

RENFORCEMENT D'UNE POUTRE DE VIPP PAR PRECONTRAINTE EXTERIEURE

CONTEXTE

L'objet du TD est le renforcement d'une poutre de VIPP (Viaduc à Travées Indépendantes Précontrainte par Post-tension). De conception des années 70, le tablier est composé de 4 poutres transversales. La zone intermédiaire de hourdis entre deux poutres est coulée en place, ce qui forme la dalle supérieure du tablier.

Chaque poutre de longueur 48,9 m entre appuis est précontrainte par 10 câbles dont le tracé est parabolique. À noter que deux familles de câbles se distinguent : une première famille de 6 câbles qui s'ancrent aux extrémités et une seconde famille de 4 câbles qui sont relevés et ancrés dans la semelle supérieure.

La précontrainte est assurée par des câbles constitués de fils plats crantés. Chaque fil a une section de 38,8 mm². Chaque câble est de type KA-24 (procédé KA des années 60-70), et est composé de 24 fils parallèles.

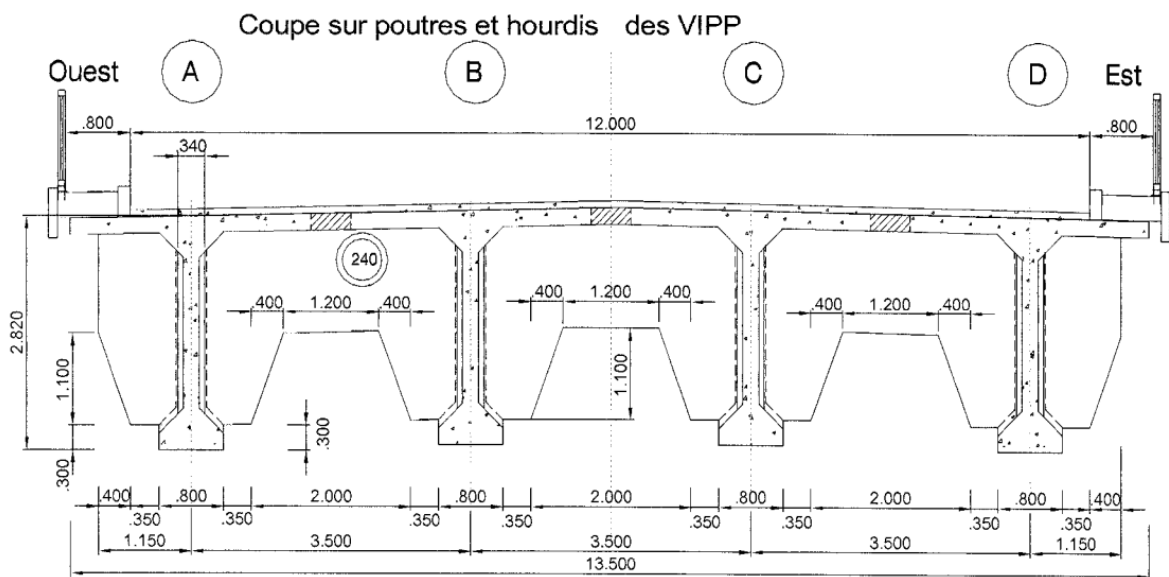


FIGURE 1 - COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER

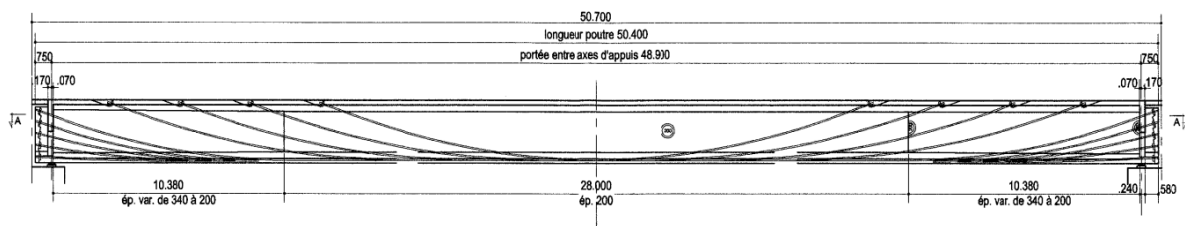


FIGURE 2 - COUPE LONGITUDINALE ET TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINT POUR LA POUTRE C

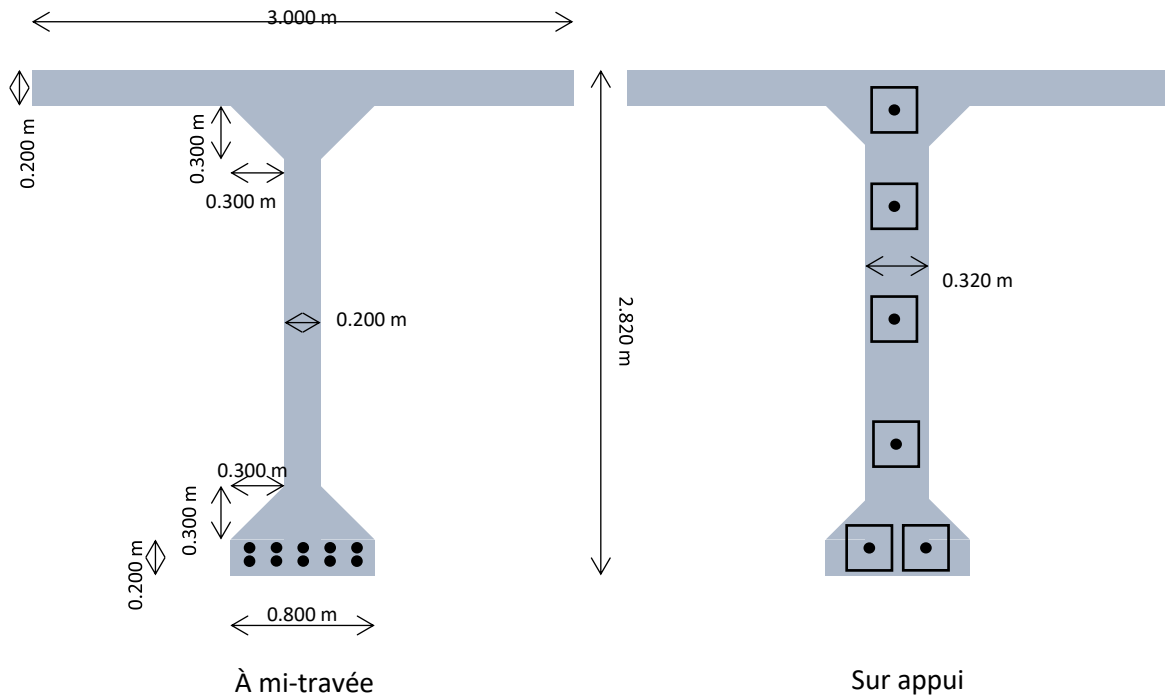


FIGURE 3 - COUPE TRANSVERSALE A MI-TRAVEE ET SUR APPUI DE LA POUTRE C

À mi-travée, les 10 câbles se trouvent dans le talon de la poutre, régulièrement répartis en 2 lits. Le premier lit de câble est situé à 9,2 cm de la fibre inférieure et le second lit à 15,3 cm. À l'origine, la contrainte probable après pertes était estimée à 1100 MPa.

Diagnostic :

Lors d'une précédente inspection, des fissures remontantes depuis le talon des poutres ont été relevées à proximité du milieu de la travée, indiquant un déficit probable des poutres à la flexion.

De plus, les inspections font état d'un certain nombre de fils corrodés dans le talon avec, dans certaines zones des fils rompus : une trentaine en partie centrale de la poutre la plus dégradée.

