



Maître d'Ouvrage

DRE Auvergne / Service Maîtrise d'ouvrage

DRE Auvergne / SMO
7 rue Léo Lagrange
63033 Clermont Ferrand

Approuvé par
le maître d'ouvrage

RN 88 **Contournement du PUY EN VELAY**

Opération n° 03 Q 43 A

VIADUC DE TAULHAC

Dossier de consultation des opérateurs économiques

2-3.4 - Note de calcul du tablier

Maître d'Ouvre

DIR Massif Central / Service Ingénierie Routière du Puy

DIR MC / SIR
18 rue Jean Solvain
43000 Le Puy en Velay

Etabli et présenté par
le maître d'oeuvre

Date :

DRE Auvergne
7 rue Léo Lagrange
63033 CLERMONT FERRAND Cedex

Note de calculs

Projet Viaduc de Taulhac Pièce n°

Juillet 2009

Centre d'études Techniques de l'équipement de Lyon

Département Infrastructures et Transports
46, rue Saint Théobald BP 128 – 38081 l'Isle d'Abeau Cédex
tél : 04 74 27 53 00 / fax : 04 74 27 68 75
Saisissez ici le N° ISRN du dossier

Chef de projet : Auguste MATHEY

Responsable de domaine : Renaud LECONTE

Auteurs de l'étude : Auguste MATHEY

Vérifié et approuvé par : Didier GERMAIN

Résumé

Saisissez ici le texte du résumé

Sommaire

Résumé.....	3
Justification en phase de construction.....	5
1 Principe de la stabilité des fléaux.....	5
2 Dispositifs de stabilité des fléaux.....	5
3 Justification et dimensionnement des organes d'ancrages.....	5
3.1 Calcul du nombre de câbles.....	5
3.1.1 Situation temporaire de construction (combinaison A).....	6
3.1.2 Situation accidentelle (combinaisons B).....	6
3.2 Calcul de la surface des cales.....	7
Justification du tablier aux ELS.....	9
1 Données du pont construit par encorbellements successifs.....	9
2 Limitation des contraintes.....	9
2.1 Contrainte de compression dans le béton.....	9
2.2 Contrainte de traction dans les armatures.....	10
3 Maîtrise de la fissuration.....	10
3.1 Limites d'ouverture de fissure.....	10
3.2 Méthodes de calcul des ouvertures de fissure.....	10
3.2.1 Approche selon l'Eurocode 2.....	10
3.2.2 Ferrailage minimal de fissuration.....	10
3.3 Calcul d'ouvertures de fissures aux ELS.....	11
3.3.1 Données.....	11
3.3.2 Calcul des contraintes aux ELS.....	11
3.3.3 Vérification des contraintes aux ELS.....	12
3.3.4 Vérification de l'ouverture de fissure sous combinaison fréquente.....	12
4 Vérification de l'encorbellement.....	12
Justification des fondations.....	14

Justification en phase de construction

1 Principe de la stabilité des fléaux

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage avec le fléau voisin ou avec la partie coulée sur cintre près des culées.

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre. Pour évaluer ce risque, deux types de situations, créant des déséquilibres, sont à envisager :

- Une situation temporaire de construction alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir et de charges de chantier non symétriques (type A).
- Une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile (type B).

Dans les deux cas, les combinaisons d'actions à utiliser relèvent de l'état limite d'équilibre statique. Deux familles de combinaisons sont à étudier : celle, fondamentale, correspondant à la première situation ; celle, accidentelle, correspondant à la seconde. Dans le second cas, un léger décollement est toléré avec une surtension limitée des armatures actives assurant le clouage du fléau sur sa pile.

2 Dispositifs de stabilité des fléaux

Le choix du procédé de stabilisation des fléaux, adopté dans cette note, est le clouage par précontrainte. Il consiste à tendre des armatures verticales pour plaquer le VSP sur ses appuis qui repose sur un ensemble de cales provisoires dédoublant l'appui. Les ancrages supérieurs de ces armatures sont placés dans des bossages contenus dans l'entretoise du voussoir sur pile.. En partie inférieure, les câbles sont bouclés dans le fût de pile.

