

CHAMOA P– Annexes

CHaîne Algorithmique Modulaire Ouvrages d'Art



La CHaîne Algorithmique Modulaire Ouvrages d'Art (Chamoa P) a été développée sous le pilotage du CEREMA/DTeclTM par :

Gaël Bondonet (CEREMA/DTOA)	
Benjamin Blasco (ex Sétra/CTOA)	(2009-2014)
Julien Cabut (ex DREIF/DOAT)	(2007-2010)
Eric Chasco (Dter Sud-Ouest/DOA)	(2007-2010)
Renaud Léglise (Dter Nord /DOA)	(2007-2010)
Claude Favrel (ex DTerEst /DOA DTerEst)	(2007-2015)
Angel-Luis Millan (ex Sétra/CTOA)	(2007-2014)
Pierre Paillusseau (ex DTer Sud-Ouest/DOA)	(2007-2010)
Pierre Perrin (ex Sétra/CTOA puis DTerEst/DOA)	(2008-2015)
Sylvain Rigole (ex DteclTM)	(2015-2018)
Luc Muller Ripalda (ex Cerema ITM)	(2018-2021)
Corentin Mestre(CEREMA/DTOA)	(2022-2023)

Et validé avec l'appui de :

Jean-Bernard Humeau (DterOuest /DOA)	(2007-2010)
Benoît Poulin (DterOuest/DOA)	(2007-2010)

L'application est désignée sous le sigle "CHAMOA" pour Chaîne Algorithmique Modulaire de calcul des Ouvrages d'Art. Ce nom et ce sigle ont été déposés à l'Institut National de la Propriété Industrielle dans les classes suivantes :

9 : logiciels (programmes enregistrés)
42 : programmation pour ordinateur.

Toute représentation ou reproduction, intégrale ou partielle de cette documentation et/ou du logiciel, faite sans le consentement du Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement Durable et de l'Aménagement du Territoire est illicite (loi du 11 mars 1957, alinéa 1er de l'article 40).

Sommaire

1 - Unités de CHAMOA-P	7
2 - Application de la Méthode de Guyon – Massonnet	7
2.1 - Généralités	7
2.2 - Méthode des dossiers pilotes.....	7
2.3 - Adaptation de la méthode des dossiers pilotes	7
3 - Prise en compte de la continuité et du biais	9
3.1 - Détermination des portées isostatiques équivalentes.....	9
3.2 - Méthode directe des flèches	9
3.3 - Méthode indirecte des flèches à partir des moments	9
3.4 - Méthode des moments pour des structures d’inertie variable	10
4 - Introduction simplifiée du biais.....	11
4.1 - Biais mécanique	11
4.2 - Flexion longitudinale	11
4.3 - Flexion transversale	12
5 - Coefficient de Poisson	13
6 - Coefficients caractéristiques des actions pour les ponts routiers et les passerelles	14
6.1 - Actions permanentes	14
6.2 - Actions variables climatiques	15
6.3 - Actions variables d'exploitation.....	16
7 - Combinaisons des actions des ponts routiers et passerelles ...	23
7.1 - ELS caractéristiques en exploitation (situation durable)	23
7.2 - ELS fréquents en exploitation (situation durable)	24
7.3 - ELS quasi-permanents en exploitation (situation durable).....	24
7.4 - ELU fondamental en exploitation (situation durable)	25
7.5 - ELS en construction (situation transitoire)	28
7.6 - ELU en construction (situation transitoire)	29
8 - Combinaisons des actions des ponts routiers et passerelles ...	29
8.1 - Combinaisons ELS caractéristiques en exploitation (situation durable)	29
8.2 - Combinaison ELS fréquente en exploitation (situation durable)	30
8.3 - Combinaison ELS quasi-permanente en exploitation (situation durable)	31
8.4 - Combinaison ELU fondamental en exploitation (situation durable)	31
8.5 - Combinaisons ELS en construction (STR-GEO)	33
8.6 - Combinaisons ELU en construction (STR-GEO)	33
9 - Lois de comportement des matériaux	33
9.1 - Béton de structure, béton de dalles de transition	33
9.2 - Aciers passifs.....	37
9.3 - Acier de précontrainte	38

10 - Décalage des moments	40
10.1 - Principe	40
10.2 - Prescriptions de l'EC2	41
10.3 - Adaptation aux ouvrages types dans Chamoia.....	41
11 - Dispositions de ferrailrages	42
11.1 - Options de ferrailage applicables dans CHAMOA-P	43
11.2 - Zone spécifique de Ferrailage	43
11.3 - Dispositions constructives.....	44
11.4 - Orientation des aciers pour les tabliers de pont dalle	45
11.5 - Orientation des aciers pour la traverse supérieure de portique ou cadre	47
11.6 - Dispositions des aciers pour les autres parties d'ouvrages.....	49
11.7 - Calcul simplifié pour l'option 3	49
11.8 - Calculs des aciers de renfort des angles obtus en option 2/3	50
11.9 - Calculs des aciers de renfort des angles aigus en option 1-2	53
12 - Sollicitations tangentes	54
12.1 - Effort tranchant de calcul.....	54
12.2 - Principe de la vérification	56
12.3 - Dispositions complémentaires	61
12.4 - Métré des aciers d'effort tranchant – Poids d'acier :	62
13 - Classes d'environnement	62
14 - Calcul de la résistance minimale f_{ck} du béton	65
15 - Calcul des enrobages des armatures	66
15.1 - $C_{min,b}$: enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence et de compacité du béton	67
15.2 - $C_{min,dur}$: enrobage minimal vis-à-vis de l'environnement et des classes structurales	67
15.3 - Autres facteurs de majoration $\Delta C_{dur,\gamma}$, $\Delta C_{dur,st}$ et $\Delta C_{dur,add}$	68
15.4 - Valeur finale de C_{min}	69
15.5 - ΔC_{dev} marge pour les tolérances d'exécution	69
16 - Calcul des ouvertures de fissures	69
16.1 - Cas des PIPO, PICF, PSIDA, PSIDP	69
16.2 - Cas des PRAD	71
17 - Calcul des efforts thermiques	71
17.1 - Gradient thermique	72
17.2 - Dilatation thermique.....	73
17.3 - Calcul simplifié du gradient thermique transversal sur les tabliers de type dalle	75
18 - Calcul de poinçonnement (fascicule 62 titre V) adapté aux Calculs Eurocodes CHAMOA-P	76
19 - Calcul des efforts du chevêtre incorporé	80
19.1 - Le principe du module.....	80