Enfin, des essais menés à l'arbalète ont montrés une tension moyenne résiduelle des fils de l'ordre de 950 MPa mais ces résultats sont aussi très dispersés d'un câble à l'autre. L'analyse statistique donne un fractile bas de l'ordre de 750 MPa.

OBJECTIFS DU TD

1. Vérifier aux ELS la section à mi-travée de la poutre C :
 - a. Avec les tensions théoriques à l'origine
 - b. La tension estimée aujourd'hui avant et après rupture de 30 fils
2. Proposer un schéma de précontrainte additionnelle et la force associée pour vérifier les critères réglementaires aux états limites de service. Donner les contraintes dans le béton aux fibre extrêmes
3. Étudier le clouage des massifs d'ancrage (blochets) et les déviateurs
4. Étudier le ferrailage de diffusion et d'entraînement au niveau des blochets

DONNEES ET HYPOTHESES

GEOMETRIE

Les propriétés mécaniques de la section sont :

À mi-travée	Sur appuis
Aire : $A_c = 1,424 \text{ m}^2$	Aire : $A_c = 1,678 \text{ m}^2$
Distances du centre de gravité aux fibres extrêmes :	Distances du centre de gravité aux fibres extrêmes :
<ul style="list-style-type: none"> • $v = 1,024 \text{ m}$ • $v' = 1,796 \text{ m}$ 	<ul style="list-style-type: none"> • $v = 1,079 \text{ m}$ • $v' = 1,741 \text{ m}$
Inertie de flexion : $I_{G,y} = 1,6217 \text{ m}^4$	Inertie de flexion : $I_{G,y} = 1,7339 \text{ m}^4$
Rendement géométrique : $\rho = 0,619$	Rendement géométrique : $\rho = 0,550$

TABLEAU 1 – PROPRIETES MECANIQUE DE LA SECTION A MI-TRAVEE ET SUR APPUIS

En première approche, il sera considéré uniquement les sections brutes.

CHARGEMENTS

ACTIONS, EN SITUATION D'EXPLOITATION

- Actions permanentes :
 - Poids propre g
 - Superstructures $g' = 5 \text{ kN/m}^2$
- Actions variables pour la file C
 - Charge d'exploitation : $q = 7,5 \text{ kN/m}^2$;
 - La largeur de dalle attribuée à la poutre est de 3,00 m.