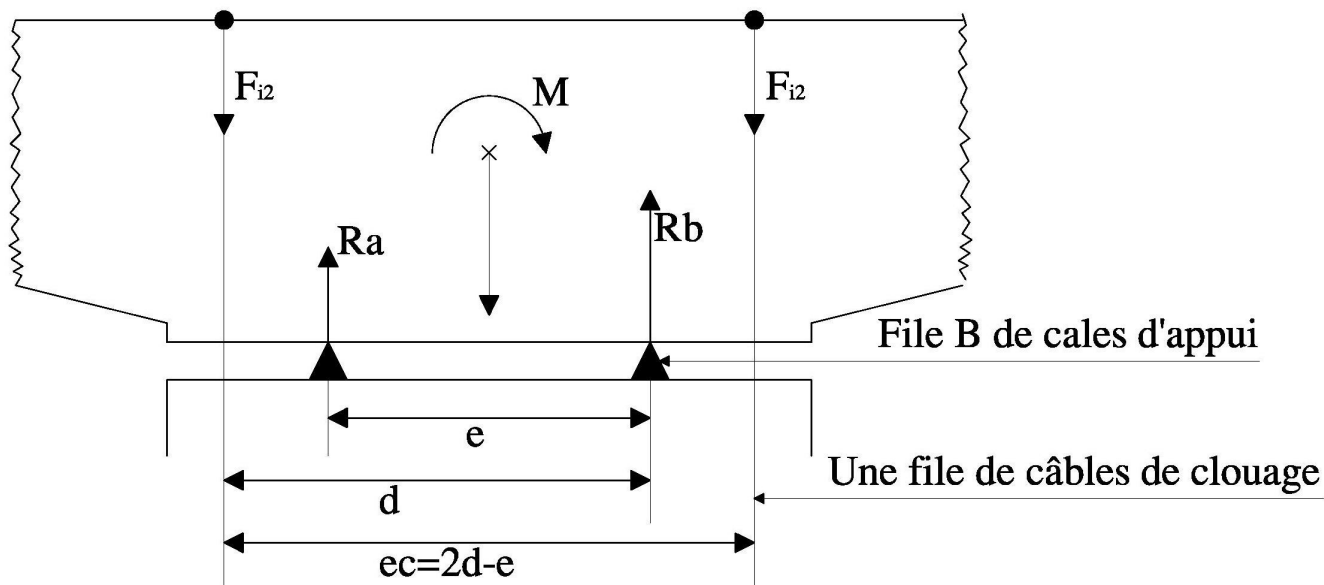
Aire de la section : $A_p = 150 \text{ mm}^2$. La résistance de l'acier, dans les justifications vis-à-vis de l'état limite ultime, est prise égale à : $f_{pd} = f_{p0,1k} / 1,15 = 1\,443,48 \text{ MPa}$. La traction des aciers, dans les justifications vis-à-vis de l'état limite de service, est limitée à $0,80 \times f_{pk}$.

3 Justification et dimensionnement des organes d'ancrages

3.1 Calcul du nombre de câbles

Le voussoir sur pile est supposé indéformable.

On calcul M et V pour chacune des quatre combinaisons A_1 , A_2 , B_1 et B_2 . On note e la distance entre axes des deux files de cales d'appui provisoire et d la distance entre un câble et la file de cale opposée.



On calcule tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : M/V .

Dans le cas où $M/V < e/2$, le fléau ne risque pas de basculer. On dispose, par sécurité, un minimum d'une paire de câbles 12T15 S par file de cales.

Dans le cas où $M/V > e/2$, des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. Pour calculer le nombre de câbles à disposer, on distingue le cas des combinaisons de type A de celui des combinaisons de type B.

3.1.1 Situation temporaire de construction (combinaison A)

Le fléau ne doit pas décoller. La précontrainte doit donc compenser la réaction de soulèvement de la cale A sous l'action de M et V :

- $R_a = V/2 - M/e + F_a \geq 0$
- $R_b = V/2 + M/e + F_a$

Avec $f_a = n \times (1-p) \times \sigma_{po} \times s$ (force des n câbles d'une file avec p% de pertes).

On a donc : $n \times s = (M/e - V/2) / [(1-p) \times \sigma_{po}]$.

La combinaison A1 correspond à l'action : $1,1 \times G + 1,25 \cdot (Q_{prc,max} + Q_{prc,min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$. Elle génère le moment $M = 214,38 \text{ MN.m}$ et l'effort $V = 37,578 \text{ MN}$.

La combinaison A2 correspond à l'action : $0,9 \times G + 1,25 \cdot (Q_{prc,max} + Q_{prc,min} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$. Elle génère le moment $M = 194,38 \text{ MN.m}$ et l'effort $V = 34,011 \text{ MN}$.

Q_{pra1} est une charge répartie de $0,2 \text{ kN/m}^2$ sur un demi-fléau. Q_{pra2} est une charge concentrée de $(50,0 + 5 \times b) \text{ kN}$ appliquée à l'extrémité du dernier voussoir terminé (b = largeur du hourdis supérieur). Q_{prc} représente le poids des équipages mobiles dont l'un possède un voussoir bétonné et pas l'autre.

Pour une distance entre axes des files de cales de $e = 4,00 \text{ m}$ et en considérant les pertes égales à $p = 20\%$, il faut mettre en œuvre 200 torons T15 Super. Les combinaisons A nécessitent donc la mise en œuvre de 8 câbles 27 T15 Super par file.

