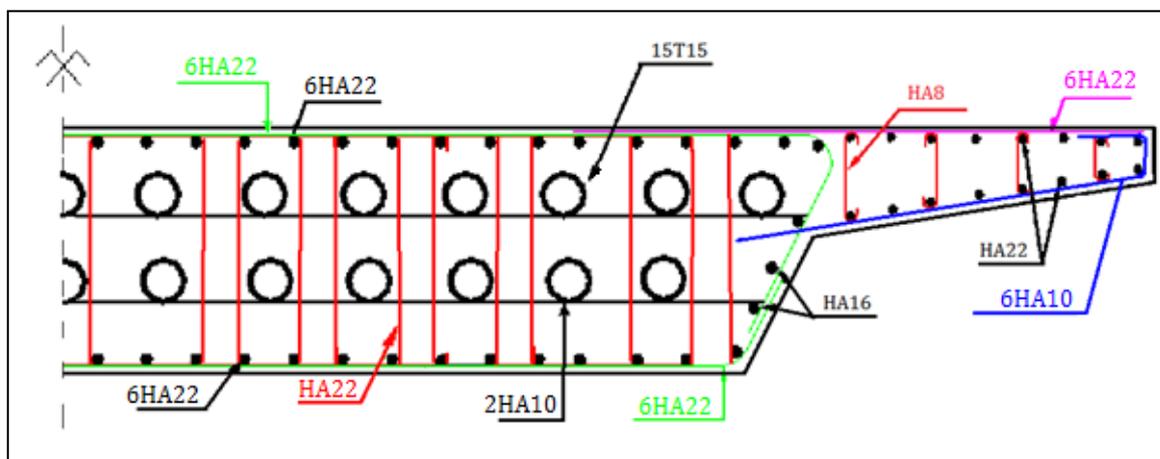


Figure. II. 10 : Schéma de ferrailage sur appui intermédiaire.

## II.6. Vérification et ferrailage de la zone d'about :

### II.6.1. Généralité :

Lorsque des armatures de précontrainte sont ancrées dans une section  $S_a$  d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes ne peut être obtenue à partir des hypothèses usuelles de résistance des matériaux, la zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité et pour que la mise en tension peut être exécutée sans aucune difficulté.

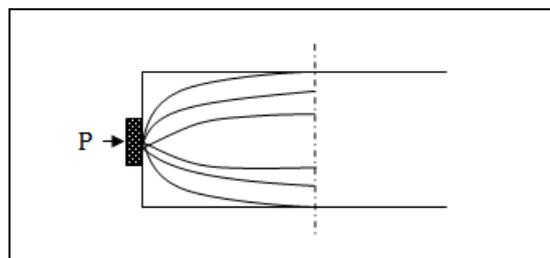


Figure. II. 11 : Diffusion de la précontrainte ligne de force.

De nombreux essais ont montré qu'il existe deux zones de béton tendu :

- Une zone de surface en forme d'onglet où les efforts centripètes sont faibles ;
- Une zone centrale, appelée rognon d'éclatement.

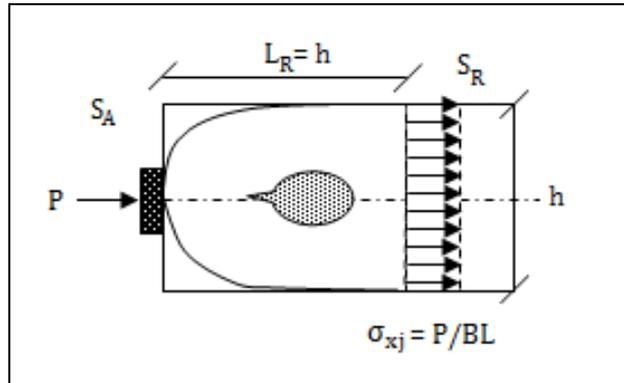


Figure. II. 12: Zone de béton tendu sous l'action de la précontrainte.

### II.6.2. Zone de régularisation des contraintes :

C'est la zone dans laquelle la distribution des contraintes passe d'une distribution discontinue à une distribution linéaire.

Les règles de B.P.E.L. 91 commencent par dissocier dans la zone de régularisation l'effet de l'ancrage des armatures, des effets de l'effort tranchant et de la réaction d'appui.

Pour simplifier également l'étude de la diffusion, on dissocie :

- Les effets locaux, qui se produisent au voisinage des corps d'ancrage à chaque niveau d'ancrage (effets de surface, effet d'éclatement).
- Les effets de la distribution des corps d'ancrage, qui sont étudiés en évaluant les efforts globaux dits d'équilibre général appliqués à des sections de la zone de régularisation parallèles à la fibre moyenne de la pièce.

### II.6.3. Frettage primaire

Un frettage primaire type est donné dans les fiches techniques du système d'ancrage **DYWIDAG** pour chaque ancrage. Il est sous la forme de frettes spirales ou croisées. Ces spirales sont justifiées par des essais qui sont faits sur des blocs isolés.

D'après la fiche technique du système d'ancrage **DYWIDAG** utilisé, les frettes spirales ont un diamètre de 14 mm et le nombre de tours est de 6 avec un espacement (pas) de 65 mm, et de hauteur de 380 mm