COMBINAISONS D' ACTIONS ELS

- Quasi permanente $P_m + G$
- Fréquente $P_m + G + 0,6 \cdot Q$
- Caractéristique $P_m + G + Q$

LIMITES DE CONTRAINTES

En service :

- Combinaison quasi-permanente : $0 \leq \sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck}$
- Combinaison fréquente : $0 \leq \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$
- Combinaison caractéristique : $-f_{ctm} \leq \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck}$

MATERIAUX

BETON

- $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- $f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

PRECONTRAITE

PRECONTRAITE EXISTANTE

La précontrainte existante est assurée par des câbles composés de fils plats crantés. Chaque fil a une section de 38,8 mm². Chaque câble est de type KA-24 (procédé KA des années 60-70), et est composé de 24 fils parallèles.

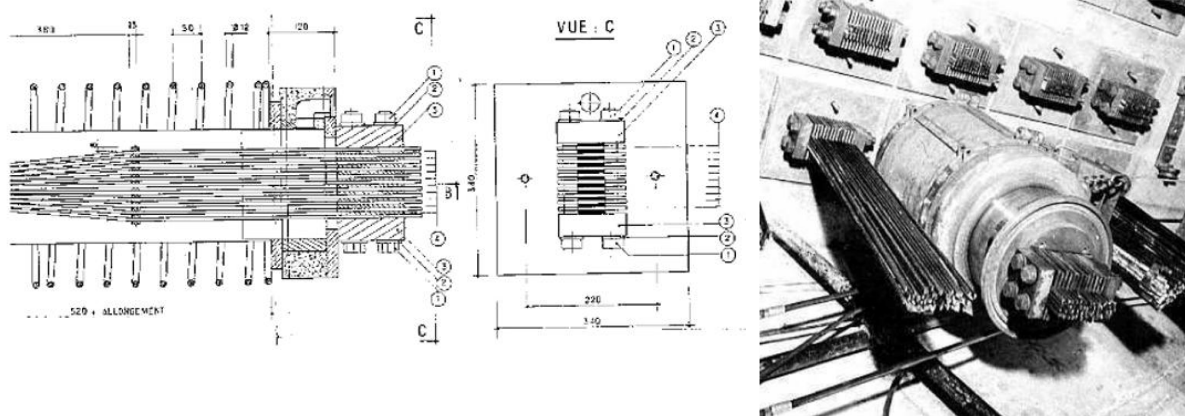


FIGURE 4 - PLAN DE L'ANCRAGE DU SYSTEME KA ET PHOTO DE LA MISE EN TENSION

PRECONTRAITE ADDITIONNELLE

Les poutres seront chacune renforcées par des câbles de précontrainte extérieures, dont le tracé est polygonal ; cela signifie que le tracé sera rectiligne par morceaux et que les déviations seront assurées au moyen de déviateurs en béton armé.

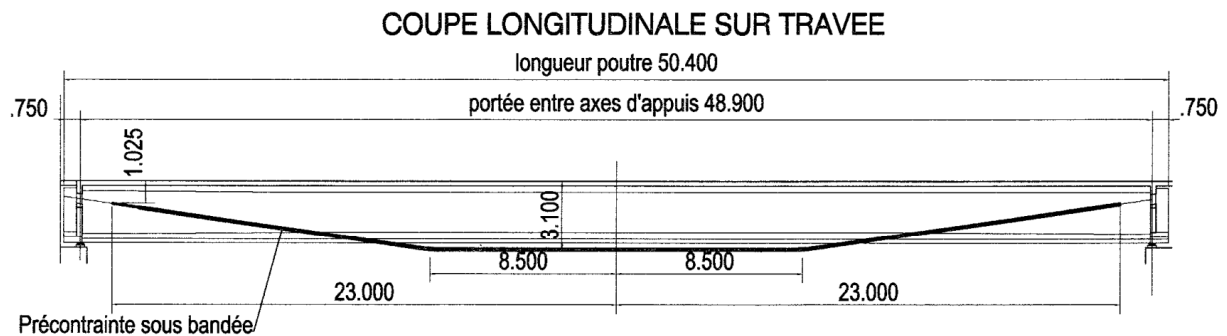


FIGURE 5 - VUE LONGITUDINALE DE LA POUTRE C AVEC SON RENFORCEMENT PAR PRECONTRAITE ADDITIONNELLE

La solution étudiée en faisabilité prévoit la mise en oeuvre d'une précontrainte classique en unités 7T15 (7×139 mm²) dans une gaine épaisse de 75 mm. Il sera privilégié des mono-torons graissés.

Les câbles seront tendus à 1488 MPa. Après toutes pertes, la force de précontrainte additionnelle pour un câble est estimée égale à $P_u = 1,32$ MN.