3.1.2 Situation accidentelle (combinaisons B)

Sous l'action de V et M des charges appliquées au fléau, le voussoir sur pile reste en équilibre par surtension ΔT_g des câbles d'une file d'appui provisoires et compression R_b des cales de l'autre file d'appui. On obtient les équations d'équilibre suivantes :

- $F_g = F_a + \Delta T_g \leq F_{ul}$
- $F_d = F_a + \Delta T_d$
- $\Delta T_g / \Delta T_d = d / (e - d)$
- $M - V.e/2 + F_d \times (d - e) - F_g \times d = 0$
- $R_b - V - F_d - F_g = 0$

F_g et F_d désignent les tensions dans chaque file de câbles, f_{ul} leur tension limite à l'ELU. ΔT_g et ΔT_d les variations de tension de chaque file de câbles. On déduit ainsi :

- $n \times s = (M - V.e/2) \times d / K$
- avec : $K = (1 - p) \times \sigma_{po} \times (2d - e) \times (e - d) + f_{po,1k} \times [d^2 + (d - e)^2]$

La combinaison B1 correspond à l'action : $1,1 \times G + F_A + (Q_{prc,max} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$. Elle génère le moment $M = 208,30$ MN.m et l'effort $V = 37,120$ MN.

La combinaison B2 correspond à l'action : $0,9 \times G + F_A + (Q_{prc,max} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$. Elle génère le moment $M = 188,24$ MN.m et l'effort $V = 33,560$ MN.

F_A représente la chute d'un équipage mobile vide avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage mobile $Q_{prc,max}$.

Pour une distance entre axes des files de câbles de $d = 4,60$ m et en considérant les pertes égales à $p = 20\%$, il faut alors un minimum de 128 torons T15 Super. Les combinaisons B ne sont donc pas dimensionnantes. On met alors en oeuvre 8 câbles 27 T15 Super par file pour la stabilité des fléaux.

Il faut ensuite vérifier la rotation du fléau, en cas d'accident, sous l'effet de l'allongement des câbles.

La variation de tension dans la file de câbles située du côté du soulèvement est égale à :

$$\Delta \sigma = f_{po,1k} - (1 - p) \times \sigma_{po} \text{ soit } 505,216 \text{ Mpa.}$$

L'allongement relatif des câbles vaut : $\varepsilon = \Delta \sigma / E_a$ avec $E_a = 190\,000$ MPa.

Pour des câbles de longueur L, l'allongement est évalué à $L \times \varepsilon$. La rotation du voussoir sur pile est alors de : $\tan(\alpha) = \Delta L / d$.

Les câbles sont ancrés dans l'entretoise du VSP et descendent dans la hauteur du chevêtre de pile. Leur longueur est estimée ainsi à $L = 3,00$ m. On obtiendrait alors une rotation valant $\alpha = 2,5$ d° si on mettait en oeuvre que 128 torons. Comme on met en oeuvre 200 torons, la rotation du fléau est jugée minime.

3.2 Calcul de la surface des cales

Connaissant la force de précontrainte appliquée par chaque groupe de câbles, on dimensionner les cales des files (les de combinaisons A sont dimensionnantes).

La surface est telle que les cales sont comprimées à f_{cu} sous la réaction maximale R_b . Comme le béton des cales et celui du chevêtre de la pile sont frettés, leur résistance caractéristique en compression peut être augmentée à : $f_{cf} = f_{ck} \cdot (1 + \rho_i \times f_e / f_{ck})$ avec ρ_i pourcentage d'acier du seul noyau fretté, borné supérieurement à 0,04.

Avec 2% de fretage, qui représente une valeur courante, on a : $f_{cf} = f_{ck} + 20$ MPa. Le béton étant un C35/45.

Pour deux cales de dimension $1,50 \times 0,80$ m, on a bien : $S \times f_{cf} = 132,00 \text{ MN} \geq R_b = 107,03 \text{ MN}$.

Justification du tablier aux ELS

1 Données du pont construit par encorbellements successifs

Il s'agit d'un ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs à cinq travées de 61 m - 3×100 m – 61 m, constitué d'un mono-caisson à âmes inclinées de hauteur variable de 2,50 m à 6,00 m (sur 48,90 m) et de 19,64 m de large. Le profil en travers de l'ouvrage est donné dans la note d'hypothèses.

Le découpage en voussoirs conduit à un VSP de 7,80 m de long, quinze voussoirs de 3,00 m de long par demi-fléau, un voussoir de clavage de 2,20 m de long dans les travées intermédiaires et une partie coulée sur cintre de 12,10 m en travées de rive.

Les principales caractéristiques des sections sur pile et à la clé sont :

- Sur pile : $h = 6,00 \text{ m}$ $A_c = 16,161 \text{ m}^2$ $I_c = 88,3223 \text{ m}^4$ $v = 2,380 \text{ m}$.
- À la clé : $h = 2,50 \text{ m}$ $A_c = 12,017 \text{ m}^2$ $I_c = 8,4999 \text{ m}^4$ $v = 0,891 \text{ m}$.