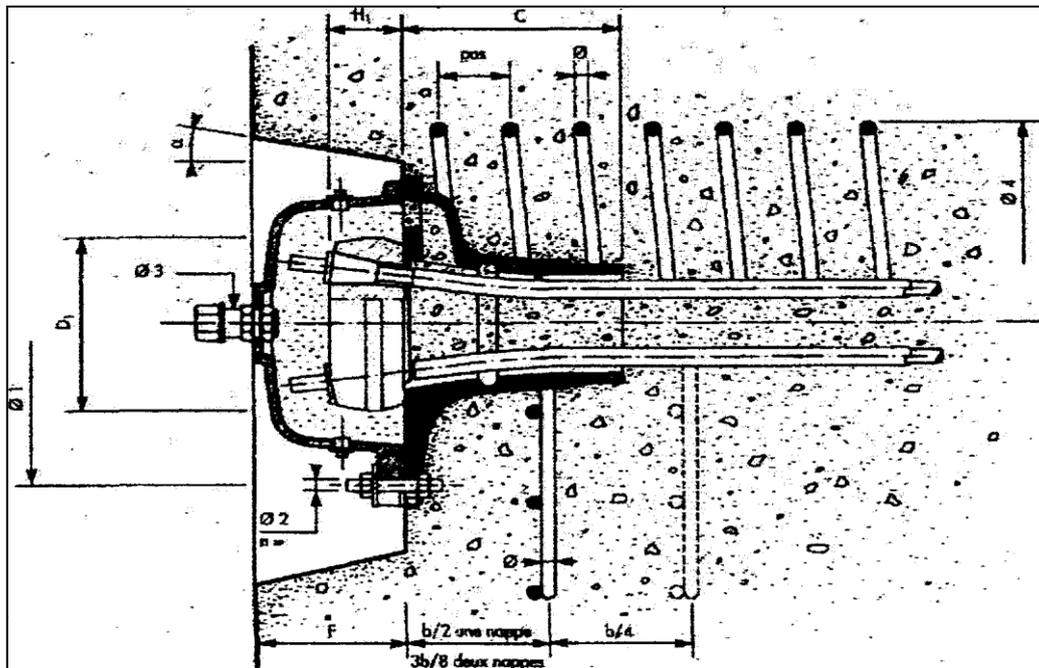


Figure. II. 13 : Ancrage d'about.

#### II.6.4. Frettage de surface :

Les frettages doivent résister aux résultantes des contraintes de traction dues aux effets de la localisation des forces exercées par les ancrages et qui se développent sur des plans passant par ces ancrages.

La mise en tension des câbles se fait à 100%, et dans la zone d'about la force de précontrainte est égale à :

$$P = P_0 - \Delta P$$

$$P = 3,348 \times (1 - 0,249)$$

$$P = 2,514 \text{ MN}$$

La quantité d'armature est donnée par la relation :

$$A_s = 0,04 \times \frac{\text{Max}(F_{j0})}{\sigma_{s \text{ lim}}} \quad (\text{B. P. E. L. 91 Annexe 1.2})$$

Avec :

$F_{j0}$  représente la force à l'origine ancrée au niveau  $j$  du panneau étudié ;

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} \times f_e = 266,7 \text{ MPa} ;$$

**II.6.4.1. Horizontalement :**

La nappe supérieure : (15 câbles)

$$A_{shs} = 0,04 \times \frac{15 \times 2,514}{266,7} = 66,55 \text{ cm}^2$$

Soit : **9HA32**

La nappe inférieure : (13 câbles)

$$A_{shi} = 0,04 \times \frac{13 \times 2,514}{266,7} = 49,02 \text{ cm}^2$$

Soit : **7HA32**

**II.6.4.2. Verticalement :**

$$A_{sv} = 0,04 \times \frac{28 \times 2,514}{266,7} = 105,7 \text{ cm}^2$$

Soit : **28HA22**

**II.6.5. Effet d'éclatement :**

Nous déterminons les zones de régularisation, en admettant que la longueur de régularisation  $l_r$  est voisine de  $h$  (Voir *Figure. 12 : Zone de béton tendu sous l'action de la précontrainte.*).

On distingue :

- Une zone de première régularisation pour chaque ancrage à l'intérieur du premier prisme  $d_i$ .
- Une zone d'équilibre général.

Les valeurs des  $d_i$ , étant définies comme étant les intervalles des ancrages (ou  $\frac{1}{2}$  distances aux parois les plus proches)

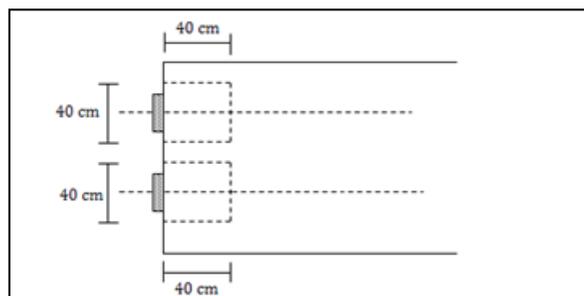


Figure. II. 14: Zone de régularisation des contraintes.

La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton.
- Le ferrailage d'éclatement.

### II.6.5.1. Contrainte de compression du béton :

La contrainte de compression longitudinale du béton dans la zone de première régularisation  $\sigma_{xj}$  à la distance  $d_j$  de la section d'about, est calculée par la formule :

$$\sigma_{xj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj} \quad (\text{B. P. E. L. 91 Annexe 1.2})$$

Avec :

$d_j$  = La hauteur du prisme associé au niveau d'ancrage  $j$  ;

$f_{j0}$  : la force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau  $j$ .

#### Nappe supérieure :

Au 3<sup>e</sup> jour :

$$\sigma_{xj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} = \frac{15 \times 2,514 \times 0,6}{6 \times 0,4} = 9,43 \text{ MPa} \leq \frac{2}{3} f_{c3} = 9,66 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Au 28<sup>e</sup> jour :

$$\sigma_{xj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} = \frac{15 \times 2,514}{6 \times 0,4} = 15,71 \text{ MPa} \leq \frac{2}{3} f_{c28} = 23,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

#### Nappe inférieure :

Au 3<sup>e</sup> jour :

$$\sigma_{xj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} = \frac{13 \times 2,514 \times 0,6}{6 \times 0,4} = 8,17 \text{ MPa} \leq \frac{2}{3} f_{c3} = 9,66 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Au 28<sup>e</sup> jour :

$$\sigma_{xj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} = \frac{13 \times 2,514}{6 \times 0,4} = 13,62 \leq \frac{2}{3} f_{c28} = 23,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### II.6.5.2. Contrainte de traction du béton :

La contrainte de traction longitudinale du béton dans la zone de première régularisation  $\sigma_{tej}$  à la distance  $d_j$  de la section d'about, est calculée par la formule :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1,25 f_{tj} \quad (\text{B. P. E. L. 91 Annexe 1.2})$$

Avec :

$d_j$  : La hauteur du prisme associe au niveau d'ancrage j

$a_j$  : la dimension de la plaque d'ancrage au niveau j ( $a = 0,30$  m)

$f_{j0}$  : la force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau j.