Les côtés actifs (mise en place de câble de précontrainte) et passif (mise en place de tube métallique) de cette solution présentent le double intérêt de recomprimer l'ouvrage à court terme et de pouvoir mobiliser le tube métallique en surtension, en cas de besoin sous charges d'exploitation ou lors des dégradations des câbles existants.

ANNEXES

CLOUAGE DES MASSIFS D'ANCRAGE (BLOCHET)

Dans le cadre de ce projet, il est prévu que des bossages en béton armé soient solidarités à la structure par scellement d'aciers passifs et/ou clouage par de barres de précontrainte transversale. Ces bossages sont prévus pour ancrer et diffuser tout ou une partie des efforts. La liaison peut être :

- Passive, par l'intermédiaire d'aciers scellés dans le béton en place ;
- Active, par clouage avec des barres de précontrainte ;
- Active et passive.

Dans tous les cas, la transmission des efforts dépend de la qualité de l'état de surface. La préparation des surfaces sur lesquelles viennent s'appuyer les bossages doit être très soignée. Lorsqu'il s'agit d'un élément préfabriqué en béton à appuyer sur du béton durci, les surfaces en contact doivent être traitées pour éliminer la surface du béton (laitance) et retrouver le béton sain conformément à la norme NF P 95-104. Lorsque le bossage ou les massifs d'ancrage d'appui sont coulés en place, la surface d'appui du béton existant doit être sablée et lavée à haute pression.

L'équilibre est par conséquent en partie assurée par frottement. La norme NF P95-104 propose quelques valeurs pour ce coefficient de frottement :

Désignation	Coefficient de frottement μ
Bossage en acier ou en béton préfabriqué	0,4
Bossage coulé en place sur surface traitée pour éliminer la laitance	0,6
Bossage coulé en place sur surface rugueuse présentant des aspérités d'au moins 3 mm	0,7
Bossage coulé en place sur surface très rugueuse avec aspérités de 6 mm.	0,9
Bossage coulé en place sur surface avec indentations présentant des clés comme sur la figure 6.9 de l'article 6.2.5 de l'Eurocode 2-1-1	0,9

TABLEAU 1 - EXTRAIT DE LA NORME NF P95-104

Sur une surface de béton ancien « piqué en surface », afin d'obtenir une surface irrégulière sans casser les granulats ni briser leur adhérence, il est loisible de retenir un coefficient de frottement de 0,9 à l'ELS, sous réserve d'obtenir des rugosités de 5 mm.

Dans le cadre d'une liaison active par barre précontrainte, il convient d'introduire un effort de précontrainte N pour ancrer l'effort F :

- A l'ELS : $P_{k,sup,ext} \leq \min(1,2\mu ; 1,0) \cdot P_{k,inf,clouage}$
- A l'ELU : $\gamma_{p,unfav} \cdot P_{m,ext} \leq \mu \cdot (\gamma_{p,fav} \cdot P_{m,clouage} + A_s \cdot f_{yd}) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot A_{cont}$

Avec :

- $P_{k,sup,ext} = 1,05 \cdot P_m$ et $P_{k,inf,clouage} = 0,95 \cdot P_{m,clouage}$;
- $\gamma_{p,fav} = 0,85$;
- $\gamma_{p,unfav} = 1,30$;
- μ : le coefficient de frottement ELU dépendant de l'interface béton ancien/béton du massif ;
- $v \cdot f_{cd} = 0,6 \cdot (1 - f_{ck}/250) f_{ck} / 1,5 = 14,76$ MPa pour un béton C45/55 ;
- A_{cont} : l'aire de contact entre le béton ancien et le béton du massif.

En pratique, si l'on ne considère que les barres de précontrainte, on constate que la vérification à l'ELU s'avère systématiquement dimensionnante. Il est donc autorisé de dimensionner l'effort de clouage aux ELS à condition de mettre en place du ferrailage passif supplémentaire pour reprendre les efforts ELU.

CALCUL DES EFFORTS DE DIFFUSION

Cette annexe présente les principes généraux de justification des zones d'ancrage et de diffusion des efforts concentrés, conformément au Guide Sétra « Diffusion des efforts concentrés » (2008) et aux prescriptions de l'EN1992-2 (Annexe J). **Elle ne traite pas l'ensemble des subtilités du guide**, mais fournit un cadre pour comprendre :

- Pourquoi des aciers d'éclatement sont nécessaires ;
- Comment dimensionner ces aciers ;
- Comment traiter la diffusion des contraintes dans les zones d'ancrage.

ACIERS D'ÉCLATEMENT

Lorsqu'un effort concentré est appliqué au béton (ancrage de précontrainte, appui local, etc.), la contrainte locale peut dépasser la résistance du béton au moment du chargement.