Le béton choisi, pour la réalisation du tablier, est un C50/60 dont les caractéristiques principales sont : $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$; $f_{cm} = 58 \text{ MPa}$; $f_{ctm} = 4,1 \text{ MPa}$; $E_{cm} = 37 \text{ GPa}$.

Le câblage est constitué :

- De câbles de fléau 19 T15 Super à raison d'une paire par voussoirs courant, soit 4×15 paires de câbles au total :
 - posés en deux lits (8 + 7 paires de câbles dont les axes sont situés 12,0 cm et 22,5 cm de l'extrados),
 - leurs caractéristiques principales sont : $E_p = 195 \text{ GPa}$; $f_{pk} = 1\,860 \text{ MPa}$; $f_{p0,1k} = 1\,660 \text{ MPa}$; $\phi_{gaine} 10 \text{ cm}$; $p_{1000} = 2,5$; recul d'ancrage de 6 mm ; coefficient de frottement $\mu = 0,18$; déviations angulaires parasites $k = 0,017$.
- De câbles de continuité intérieure 19 T15 Super à raison cinq paires en travées de rive et huit dans les travées intermédiaires :
 - posés en un lit de la culée au voussoir V8 pour la travée de rive et en deux lits entre les voussoirs V14 à V7 pour les travées intermédiaires ; situés à 12 cm de l'intrados, ils sont ancrés dans des bossages, à 40 cm au dessus de l'épaisseur du hourdis inférieur, et ancrés dans les âmes sur culée,
 - leurs caractéristiques principales sont identiques à celles des câbles de fléau.
- De câbles de continuité extérieure 27 T15 Super à raison de deux paires en travées de rive et trois dans les travées intermédiaires :
 - posés en un lit, dont l'axe est situé à 0,35 m de la fibre inférieure à la clé et à 0,70 m de la fibre supérieure sur pile, et ancrés au droit des VSP,
 - leurs caractéristiques principales sont presque identiques aux autres câbles, mais différent pour $\phi_{gaine} 12 \text{ cm}$; coefficient de frottement $\mu = 0,12$; déviations angulaires parasites $k = 0$.

Les armatures passives sont de type B500B pour tous les aciers : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

2 Limitation des contraintes

2.1 Contrainte de compression dans le béton

On recommande, en service, de limiter la compression dans le béton à $0,45.f_{ck}$, soit 22,5 MPa, sous combinaison quasi-permanente afin de limiter les effets du fluage. Cette contrainte doit être limitée à $0,60.f_{ck}$, soit 30,0 MPa, sous combinaison caractéristique.

La combinaison quasi-permanente est traitée avec un G_{min} (incluant une pondération de 0,92 pour les superstructures), un G_{max} (incluant une pondération de 1,14 pour les superstructures), une précontrainte intérieure pondérée à $\pm 10\%$, une précontrainte extérieure pondérée à $\pm 5\%$ et prise en compte de la moitié de l'enveloppe des effets de température. La fibre supérieure du tablier est partout comprimée. L'enveloppe maximale de la combinaison fait atteindre une contrainte extrême de **11,08 MPa** au milieu de la travée P1-P2. La fibre inférieure du tablier est partout comprimée. L'enveloppe maximale de la combinaison fait atteindre une contrainte extrême de **18,03 MPa** au droit de l'appui P3.

La combinaison caractéristique est traitée comme la combinaison quasi-permanente avec les surcharges de l'Eurocode en plus concomitamment avec les effets de la température ou du vent (cf note d'hypothèses). La fibre supérieure est décomprimée aux environs de tous les appuis uniquement pour l'enveloppe minimale. Elle atteint une traction maximale de **2,07 MPa** au droit de l'appui P1 pour une valeur $f_{ctm} = 4,10$ MPa. La contrainte extrême de compression de **15,23 MPa** est atteinte au milieu de la travée P1-P2. La fibre inférieure se décomprime au milieu des travées intermédiaires uniquement pour l'enveloppe minimale. Elle atteint une traction maximale de **7,70 MPa** au milieu de la travée P1-P2. La contrainte extrême de compression de 22,11 MPa est atteinte au droit de l'appui P3.

En construction, on recommande de limiter la compression dans le béton à $0,45.f_{ck}(t)$. On peut admettre un dépassement temporaire de cette valeur jusqu'à $0,60.f_{ck}(t)$.

Quelque que soit le stade de la construction, modélisé sous « ST1 » par un phasage, les fibres extrêmes du tablier sont toujours comprimées. Elles ne dépassent jamais, **5 MPa** pour la fibre supérieure, **13 MPa** pour la fibre inférieure.

2.2 Contrainte de traction dans les armatures

Concernant les armatures de béton armé, la limitation à respecter est la suivante : $\sigma_s < 0,8.f_{yk}$.