#### Nappe supérieure :

Au 3<sup>e</sup> jour :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,3}{0,4} \right) \frac{15 \times 2,514 \times 0,6}{6 \times 0,4} = 1,18 \text{ MPa} \leq 1,25 f_{t3} = 1,83 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Au 28<sup>e</sup> jour :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,3}{0,4} \right) \frac{15 \times 2,514}{6 \times 0,4} = 1,97 \text{ MPa} \leq 1,25 f_{t28} = 3,375 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

#### Nappe inférieure :

Au 3<sup>e</sup> jour :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,3}{0,4} \right) \frac{13 \times 2,514 \times 0,6}{6 \times 0,4} = 1,02 \text{ MPa} \leq 1,25 f_{t3} = 1,83 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Au 28<sup>e</sup> jour :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{0,3}{0,4} \right) \frac{13 \times 2,514}{6 \times 0,4} = 1,71 \text{ MPa} \leq 1,25 f_{t28} = 3,375 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### II.6.5.3. Frettage d'éclatement :

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$R_j = 0,25 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) F_{j0} \quad (\text{B. P. E. L. 91 annexe 1.2})$$

Pour chaque niveau d'ancrage j, on calcule une section d'aciers d'éclatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \cdot \sigma_{s \text{ lim}}} \quad (\text{B. P. E. L. 91 annexe 1.2})$$

Donc :

$$A_{ej} = 0,25 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \cdot \left( \frac{F_{j0}}{K_j \cdot \sigma_s \text{ lim}} \right)$$

Avec :

Le coefficient  $K_j$  prenant les valeurs :

$K_j = 1$  si  $j$  est un niveau extrême ;

$K_j = 1,5$  si  $j$  est un niveau intermédiaire.

$$A_{e1} = 0,25 \left( 1 - \frac{0,3}{0,4} \right) \cdot \left( \frac{15 \times 2,514}{\frac{2}{3} \times 400} \right) = 88,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{e2} = 0,25 \left( 1 - \frac{0,3}{0,4} \right) \cdot \left( \frac{13 \times 2,514}{\frac{2}{3} \times 400} \right) = 76,60 \text{ cm}^2$$

$$A_e = \text{Sup} \begin{cases} \text{Max}(A_{ej}) \\ 0,15 \frac{\text{Max}(F_{j0})}{\sigma_s \text{ lim}} \end{cases} \Rightarrow A_e = \text{Sup} \begin{cases} 88,38 \text{ cm}^2 \\ 212,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_e = 212,12 \text{ cm}^2$$

Soit : **8 fois 6 cadres HA24** (sur la longueur de régularisation = 40 cm)

## II.7. Schéma de ferrailage de la zone d'about :

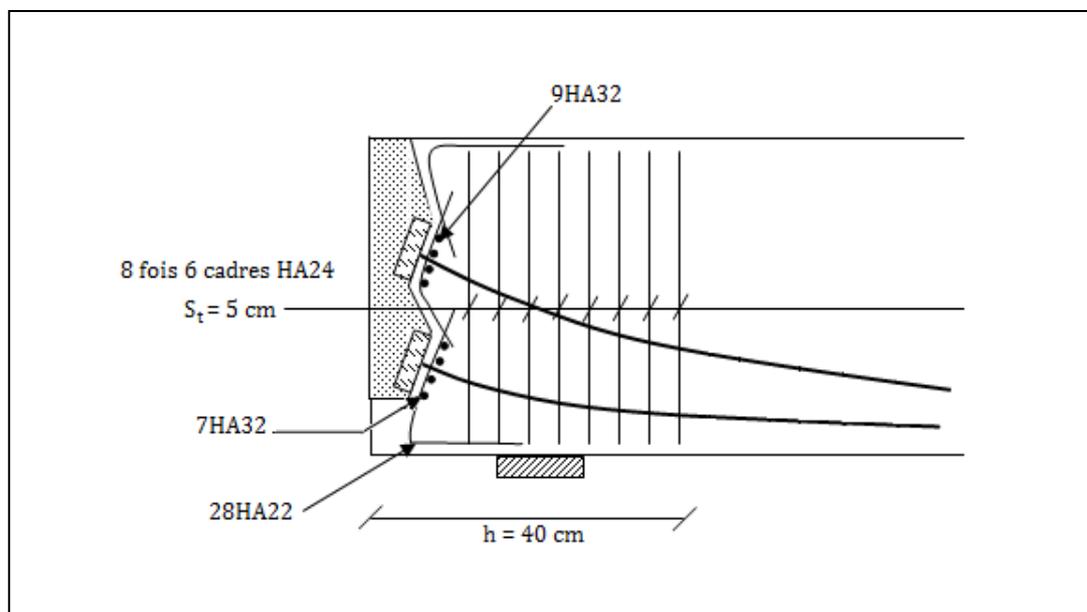


Figure.X. 1: ferrailage de la zone d'about.

**Conclusion :**

Grâce à la précontrainte, nous avons économisé une grande quantité d'armature dans le sens longitudinal. Toutefois un ferrailage renforcé doit être prévu dans les zones d'about.