Un calcul rapide manuel permet de se rendre compte du besoin de diffuser les efforts et surtout de maîtriser la fissuration à l'arrière d'un ancrage (ou plus généralement à l'arrière d'un appui) : en comptant un câble 8T15, de force utile à l'origine 1,74MN (effort pondéré par 1,2), la contrainte à l'arrière de la plaque d'ancrage (de dimension 0,20x0,20) serait alors de 45 MPa. Il s'agit là d'une valeur élevée et supérieure à la résistance moyenne d'un béton classique au moment de son chargement. Il y a donc un risque de fissuration à l'arrière de la plaque d'ancrage. La mise en place des aciers d'éclatement (frettage) à l'arrière de la plaque d'ancrage est donc indispensable. Il s'agit du premier type d'acier à positionner à l'arrière d'un ancrage (ou d'un appui).

Il est considéré que dans cette zone que le béton ne travaille plus dans son domaine « élastique ». Il est admis que la zone concernée par la mise en place d'un frettage est englobée dans un prisme géométrique qui a pour dimension $c \times c'$ (homothétique à la plaque), avec une profondeur évaluée à $\delta = 1,2 \times \max(c, c')$.

Pour éviter des concentrations de contraintes ou des ruptures locales (éclatement, arrachement en coin, interaction entre ancrages), il existe des règles d'implantation qui concernent :

- Le rectangle d'impact ;
- Les distances minimales aux parements ;
- Les distances minimales entre ancrages.

Ces règles visent à éviter le recouvrement des prismes.

Ferraillage minimum d'éclatement

L'EN1992-2 NA annexe J donne pour le ferraillage minimum de non éclatement :

$$A_{s,min} = 0,15 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \times \gamma_{p,unfav}$$

Ce ferraillage doit être placé au voisinage immédiat de la zone chargée, dans les deux directions.

Le guide Sétra sur la diffusion des efforts concentrés propose une formulation plus fine, tenant compte :

- De l'inclinaison du câble ;
- De la distance au parement ;
- De l'excentrement dans la hauteur de la pièce.

$$A_e = [0,15 \times \xi + \sin \alpha \times (\xi - 1)] \frac{F_d}{F_{yd}}$$

Avec :

- F_d la force de précontrainte à ancrer pondérée par 1,2
- α l'angle d'inclinaison du câble ;
- ξ un facteur prenant en compte la distance d de l'ancrage au parement et son excentrement par rapport à la hauteur h de la pièce (au niveau de l'ancrage) ;

$$\xi = \sqrt{\frac{2}{d \times \left(\frac{3}{h} + \frac{1}{c}\right)}}$$

- d la distance au parement.

Ce ferrailage doit être **entièrement contenu dans le prisme local**.

Les Evaluations Technique Européen (ETE) relatifs à chaque procédé indiquent le ferrailage A_e minimum à mettre en œuvre à l'arrière de la plaque d'ancrage. En règle générale, il est prudent de retenir celui préconisé par l'ETE et il convient donc de choisir la valeur la plus élevée entre celle du calcul (ferrailage d'éclatement et ferrailage de peau) et celle de l'ETE.

ACIERS DE DIFFUSION

Lorsque des armatures de précontrainte sont ancrées dans une section S_A d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes s'écarte sensiblement de celle obtenue par les règles de la Résistance des Matériaux car, dans cette zone, les conditions du principe de Saint-Venant ne sont pas satisfaites. Les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte ne retrouvent la répartition habituelle de la résistance des matériaux que dans une section de régularisation S_R située à une longueur de régularisation L_R de S_A . Il existe donc une zone entre la section d'application de la charge concentrée et la section de régularisation S_R dans laquelle le principe de Navier ne peut être appliqué.

La longueur L_R représente la distance nécessaire pour que les contraintes se redistribuent et retrouvent une forme compatible avec les hypothèses de Navier. Cette longueur L_R dépend de la forme de la section de la poutre et de la position des différents ancrages de précontrainte dans la section d'about.

Il convient alors d'assurer les équilibres en utilisant une méthode de type belle-tirant ou la méthode Française de diffusion issues du BPEL, reprise par le guide diffusion des efforts concentrés du Sétra.

Dans cette zone (entre S_A et S_R), il y a donc lieu de procéder :

- À des vérifications permettant de réduire à un niveau convenable la probabilité d'apparition des fissures ;
- À la détermination d'armatures destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

La méthode française « classique », présentée dans le Guide Sétra « Diffusion des efforts concentrés » (2008), permet d'évaluer la diffusion des contraintes dans les zones d'ancrage où le principe de Saint-Venant n'est pas satisfait. Elle repose sur l'idée suivante :

- À proximité immédiate de la section d'application de l'effort concentré (section S_A), la distribution des contraintes est très perturbée ;
- On considère alors une succession de blocs indéformables de longueur L_R , s'étendant jusqu'à une section de régularisation S_R (voir figure 8). Dans ces blocs, on réalise des coupes fictives pour déterminer :
 - Les contraintes normales ;
 - Les contraintes de cisaillement ;
 - Les efforts internes nécessaires à l'équilibre.

Cette méthode permet de dimensionner les aciers de diffusion qui assurent la transition entre la zone perturbée et la zone où la RDM redevient applicable.

Pour des sections non rectangulaires, la détermination de L_R peut être délicate car la diffusion est en réalité tridimensionnelle et la géométrie (incluant le nombre et la position des ancrages) influence fortement la longueur de régularisation.