Dans le cas de la précontrainte adhérente, on fixe la limitation à $\sigma_{pm} < 0,8.f_{pk}$ sous combinaison caractéristique.

3 Maîtrise de la fissuration

3.1 Limites d'ouverture de fissure

Les limites sont, pour les éléments en béton précontraint à armatures adhérentes soumis à des classes d'exposition XC, $w_{max} < 0,2$ mm sous combinaison fréquente, accompagné d'un contrôle de non-décompression, c'est-à-dire : $\sigma_c > 0$ en zone d'enrobage sous combinaison quasi-permanente.

3.2 Méthodes de calcul des ouvertures de fissure

3.2.1 Approche selon l'Eurocode 2

Dans l'Eurocode 2, la maîtrise de la fissuration peut se faire de deux façons : la méthode « directe » et/ou la méthode « simplifiée ». Comme la méthode « simplifiée » moyenne un certain nombre d'hypothèses et que par manque de temps on n'a pas le temps de justifier, on choisit la méthode « directe ». Elle considère que la maîtrise de la fissuration est assurée si la largeur de fissure calculée est inférieure à la valeur limite donnée. Une section minimale d'armatures est par ailleurs exigée.

3.2.2 Ferrailage minimal de fissuration

Indépendamment du calcul d'ouvertures de fissures, il convient de prévoir un ferrailage minimal dans les zones susceptibles d'être tendues sous combinaison caractéristique. Dans un élément de type hourdis, le ferrailage minimal est obtenu par la relation : $A_{s,min}.f_{yk} = \max[0,9.k.F_{cr} ; 0,5.k.f_{ctm}.A_{ct}]$.

A_{ct} est l'aire de la section droite de béton tendu. Il s'agira de l'aire du hourdis inférieur en milieu de travée intermédiaire, soit à la clef.

Le coefficient k tient compte de l'effet des contraintes non-uniformes auto-équilibrées conduisant à une réduction des efforts dus aux déformations gênées. Sa valeur est $k = 0,65$ pour des membrures d'une largeur supérieure à 0,8 m.

F_{cr} est la valeur absolue de l'effort de traction dans la membrure juste avant fissuration, correspondant au moment de fissuration calculée avec $f_{ct,eff}$. Comme la fissuration se produira après 28 jours, $f_{ct,eff} = f_{ctm}$.

Dans une volonté de mettre en oeuvre des HA 20 dans le hourdis inférieur, le bras de levier correspond, avec un enrobage de 3 cm, vaut $d_s = 2,50 - 0,04 = 2,46$ m. Alors l'effort de traction dans la membrure vaut donc :

$$F_{cr} = f_{ctm} / [d_s^2 / I_c - 1 / A_c] = 4,1 / [2,46^2 / 8,499918 - 1 / 12,017484] = 6,521 \text{ MN.}$$

La largeur de la membrure à la clef vaut $b = 7,5261$ m et son épaisseur vaut $a = 0,25$ m. Ainsi, on a $A_{ct} = 1,8815 \text{ m}^2$. Alors la section de ferrailage minimal à pour valeur $A_{s,min} = 76,30 \text{ cm}^2$ qui permet de disposer 25 HA 20 avec un espacement $e = 30$ cm.

3.3 Calcul d'ouvertures de fissures aux ELS

3.3.1 Données

On traite la section située au milieu de la travée P1-P2. En cet endroit, les câbles ont pour excentricité $e_0 = -1,259$ m. La fibre supérieure est située à la distance $v = 0,891$ m de son centre de gravité. Alors la distance entre le hourdis supérieur et le centre de gravité des câbles vaut $d_p = v - e_0 = 2,150$ m.

La section d'aciers passifs est composée de HA 20 avec un bras de levier $d_s = 2,46$ m.

La valeur, à court terme, de la précontrainte vaut : $P_{m,ct} = 90,91$ MN. Après les pertes différées, sa valeur, à long terme, vaut : $P_{m,lt} = 80,65$ MN. On en déduit la valeur caractéristique minimale : $P_{k,inf,lt} = 0,9 \cdot P_{m,lt} = 72,59$ MN.

Le moment, sous la sollicitation des charges permanentes, vaut : $M_g = 108,07$ MN.m.

Le moment dû au gradient thermique positif vaut : $M_{GT} = 23,58$ MN.m.

Le moment dû aux surcharges, sous combinaison fréquente, vaut : $M_{LM1,fréq} = 21,06$ MN.m.

Le moment dû aux surcharges, sous combinaison caractéristique, vaut : $M_{LM1,cara} = 42,08$ MN.m.

3.3.2 Calcul des contraintes aux ELS

Sous combinaison quasi-permanente, les calculs de contraintes sont faits en section brute. La combinaison donnant la plus petite compression en fibre inférieure est obtenue pour le moment : $M = M_g + 0,5 \cdot M_{GT} + P_{k,inf,lt} \times e_0 = 28,319$ MN.m.