# Conclusion générale

Au terme de ce mémoire de master, nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

- L'étude d'une dalle continue n'est simple qu'en apparence. En effet, nous avons rencontré des difficultés lors du calcul de la précontrainte, en raison de la création de moments hyperstatiques aux niveaux des appuis intermédiaires. Ces moments doivent être pris en compte pour l'évaluation de la force de précontrainte, le calcul des pertes ainsi que les vérifications.
- Le logiciel **SOCOTEC** nous a facilité le calcul du ferrailage passif nécessaire des différentes sections du tablier, à partir des résultats obtenus.
- Le ferrailage transversal des encorbellements a particulièrement attiré notre attention, du fait qu'il ne dépasse pas la section minimale (condition de non fragilité). Cela s'explique par le fait que les surcharges ferroviaires sont disposées sur la dalle.

Au cours de ce projet :

- Nous avons appris à mener à bien l'étude d'un projet en général.
- Nous avons saisi les spécificités des ponts ferroviaires ainsi que les systèmes hyperstatiques.
- Nous nous sommes confrontés à des difficultés engendrées principalement par les nombreux aspects nouveaux présents dans cet ouvrage et pour les surmonter, nous avons dû faire preuve d'esprit d'initiative et de responsabilité

# Références bibliographiques

BAEL 91 révisé 99 (1999) Bulletin Officiel des Marchés publics de travaux. Cahier des clauses techniques générales. Fascicule n° 62 - Titre I - Section I. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - Ministère de l'Economie, des Finances et de l'industrie Commission Centrale des Marchés. 126 p. 12 annexes.

BPEL 91 révisé 99 (1999). Bulletin officiel des Marchés publics de travaux. Cahier des clauses techniques générales. Fascicule n° 62 - Titre I - Section II Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Ministère de l'Economie, des Finances et de l'industrie Commission Centrale des Marchés. 124 p. 15 annexes.

Catalogue DSI (DAWIDAG SYSTEMS INTERNATIONAL), gamme des câbles et des ancrages DAWIDAG. Allemagne.

CHAUSSIN R., FUENTES A., LACROIX R., PERCHAT J. (1992). La précontrainte. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris. 525 p.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC (CSI). Introduction to CSiBridge Version 15 (2010). Berkeley Californie. 58 p.

Document Technique Règlementaire (D.T.R.) B.C. 2.2. Charges permanentes et charges d'exploitation (1988). Ministère de l'aménagement du territoire, de l'urbanisme et de la construction. Alger. 42 p. 3 annexes.

Document Technique Règlementaire (D.T.R.). Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes (2009). Ministère des travaux publics. Alger. 52 p.

EUROCODE 1 (1997): Bases de calcul et actions sur les structures - Partie 2-5: Actions sur les structures - Actions thermiques. Prénorme européenne. ENV 1991-2-5. Comité Européen de Normalisation (CEN). Secrétariat Central. Bruxelles. 62 p. 4 annexes.

FASCICULE N° 4. Fourniture d'aciers. TITRE II Armatures à haute résistance pour constructions en béton précontraint par pré- ou post-tension. Paris. 63 p.

FASCICULE N° 61. Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art TITRE II. - programmes de charges et épreuves des ponts-routes. Paris. 78 p.

FASCICULE N° 67 TITRE I (1985). Étanchéité des ponts routes, Support en béton de ciment. Paris. 104 p.

FRARMA A. et BENHALLA N. (1990). Etude d'un pont dalle courbe hyperstatique a six (06) travées en béton précontraint. Thèse de fin d'étude. Ecole Nationale des Travaux Publics. 255 p.

Henry Thonier (1992). Le béton précontraint aux états-limites. Ecole Nationale de Ponts et Chaussées. Paris. 287 p.

LIVRET 2.01, de la S.N.C.F. (1995). Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes. Paris. 306 p

Réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire à voie unique BOUGHEZOUL - M'SILA (151 km). (2009) Volume 2 : Spécifications techniques particulières. Ministère des transports. Alger. 269 p.

SETRA (2000) Guide de calcul PSIDP-EL. Guide de conception Ponts-Dalles. France. 140 p. 3 annexes.

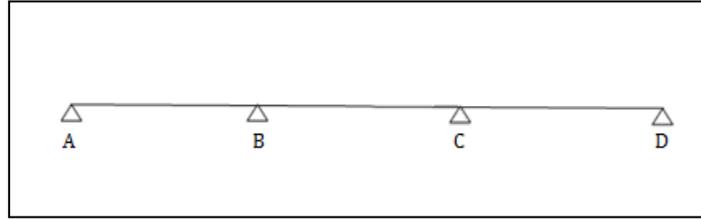
SETRA (1999). Guide du projeteur, ouvrages d'Art, ponts courants. Alpha Presses. 306 p. 2 annexes.

SETRA (1992) Ponts dalles en béton précontraint. Programme de calcul PSIDP-EL. Bagneux. 61 p. 4 annexes.

# Annexes

Pour le calcul du moment hyperstatique, on applique l'équation des trois moments:

$$l_{i-1} \cdot M_{i-1} + 2 \cdot (l_{i-1} + l_i) \cdot M_i + l_i \cdot M_{i+1} = -6EI(\omega_g - \omega_d) ;$$



sur la 1<sup>e</sup> et la 2<sup>e</sup> travée ensuite la 2<sup>e</sup> et la 3<sup>e</sup> travée, on obtient le système d'équations suivant :

$$\begin{cases} 4M_B + M_C = \frac{-6EI}{l} (\omega_{gB} - \omega_{dB}) \\ M_B + 4M_C = \frac{-6EI}{l} (\omega_{gC} - \omega_{dC}) \end{cases}$$

Avec :

$$M_B = M_C = M_{Hyp} ;$$

$$M_A = M_D = 0.$$

Donc :

$$M = M_{Hyp} = \frac{-6EI}{5l} (\omega_{rive} - \omega_{inter})$$

Avec :