Dans le cadre de ce TD, comme la plaque d'ancrage et le blochet sont situés à peu près au milieu de la section et que la diffusion étudiée se fait dans le plan de la hauteur, on adopte l'hypothèse simplifiée suivante : $L_R = h$. Il s'agit d'une simplification pédagogique mais cette valeur est cohérente avec les ordres de grandeur habituellement retenus.

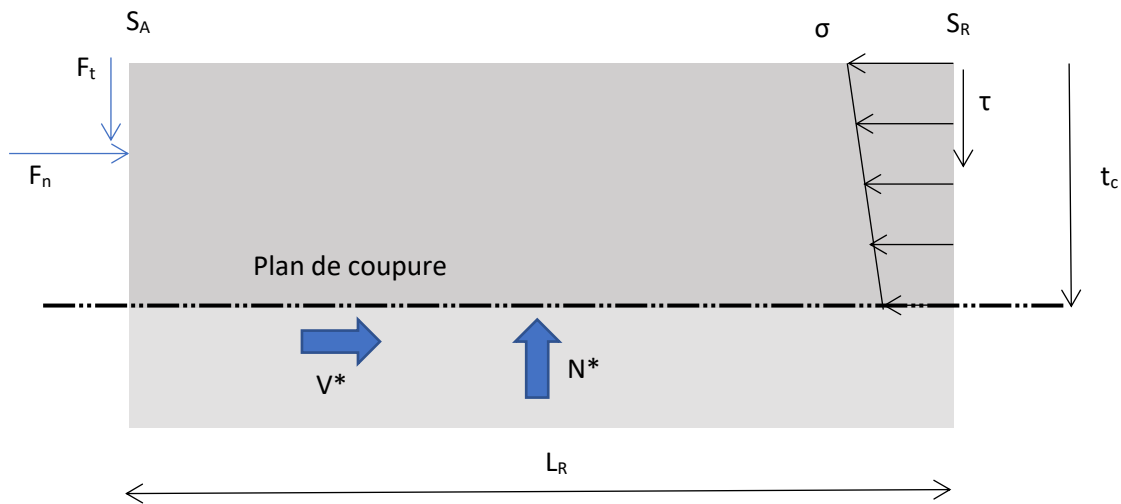


FIGURE 8 - SCHEMA DU PRINCIPE DE DIFFUSION DES EFFORTS POUR L'EQUILIBRE DU BLOC

F_t et F_n sont les projections verticales et horizontales de la force de précontrainte F_p .

L'équilibre au niveau de la coupe s'écrit¹ :

- $V^* + F_n - \int_{z=-t_c}^{z=0} \sigma(z) dz = 0$, soit : $V^* = -F_n + \int_{z=-t_c}^{z=0} \sigma(z) \cdot e(z) dz$
- $N - F_t - \int_{z=-t_c}^{z=0} \tau(z) dz = 0$, soit : $N^* = F_t + \int_{z=-t_c}^{z=0} \tau(z) \cdot e(z) dz$

Les contraintes le long du plan de coupe sont déduites en divisant l'effort par la surface de coupe :

- Contrainte de cisaillement : $\tau^* = \frac{V^*}{L_R \times e(t_c)}$
- Contrainte normale : $\sigma^* = \frac{N^*}{L_R \times e(t_c)}$

Il convient dans un premier temps de vérifier l'intégrité du béton avec la formule suivante² :

$$|\tau^*| - \sigma^* \leq 1,2 f_{ctk0,05}(t_0)$$

Les armatures d'équilibre général ont pour but de diffuser les efforts via des bielles de compression et des tirants en traction. Elles doivent être capable d'équilibrer le cisaillement exercé sur le plan de la coupe. Il convient de prendre en compte, dans l'équilibre, la reprise partielle de l'effort de cisaillement par le béton par un effort de cisaillement réduit :

$$(|V^*| \tan \theta - N^*)_{réduit} = (|V^*| \tan \theta - N^*) \times \alpha$$

¹ Notons que l'origine du repère utilisé se confond avec la fibre supérieure de l'élément, mais il serait bien évidemment possible de conduire les calculs avec une autre origine.

² L'Erratum du guide Sétra de 2008 indique que cette vérification doit être faite aux ELS caractéristique. Il est donc proposé de vérifier ce critère sans prise en compte du coefficient $\gamma_{p,unfav}$

Avec :

$$\alpha = 0,2 + 0,8 \times \sqrt{\frac{|\tau^*| - \sigma^*}{1,2f_{ctk0,05}(t_0)}} \leq 1$$

Au final, la quantité d'acier de diffusion est :

$$A_{sc,red} = \frac{(|V^*| \tan \theta - N^*)_{red}}{f_{yd}}$$

Avec θ l'angle d'inclinaison des bielles qui est limité, d'après le guide diffusion, à $26,5^\circ$.