Les contraintes correspondantes sont obtenues par la formule générale de la RDM : $\sigma_c = P_{k,inf,lt} / A_c + M \times z / I_c$. En fibre supérieure on obtient : $\sigma_{cs} = 9,007$ Mpa. En fibre inférieure on obtient : $\sigma_{ci} = 0,678$ Mpa. La contrainte au niveau du centre de gravité des câbles de précontrainte vaut : $\sigma_{cp} = 1,846$ Mpa.

D'après le tableau 6.2 de l'Eurocode 2, $\xi = 0,5$ (précontrainte par post-tension adhérente constituée de torons, $f_{ck} \leq 50$ Mpa).

Pour les armatures passives : $\phi_s = 20$ mm. Pour la précontrainte : $\phi_p = 1,6 \times (A_p)^{1/2} = 85$ mm. Alors la surtension des aciers de précontrainte au-delà de l'état de déformation nulle du béton adjacent est pondérée par : $\xi_1 = [\xi \times \phi_s / \phi_p]^{1/2} = 0,342$.

Par ailleurs : $\Delta\sigma'_p = \sigma_{cp} \times E_p / E_{cm} = 9,73$ MPa.

Les équations d'équilibre dans la section fissurée sont exprimées comme suit :

- $N = F_c - A_s \times \sigma_s - A_p \times (\Delta\sigma'_p + \xi_1 \cdot \Delta\sigma_p)$ où F_c est l'effort de compression dans le béton,
- $M = M_c - A_s \times \sigma_s \cdot (d_s - v) - A_p \times (\Delta\sigma'_p + \xi_1 \cdot \Delta\sigma_p) \cdot (d_p - v)$ où M_c est le moment dû aux contraintes de compression dans le béton, exprimé par rapport au centre de gravité de la section.

Sous combinaison caractéristique, « ST1 » calcule $F_c = 78,58$ MN et $M_c = 81,03$ MN.m, on obtient alors les résultats suivants :

$$N = P_{k,inf,lt} = 72,59 \text{ MN}$$

$$M = M_g + 0,6 \cdot M_{GT} + M_{LM1,cara} + P_{k,inf,lt} \times e_0 = 72,91 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_s = 237,64 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 235,96 \text{ MPa} \quad \Delta\sigma_p + \Delta\sigma'_p = 245,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 15,03 \text{ MPa (contrainte de compression en fibre supérieure)}$$

Sous combinaison fréquente, « ST1 » calcule $F_c = 77,10$ MN et $M_c = 55,54$ MN.m, on obtient alors les résultats suivants :

$$N = P_{k,inf,lt} = 72,59 \text{ MN}$$

$$M = M_g + 0,5.M_{GT} + M_{LM1,fréq} + P_{k,inf,lt} \times e_0 = 49,53 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_s = 136,32 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 192,08 \text{ MPa} \quad \Delta\sigma_p + \Delta\sigma'_p = 201,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 12,24 \text{ MPa (contrainte de compression en fibre supérieure)}$$

$$x = 0,627 \text{ m (position de l'axe neutre par rapport à la fibre inférieure, utile pour le calcul de l'ouverture de fissure)}$$

3.3.3 Vérification des contraintes aux ELS

Les vérifications sont faites sous combinaison caractéristique :

$$\sigma_s = 237,64 \text{ MPa} < 0,8.f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 15,03 \text{ MPa} < 0,6.f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm} = P_{m,lt}/A_p + \Delta\sigma_p + \Delta\sigma'_p = 80,65/[(16 \times 2\,850 + 6 \times 4\,050) \cdot 10^{-6}] + 245,69 = 1\,399,48 \text{ MPa} < 0,8.f_{pk} = 1\,488 \text{ MPa}$$

3.3.4 Vérification de l'ouverture de fissure sous combinaison fréquente

La vérification est menée par la méthode directe. Le hourdis du caisson étant approximativement rectangulaire, endroit de la zone tendue, on obtient les valeurs suivantes :

$$\sigma_s = 136,32 \text{ MPa}$$

$$h_{c,ef} = \min[2,5 \cdot (h - d_s) ; x/3] = \min(2,5 \times 40 ; 627/3) = 100 \text{ mm}$$

$$A_{c,ef} = b \times h_{c,ef} = 7,53 \times 0,10 = 0,753 \text{ m}^2 \text{ (section effective de béton tendu autour des armatures)}$$

$$A'_p = 16 \times 2\,850 \text{ mm}^2 \text{ (seul les câbles de continuité intérieure sont situés dans le béton tendu)}$$

$$\rho_{p,ef} = (A_s + \xi_1^2 \times A'_p) / A_{c,ef} = 1,75\%$$

$$k_t = 0,6 \text{ (facteur dépendant de la durée de la charge : courte durée)}$$