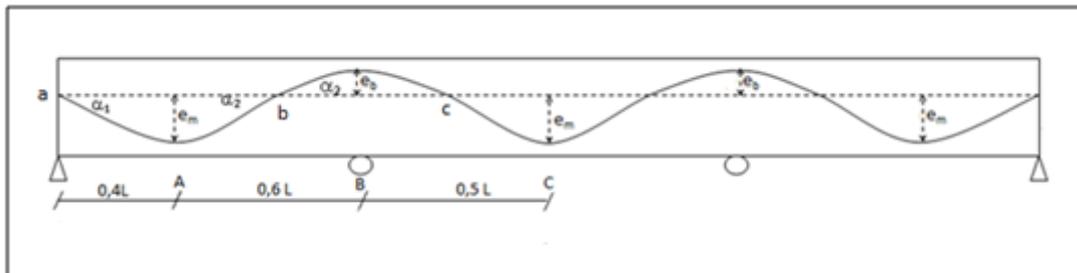
$$\omega_{rive} = \omega_{gB} = -\omega_{dC} = \frac{1}{EI} \int_0^l M_{i-1}(x) \cdot \frac{x}{l} \cdot dx$$

$$\omega_{inter} = \omega_{dB} = -\omega_{gC} = \frac{-1}{EI} \int_0^l M_i(x) \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx$$

Où :

$M_{i-1}(x)$ : est le moment fléchissant dû à la précontrainte dans la travée de rive ;

$M_i(x)$  : est le moment fléchissant dû à la précontrainte dans la travée intermédiaire.



Donc

$$\omega_{rive} = \frac{1}{EI} \int_0^{0,41} P \cdot e_1(x) \cdot \frac{x}{l} \cdot dx + \int_0^{0,61} P \cdot e_2(x) \frac{x}{l} \cdot dx$$

$$e_1(x) = -0,1624 + 0,812 \cdot 10^{-2} x^2 \quad (\text{Repère en a})$$

$$e_2(x) = e(x) = -8,1 \times 10^{-4} \cdot x^3 + 1,83 \times 10^{-2} \cdot x^2 - 0,812 \quad (\text{Repère en A})$$

On trouve alors :

$$\begin{aligned} \omega_{rive} &= \frac{p}{EI} \int_0^{10} (-0,1624 + 0,812 \cdot 10^{-2} x^2) \frac{x}{25} \cdot dx \\ &+ \frac{p}{EI} \int_0^{15} (-8,1 \times 10^{-4} \cdot x^3 + 1,83 \times 10^{-2} \cdot x^2 - 0,812) \frac{x}{25} \cdot dx \end{aligned}$$

On obtient :

$$\omega_{rive} = -0,654 \times \frac{P}{EI}$$

De la même façon on trouve  $\omega_{inter}$  :

$$\omega_{int} = -\frac{1}{EI} \int_0^{0,51} P \cdot e_3(x) \cdot \frac{x}{l} \cdot dx - \int_0^{0,51} P \cdot e_4(x) \frac{x}{l} \cdot dx$$

On obtient :

$$\omega_{int} = 2,693 \times \frac{P}{EI}$$

Nous pouvons alors calculer le moment hyperstatique dû à la précontrainte :

$$M_{Hyp} = \frac{-6EI}{5l} (\omega_{rive} - \omega_{inter})$$

$$M_{Hyp} = \frac{-6EI}{5l} (-0,654 - 2,693) \frac{P}{EI}$$

$$M_{Hyp} = \frac{-6 \cdot P}{5 \times 25} (-0,654 - 2,693)$$

Et enfin on trouve :

$$\mathbf{M_{Hyp} = 0,16P}$$

**Pertes instantanées à 28 jours** : (Mise en tension totale des câbles)

**1) Frottement :**

$$P(x) = P_0 \times e^{-(f\alpha(x) + \varphi x)} = P_0 [1 - (f\alpha(x) + \varphi x)]$$

$$\Delta P(x) = P_0 (f\alpha(x) + \varphi x)$$

$$\Delta \sigma(x) = \sigma_0 (f\alpha(x) + \varphi x)$$

On a :

$$\sigma_0 = \frac{1488}{2} = 744 \text{ MPa}$$

$$f = 0.2$$

$$\varphi = 0.002$$

$$\alpha(x) = |\theta(x) - \theta(0)| = |e'(x) - e'(0)|$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 1.

**2) Recul d'ancrages :**

$$\Delta \sigma_{\text{recul}}(x) = 2\sigma_0 \psi (\lambda - x)$$

$$\text{Ou : } \psi = f \frac{\alpha}{l} + \varphi$$

$$\text{Avec : } \lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\sigma_0 \psi}} \dots\dots\dots (1)$$

Tel que :

$$g = 6 \text{ mm} = 6.10^{-3} \text{ m ;}$$

$$E_p = 1,9.10^5 \text{ Mpa}$$

L'équation (1) est vérifiée pour  $\lambda = 18 \text{ m}$

$$\text{Donc, on trouve : } \alpha(\lambda) = |\theta(18) - \theta(0)| = 0.128 + 0.1624 = 0.29$$

$$\alpha = 0.29 \Rightarrow \psi = 0.2 \times \frac{0.29}{25} + 0.002$$

$$\psi \approx 0.004$$

$$\text{D'où : } \Delta \sigma_{\text{recul}}(x) = 2\sigma_0 \psi (\lambda - x) = 2 \times 744 \times 0.004 (18 - x)$$

$$\Delta \sigma_{\text{recul}}(x) = 5.95 (18 - x)$$

$$\text{Pour : } x \geq \lambda \Rightarrow \Delta \sigma_{\text{rec}}(x) = 0$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 1.