Limites de la méthode simplifiée ci-dessus :

- Par simplification, nous n'avons considéré qu'un ancrage centré ;
- Par simplification, nous n'avons pas pris en compte le cumul avec l'effort tranchant dû aux actions autres que la précontrainte de renforcement existant ;
- Il n'est pas traité ici le cas où la longueur du blochet est inférieure à la longueur de régularisation (hypothèse pourtant retenue) ;

SYNTHESE

Les armatures d'éclatement A_e et les armatures de régularisation A_{sc} définies ci-dessus sont à mettre en place selon la répartition longitudinale suivante :

- On divise la longueur de régularisation L_R en trois zones d'égales longueurs ;
- On dispose A_e sur une longueur au maximum égale à $1,2 c$ (armatures locales), en positionnant les premiers aciers au plus près de l'ancrage ;
- On complète, si nécessaire, de façon à avoir au moins $2/3 A_{sc}$ sur le premier tiers de L_R et A_{sc} sur les deux premiers tiers de L_R .

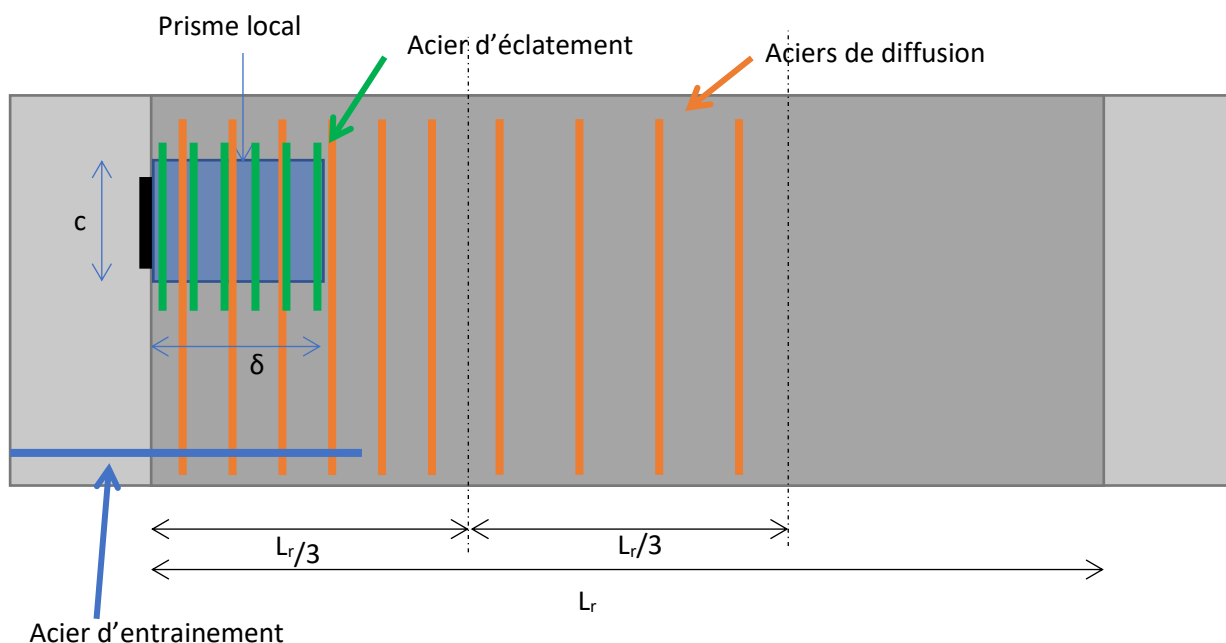


FIGURE 10 - PRINCIPE DE FERRAILAGE (ECLATEMENT, DIFFUSION ET ENTRAINEMENT)

ACIERS D'ENTRAÎNEMENT

Si la section d'ancrage n'est pas une section d'about, pour éviter la fissuration en arrière de l'ancrage liée à la déformation locale du béton sous l'effet de l'effort concentré, il faut vérifier que l'on ait assez d'armatures d'entraînement parallèles à l'axe du câble dont la section est égale à :

$$A_l = \frac{\frac{F_d}{2} - \sigma \times \Omega}{f_{yd}}$$

Ces armatures doivent régner sur une distance minimale égale à $\frac{L_R}{2} + \frac{L_S}{2}$ (avec L_S , la longueur de scellement).

- Ω désigne la surface d'intersection de la section de la poutre et d'une section homothétique de facteur 2 de la surface du rectangle d'impact
- σ est la contrainte de compression quasi-permanente appliquée par les efforts de flexion longitudinale au niveau de l'ancrage considéré.