Comme l'expression $[\sigma_s - k_t \times f_{ctm} \cdot (1 + \rho_{p,ef} \times E_s / E_{cm}) / \rho_{p,ef}]$ est négative, on a :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,6 \cdot \sigma_s / E_s = 409 \mu\text{m/m}$$

On a $s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_s / \rho_{p,ef}$; $c = 30$ mm est l'enrobage des barres HA 20 et donc $k_1 = 0,8$; étant en flexion, $k_2 = 0,5$; les autres coefficients sont recommandés à $k_3 = 3,4$ et $k_4 = 0,425$; alors :

$$s_{r,max} = 296 \mu\text{m/m}$$

L'ouverture des fissures, w_k , prend donc la valeur, en milieu de travée intermédiaire :

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 296 \times 409 \times 10^{-6} = 0,12 \text{ mm}$$

La valeur obtenue est inférieure à la limite admissible de 0,2 mm.

4 Vérification de l'encorbellement

On considère la section d'encastrement de l'encorbellement de l'ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs. Le critère de la justification à la fatigue exige que les contraintes de traction dans les armatures de l'encorbellement ne dépassent pas la limite de 300 Mpa sous combinaison caractéristique. On limite la contrainte dans les aciers passifs à 435 Mpa à l'ELU de résistance.

La section d'encastrement est distante de $l = 4,270$ m, son épaisseur est de $h = 0,438$ m. L'encorbellement supporte :

- Une longrine, avec la bordure, de dimensions $0,77 \times 0,33$ m générant un moment :

$$M_{g1} = 0,77 \times 0,33 \times 26 \times 3,885 = 25,67 \text{ kN.m/m.}$$

- Une BN4 générant un moment :
 $M_{g2} = 0,65 \times 3,900 = 2,54 \text{ kN.m/m.}$
- La chaussée générant le moment :
 $M_{g3} = 3,50 \times 0,11 \times 24 \times 1,750 = 16,17 \text{ kN.m/m.}$
- La dalle de l'encorbellement générant le moment :
 $M_{g4} = 26 \times 2,135 \cdot (4,27 \times 0,24 + 0,198 \times 1,423) = 72,53 \text{ kN.m/m.}$
- La corniche et l'écran anti-bruit générant le moment :
 $M_{g5} = 25,0 \times 4,56 = 114,00 \text{ kN.m/m.}$

Les actions permanentes génèrent donc un moment valant : $M_g = 230,91 \text{ kN.m/m.}$

Concernant les surcharges :

- La charge uniformément répartie UDL, génère le moment :
 $M_{q1} = 0,7 \times 9,0 \times 3,50 \times 1,75 = 38,59 \text{ kN.m/m.}$
- La charge de l'essieu du tandem TS, diffusant sur 6 m dans la dalle, génère le moment :
 $M_{q2} = 0,9 \times 150 \cdot (3,00 + 1,00) / 6,0 = 90,00 \text{ kN.m/m.}$

Les actions de surcharges génèrent donc un moment valant : $M_q = 128,59 \text{ kN.m/m.}$

Par simplification, le dimensionnement des aciers est obtenu avec : $A_{s,min} = M / (z \times \sigma_s).$

Avec un enrobage $c = 3 \text{ cm}$ et en optant pour la mise en œuvre de HA 20, la hauteur utile des armatures est égale à $d = 0,398 \text{ m}$, d'où un bras de levier valant $z = 0,358 \text{ m}$. Ainsi, les sections d'armatures suivantes sont obtenues :

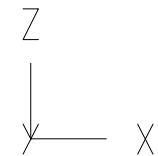
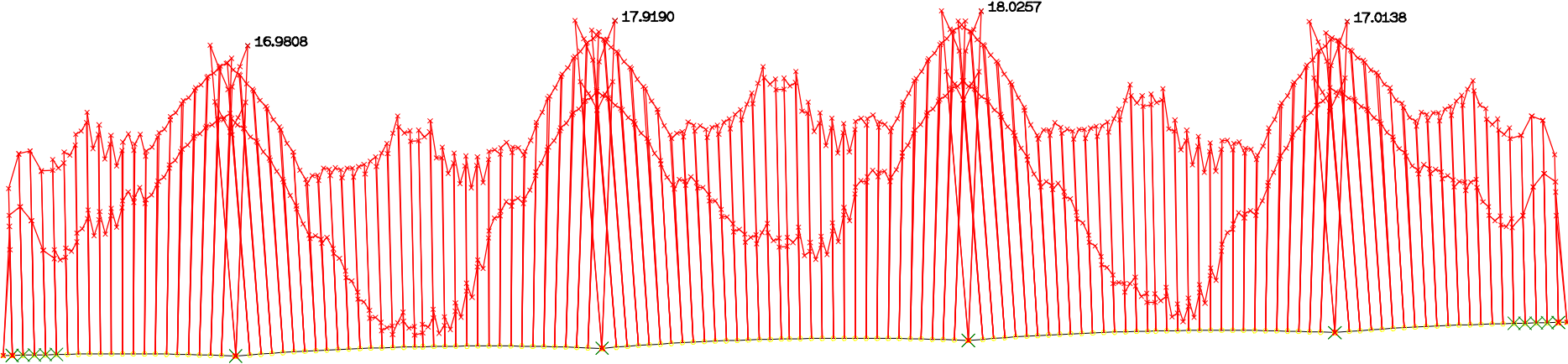
- À l'ELS : $M_s = M_g + M_q = 359,50 \text{ kN.m/m} \Rightarrow A_{s,ELS} = 33,48 \text{ cm}^2/\text{m}$, soit 12 HA 20 disposés sur deux lits, avec $e = 16,67 \text{ cm}$.
- À l'ELU : $M_u = 1,35 \times M_s = 485,33 \text{ kN.m/m} \Rightarrow A_{s,ELU} = 31,17 \text{ cm}^2/\text{m}.$