Tableau 1 : Résultats des pertes de précontrainte par frottements et recul d'ancrages à 28 jours

Section	0L 0 m	0.2L 5 m	0.4L 10 m	0.6L 15 m	0.8L 20 m	1L 25 m	1.2L 30 m	1.5L 37.5 m
$\theta(x)$	-0.1624	-0.0812	0	0.122	0.123	0.002	0.158	0
$\alpha(x)$	0	0.0812	0.1624	0.284	0.285	0.164	0.004	0.1624
$\Delta\sigma_{frott}(x)$	0	19.52	39.64	64.57	72.17	61.66	45.29	79.96
$\Delta\sigma_{recul}(x)$	107.1	77.35	47.6	17.85	0	0	0	0
$\Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_{rec} = \Delta\sigma_{fr+rec}$	107.1	96.87	87.24	82.24	72.17	61.66	45.25	79.96

### 3) Raccourcissement du béton :

$$\Delta\sigma_r(x) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_b} \sigma_b(x)$$

$\sigma_b(x)$  : Contrainte de compression du béton due a la précontrainte et au poids propre ( $M_{min}$ )

$$E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$E_b = 11000 \times \sqrt[3]{F_{c28}} = 11000 \sqrt{35}$$

$$E_b = 3.6 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_r(x) = \frac{1}{2} \times \frac{1.9 \times 10^5}{3.6 \times 10^4} = 2.64 \sigma_b(x)$$

$$\Delta\sigma_r(x) = 2.64 \sigma_b(x)$$

Ou :

$$\sigma_b(x) = \frac{p - \Delta p}{B} + \frac{(p - \Delta p) \times e^2(x)}{I} \pm \frac{M_{min} \times e(x)}{I} \pm \frac{M_{Hyp} \times e(x)}{I}$$

$$\sigma_b(x) = \frac{p - \Delta p}{B} + \frac{e(x)}{I} [(p - \Delta p) \times e(x) \pm M_{min}(x) \pm M_{Hyp}(x)]$$

$$p - \Delta p = n \times A_s (\sigma_0 - \Delta\sigma_{fr+rec}) = 28 \times 2.25 \times 10^{-3} (744 - \Delta\sigma)$$

$$M_{Hyp} = 0.16p = 0.16 \times 28 \times 2.25 \times 10^{-3} \times 1488$$

$$M_{Hyp} = 15 \text{ MN.m}$$

$$M_{Hyp}(x) = M_{Hyp} \times \frac{x}{l} \dots 0 < x < 25$$

$$M_{Hyp}(x) = M_{Hyp} = 15 \dots x > 25$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 2.

Tableau 2 : Résultat des pertes de précontrainte par raccourcissement du béton.

$e(x)$	0	-0.61	-0.82	-0.46	0.21	0.588	0.08	-0.812
$M_{\min}(x)$	0	16.66	17.29	21.03	-41.15	-22.84	26.88	23.63
$M_{Hyp}(x)$	0	-3	-6	-9	-12	-15	-15	-15
$\Delta\sigma_{racc}(x)$	8.37	14.49	24.76	11.59	0.29	8.98	10.29	27.35

Tableau 3 : Résultats des pertes de précontrainte instantanées à 28 jours.

Section	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\sum \sigma_{inst}$	115.2	111.3	112	94	72.46	70.64	95.58	107.3
Pertes instantanées %	15.48	14.96	15.05	12.63	9.74	9.49	7.47	14.42

**Pertes instantanées à 7 jours :** Mise en tension des câbles à 40%.

**1) Frottement :**

$$\Delta\sigma_{fr}(x) = \sigma_1 (f\alpha(x) + \varphi \cdot x)$$

$$\Delta\sigma_{fr}(1) = 0.4 \times \sigma_0 \times (f\alpha(x) + \varphi \cdot x)$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 4.

**2) Recul d'ancrages :**

$$\Delta\sigma_{rec}(x) = 2 \times \sigma_1 x (\lambda - x) = 0.4 [2 \times \sigma_0 \psi (\lambda - x)]$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 4.

Tableau 4 : Résultats des pertes de précontrainte par frottements et recul d'ancrages à 7 jours.

Section	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\Delta\sigma_{frott}(x)$	0	7,81	15,86	25,83	28,87	24,66	18,12	31,87
$\Delta\sigma_{recul}(x)$	42,48	30,94	19,04	7,14	0	0	0	0
$\Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_{rec} = \Delta\sigma_{fr+rec}$	42.48	38.11	34,9	32,97	28,87	24,66	18,12	31,87

**3) raccourcissement du béton :**

Le calcul des pertes de précontrainte se fait à 7 jours avec 40% de la force totale de précontrainte, donc :

$$P_1 = 0.4P_0$$

$$\sigma_1 = 0.4\sigma_0 = 0.4 \times 744 = 297,6MPa$$

$$E_b = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = \frac{7}{4.76 + 0.83 \times 7} \times 35 = 23.18 \text{ MPa}$$

Alors :

$$E_b = 11000 \times \sqrt[3]{23.18}$$

$$E_b = 3.14 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{racc} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_b} \times \sigma_b(x) = \frac{1}{2} \times \frac{190000}{314000} \times \sigma_b(x) = 3\sigma_b(x)$$

$$\Delta\sigma_{racc} = 3\sigma_b(x)$$

$$\sigma_b(x) = \frac{p - \Delta p}{B} + \frac{e(x)}{I} [(p - \Delta p) \times e(x) \pm M_{\min}(x) \pm M_{Hyp}(x)]$$

$$p - \Delta p = 28 \times 2.25 \times 10^{-3} \times (297,6 - \Delta\sigma)$$

$$p - \Delta p = 63 \times 10^{-3} \times (297,6 - \Delta\sigma)$$

$$M_{Hyp} = 0.16 \times p = 0.16 \times 28 \times 2.25 \times 10^{-3} (0.4 \times 1488)$$

$$M_{Hyp} = 9 \text{ MN.m}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 5.

Tableau 5 : Résultat des pertes de précontrainte par raccourcissement du béton à 7 jours.

Section	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$M_{Hyp}$	0	-1.8	-3.6	-5.4	-7.2	-9	-9	-9
$\Delta\sigma_{racc}(x)$	5.7	11.79	13.57	10.38	1.17	2.64	9.84	14.7

Les pertes instantanées totales à 7 jours sont données dans le tableau 6.