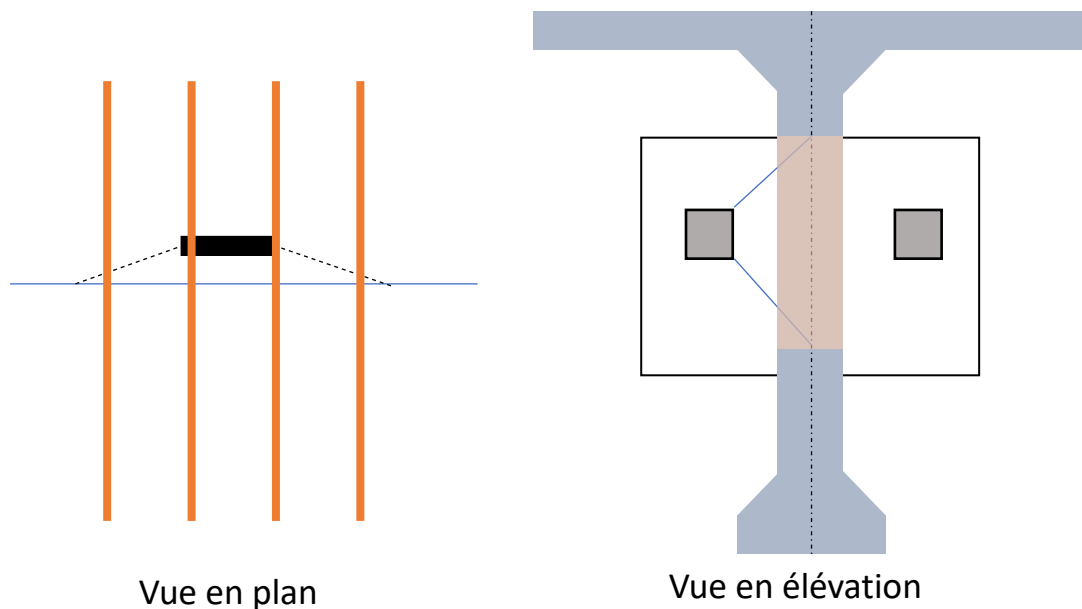
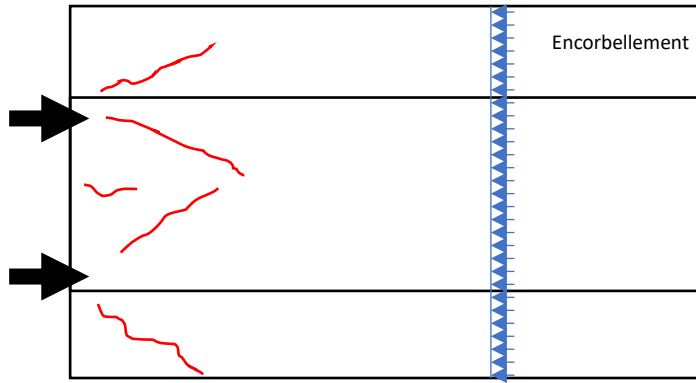


FIGURE 9 - SCHEMA DU PRINCIPE DE DIFFUSION DES EFFORTS A L'ARRIERE D'UN ANCRAGE

CAS D'EXEMPLE

Voici un exemple de relevé de fissuration symptomatique de problématique de diffusion :



Section de régularisation

FIGURE 12 - SCHEMA DU DESSOUS DE RELEVÉ DE FISSURATION (FISSURES DE DIFFUSION) ET PHOTO DE FISSURES DE DIFFUSION

Un modèle numérique de type élément finis peut aider à identifier les zones de cisailement importants, les bulbes de compression et les iso valeurs de traction. Cela peut permettre en outre de définir de manière plus juste les longueurs de régularisation.

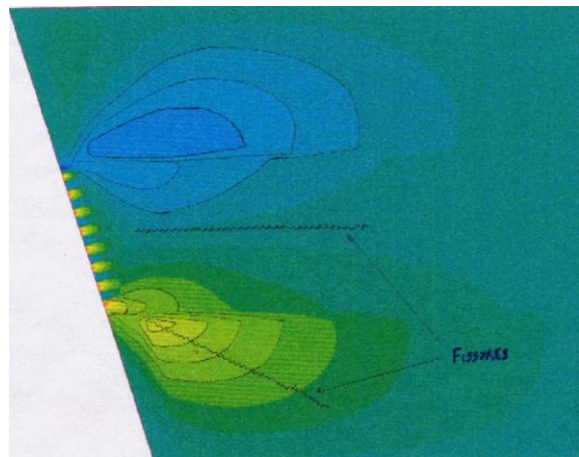
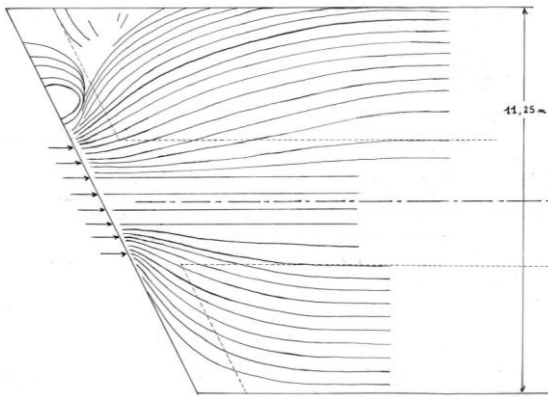


FIGURE 13 - MODELE NUMERIQUE POUR L'ETUDE DE LA DIFFUSION