On peut donc se dispenser de mettre en œuvre une précontrainte transversale.

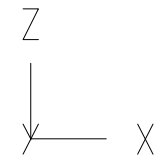
Justification des fondations

La justification est menée à l'aide d'un tableur dont les résultats sont joints ci-après.

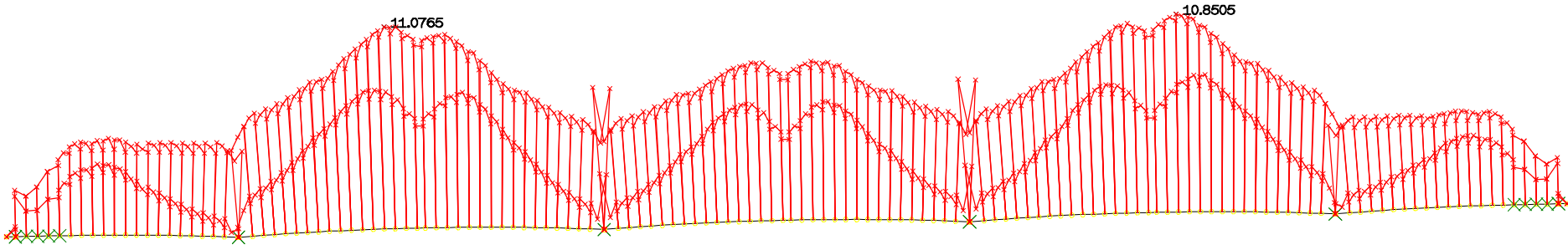
On trouvera également, les graphes des résultats « ST1 » concernant les contraintes normales pour toutes les sections du tablier.



— contr WYWZ env 34 ELS quasi perm

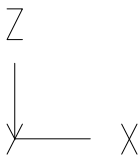
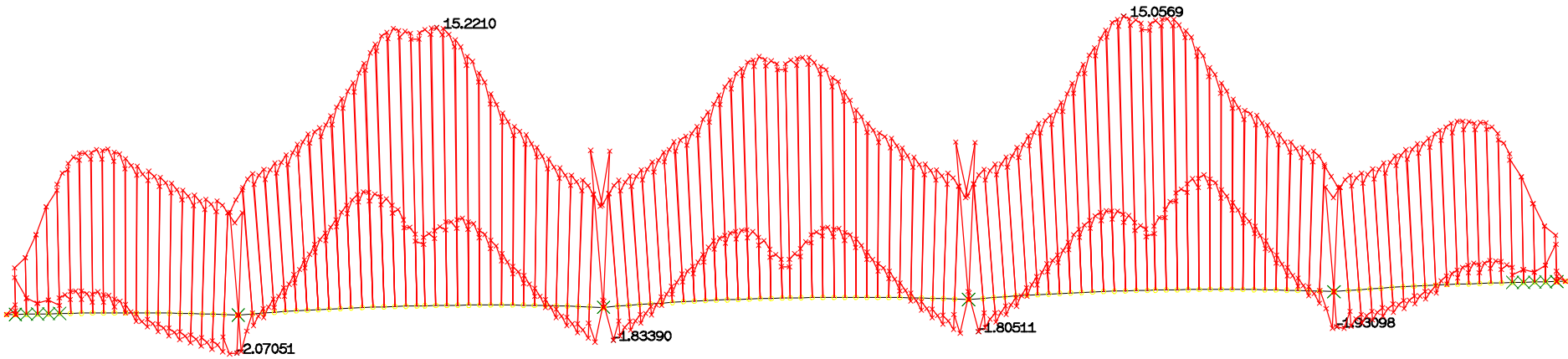


— contr WYWZ env 56 ELS caracteristique



Z
|
Y X

— contr VVZ env 34 ELS quasi perm



contr VVZ env 56 ELS caracteristique