Tableau 6 : Résultats des pertes de précontrainte instantanées à 7 jours.

Section	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$\sum \sigma_{inst}$	48,18	49,9	48,47	43,35	30,04	27,3	27,98	46,57
Pertes instantanées %	6,47	6,71	6,51	5,83	4,04	3,69	3,76	6,26

**Pertes différées :**

**1) Fluage :**

$$\Delta\sigma_{fl}(x) = 2 \times \frac{E_p}{E_b} \times \sigma_{bc}(x) \quad E_b = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_b = 11000 \times \sqrt[3]{35} \approx 3.6 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$E_p = 190000 \text{ Mpa} = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{fl}(x) = 10.56 \times \sigma_{bc}(x)$$

$\sigma_{bc}(x)$  : Contrainte de compression du béton due à la précontrainte et aux charges (poids propre) et aux surcharges ( $M_{Max}$ ).

$$\sigma_b(x) = \frac{p - \Delta p}{B} + \frac{e(x)}{I} [(p - \Delta p) \times e(x) \pm M_{min}(x) \pm M_{Hyp}(x)]$$

Avec :

$$P = n \times A_s \times \sum \sigma_{inst}(x)$$

$$M_{Hyp} = 15 \text{ MN.m}$$

$$M_{Hyp}(x) = M_{Hyp} \times \frac{x}{l} \dots 0 < x < 25$$

$$M_{Hyp}(x) = M_{Hyp} = 15 \dots x > 25$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 7.

**2) Retrait :**

$$\Delta\sigma_r = p_r \times E_p$$

$$E_p = 190000 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4} \text{ (Région sèche)}$$

$$\Delta\sigma_r = 57 \text{ Mpa}$$

Cette valeur représente la perte générée par le retrait du béton sur toute la longueur de la dalle,

cependant, pour la moitié de la dalle On a  $\Delta\sigma_r = \frac{57}{2} = 28.5 \text{ Mpa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 7.

**Relaxation des aciers :**

$$\Delta\sigma_p(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_p(x)$$

Pour les câbles TBR (très basse relaxation):

$$\mu_0 = 0.43$$

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

$$f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$$

$$M = \frac{\sigma_p(x)}{f_{prg}} = \frac{\sigma_0 - \sum \Delta\sigma_{inst}(x)}{1860}$$

$$\Delta\sigma_p(x) = 0.15 \times \left[ \frac{744 - \sum \Delta\sigma_i(x)}{1860} - 0.43 \right] \times (744 - \Delta\sigma_i(x))$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 7.

Tableau 7 : Résultats des pertes différées de précontrainte à 28 jours.

Section	0	5	10	15	20	25	30	37.5
$M_{\max}$	0	43.37	55.79	38.47	18.97	-66.64	17.71	34.07
$M_{Hyp}$	0	-3	-6	-9	-12	-15	-15	-15
$\Delta\sigma_{fluage}(x)$	33.06	2.4	1.3	16.06	46.96	87.12	33.6	42.24
$\Delta\sigma_{retrait}(x)$	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5	28.5
$\Delta\sigma_{relaxation}(x)$	8.67	8.52	8.55	7.85	6.95	6.87	6.18	8.3
Pertes déferée %	9.42	8.25	7.14	6.99	11.06	16.4	9.18	10.63

Tableau 8 : Résultats des pertes totales de précontrainte à 28 jours.

$\sum \Delta\sigma_{i+d}$	185.34	150.72	165.11	164.41	154.87	193.13	123.85	186.41
Pertes totales %	24.9	20.25	22.19	19.6	20.8	25.9	16.65	15.05

**Ferrailage des encorbellements.**

**Données saisies :**

Contrainte du béton : **35,00** MPa  
 Limite d'élasticité de l'acier : **400** MPa  
 Coefficient de sécurité du Béton : **1,50**  
 Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**  
 Longueur l : **3,50** m  
 Hauteur total h : **1,60** m  
 Epaisseur  $b_0$  : **1,00** m  
 Position c.d.g aciers tendus c : **0,05** m  
 Charges horizontales  $H_u$  : **0,00** kN

**Charges :**

	X (m)	P (kN)
1	1,45	37,69
2	1,41	42,25
3	3,5	0,65
4	0,7	20,48
5	2,9	5,4
6	3,5	1,1

**Résultats des calculs**

Contrainte tangente : **0,100** MPa  
 Contrainte limite : **3,5** MPa  
 Effort tranchant  $V_u$  : **146,20** kN  
 Moment fléchissant  $M_u$  : **200,16** kN.m  
 Armatures supérieures A : **4,76** cm<sup>2</sup>  
 Armatures inférieures  $A_i$  : **4,12** cm<sup>2</sup>  
 Armatures horizontales réparties  $A_r$  : **0,00** cm<sup>2</sup>  
 Armatures verticales  $A_v$  : **0,00** cm<sup>2</sup>

**Vérification à l'E.L.S. de la section d'encastrement des encorbellements.**

**Données saisies :**

Largeur section : **1** m  
 Hauteur section : **1,6** m  
 Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,05** m  
 Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,05** m  
 Contrainte du béton : **35** MPa  
 Limite élastique de l'acier : **400** MPa  
 Coefficient d'équivalence acier/béton : **15**  
 Coefficient de durée d'application des charges : **1,0**  
 Coefficient de sécurité du béton : **1,5**  
 Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**  
  
 Moment fléchissant ELU : **-205,9** kN.m  
 Moment fléchissant ELS : **146,2** kN.m

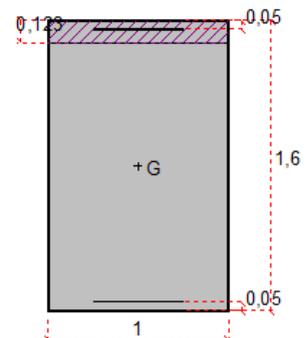
Section armatures supérieures ELS : **22,81** cm<sup>2</sup>  
 Section armatures inférieures ELS : **4,71** cm<sup>2</sup>

Fissuration préjudiciable :  
 Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

**Résultats des calculs aux ELS**

Contrainte de la fibre supérieure du béton : **1,2** MPa  
 Contrainte des armatures supérieures : **10,6** MPa  
 Contrainte des armatures inférieures : **-26,0** MPa  
 Contrainte de la fibre inférieure du béton : **0,0** MPa  
  
 Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : **21,0** MPa  
 Contrainte admissible des armatures supérieures : **400,0** MPa  
 Contrainte admissible des armatures inférieures : **228,6** MPa  
 Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : **21,0** MPa

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,123$  m



**Ferrailage transversal de la dalle - à mi-travée de rive - :**

**Données saisies :**

Largeur section : **1** m  
 Hauteur section : **1,6** m  
 Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,05** m  
 Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,05** m  
 Contrainte du béton : **35** MPa  
 Limite élastique de l'acier : **400** MPa  
 Coefficient d'équivalence acier/béton : **15**  
 Coefficient de durée d'application des charges : **1,0**  
 Coefficient de sécurité du béton : **1,5**  
 Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Moment fléchissant ELU : **9,66** MN.m  
 Moment fléchissant ELS : **6,98** MN.m

Section armatures supérieures ELS : **22,36** cm<sup>2</sup>  
 Section armatures inférieures ELS : **35,6** cm<sup>2</sup>

Fissuration préjudiciable  
 Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

**Résultats des calculs aux ELU**

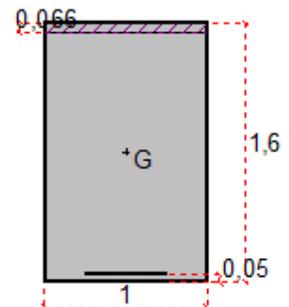
Section des armatures supérieures : **0,00** cm<sup>2</sup>  
 Section des armatures inférieures : **35,6** cm<sup>2</sup>

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,066$  m

**Résultats des calculs aux ELS**

Contrainte de la fibre supérieure du béton : **4,1** MPa  
 Contrainte des armatures supérieures : **52,5** MPa  
 Contrainte des armatures inférieures : **-225,8** MPa  
 Contrainte de la fibre inférieure du béton : **0,0** MPa  
 Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : **21,0** MPa  
 Contrainte admissible des armatures supérieures : **400,0** MPa  
 Contrainte admissible des armatures inférieures : **228,6** MPa  
 Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : **21,0** MPa

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,333$  m



**Ferrailage transversal de la dalle - sur l'appui intermédiaire -**

**Données saisies :**

Largeur section : **1** m  
Hauteur section : **1,6** m  
Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,05** m  
Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,05** m  
Contrainte du béton : **25** MPa  
Limite élastique de l'acier : **400** MPa  
Coefficient d'équivalence acier/béton : **15**  
Coefficient de durée d'application des charges : **1,0**  
Coefficient de sécurité du béton : **1,5**  
Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Moment fléchissant ELU : **-895** kN.m  
Moment fléchissant ELS : **-695** kN.m

Section armatures supérieures ELS : **22,36** cm<sup>2</sup>  
Section armatures inférieures ELS : **22,36** cm<sup>2</sup>

Fissuration préjudiciable

Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

**Résultats des calculs aux ELU**

Section des armatures supérieures : **16,83** cm<sup>2</sup>  
Section des armatures inférieures : **0,00** cm<sup>2</sup>

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,051$  m

**Résultats des calculs aux ELS**

Contrainte de la fibre supérieure du béton : **0,0** MPa  
Contrainte des armatures supérieures : **-211,8** MPa  
Contrainte des armatures inférieures : **35,9** MPa  
Contrainte de la fibre inférieure du béton : **2,9** MPa  
  
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : **15,0** MPa  
Contrainte admissible des armatures supérieures : **228,6** MPa  
Contrainte admissible des armatures inférieures : **400,0** MPa  
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : **15,0** MPa

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,267$  m

**Ferrailage transversal de la dalle - à mi-travée centrale -**

**Données saisies :**

Largeur section : **1** m  
 Hauteur section : **1,6** m  
 Position centre de gravité des armatures supérieures : **0,05** m  
 Position centre de gravité des armatures inférieures : **0,05** m  
 Contrainte du béton : **35** MPa  
 Limite élastique de l'acier : **400** MPa  
 Coefficient d'équivalence acier/béton : **15**  
 Coefficient de durée d'application des charges : **1,0**  
 Coefficient de sécurité du béton : **1,5**  
 Coefficient de sécurité de l'acier : **1,15**

Moment fléchissant ELU : **1068,4** kN.m  
 Moment fléchissant ELS : **745** kN.m

Section armatures supérieures ELS : **22,36** cm<sup>2</sup>  
 Section armatures inférieures ELS : **23,5** cm<sup>2</sup>

Fissuration préjudiciable  
 Type d'armature : barre HA de diamètre > 6 mm

**Résultats des calculs aux ELU**

Section des armatures supérieures : **0,00** cm<sup>2</sup>  
 Section des armatures inférieures : **23,5** cm<sup>2</sup>

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,043$  m

**Résultats des calculs aux ELS**

Contrainte de la fibre supérieure du béton : **3,1** MPa  
 Contrainte des armatures supérieures : **37,9** MPa  
 Contrainte des armatures inférieures : **-216,3** MPa  
 Contrainte de la fibre inférieure du béton : **0,0** MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton : **21,0** MPa  
 Contrainte admissible des armatures supérieures : **400,0** MPa  
 Contrainte admissible des armatures inférieures : **228,6** MPa  
 Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton : **21,0** MPa

Position de l'axe neutre :  $y_0 = 0,274$  m