19.2 - Le modèle de grillage pour les ponts dalles	80
19.3 - Le modèle de grillage pour les ponts à poutrelles enrobées	86
19.4 - Calculs des efforts permanents et des gradients thermiques	90
19.5 - Le traitement des surfaces d'influence	91
19.6 - Calculs des efforts dus aux charges mobiles	92
19.7 - Calculs des combinaisons	93
19.8 - Exemples de sorties de M7	Erreur ! Signet non défini.
20 - Listes des Justifications aux Eurocodes	95
20.1 - Lexique	95
20.2 - Justifications aux ELS	96
20.3 - Justifications aux ELU	100
20.4 - Justifications indépendantes d'un Etat Limite	102
20.5 - Rupture fragile dépendant d'un état limite (Eurocode).....	105
20.6 - Renforcement Acier Longitudinaux extradados sur ligne d'appuis de PSIDP	106
20.7 - Justifications ELS équivalentes ELF (Fatigue).....	106
20.8 - Justification du sol sous fondations superficielles	107
20.9 - Calcul des sollicitations dans les fondations profondes.....	107
20.10 - Autres Justifications non faites dans le programme Chamoia	107

1 - Unités de CHAMOA-P

Les unités sont le mètre (m), le kilo newton (kN), le méga Pascal (MPa).

Le cas échéant, les unités sont précisées localement. Ainsi, par exemple, les angles sont généralement en radians, sauf pour la géométrie de l'ouvrage où le grade est utilisé (et spécifié).

2 - Application de la Méthode de Guyon – Massonnet

2.1 - Généralités

De manière générale, le principe consiste à associer à chaque travée hyperstatique une travée droite isostatique dite « équivalente » (Cf. 3 - Prise en compte de la continuité et du biais) se prêtant à une étude suivant la méthode de Guyon–Massonnet.

2.2 - Méthode des dossiers pilotes

La travée équivalente est modélisée sous forme d'une plaque unique et isotrope, à laquelle sont appliquées les formules analytiques de Guyon–Massonnet.

En ce qui concerne le facteur de répartition transversale de la flexion longitudinale K , cette méthode consiste à ne retenir que le premier harmonique du développement en série de Fourier des charges et à confondre le facteur de répartition transversale en déplacement K_{M1} , obtenu pour le 1^{er} mode de la série de Fourier, avec le facteur de répartition transversale en effort de flexion K_{M1} , ce qui revient implicitement à négliger le coefficient de Poisson.

Cette méthode donne de très bons résultats pour l'étude des flèches, mais sous-évalue fortement les pics de moment fléchissant provoqués par les charges ponctuelles. Lorsque l'on passe aux charges réelles (plusieurs impacts non ponctuels et diffusés), les tests numériques montrent que l'erreur commise peut être considérée comme acceptable.

Il s'agit néanmoins de la méthode la plus simple à mettre en œuvre, puisqu'elle permet d'écrire directement la surface d'influence unitaire du moment longitudinal en un point P pour un véhicule donné, repéré par x_c, y_c :

$$M_P(x_c, y_c) = K_{M1}(y_P, y_c) \cdot A_{M,P}(x_c)$$

En ce qui concerne la flexion transversale, cette méthode consiste à retenir cinq harmoniques et à développer en série de Fourier les charges principales dans leur position a priori la plus défavorable.

2.3 - Adaptation de la méthode des dossiers pilotes

La mise au point du composant logiciel « Guyon » permet de modéliser la travée équivalente sous forme d'une seule plaque (ou de plusieurs plaques contiguës de caractéristiques différentes) et de procéder à tous les types de calculs de la théorie de Guyon avec un nombre quelconque d'harmoniques.

Compte tenu de la complexité des charges de l'Eurocode 1, il est impossible de connaître a priori la position des charges la plus défavorable. De ce fait, le programme calcule les surfaces d'influence de M_x et M_y en neuf points situés en milieu de travée (seuls cinq sont représentés sur la figure ci-après), pour $\nu = 0,20$ (ELS) et $\nu = 0,00$ (ELU) avec 50 harmoniques.

Ensuite, un composant logiciel nommé « Calech » place les différents chargements sur ces surfaces d'influence pour obtenir l'effet le plus défavorable.

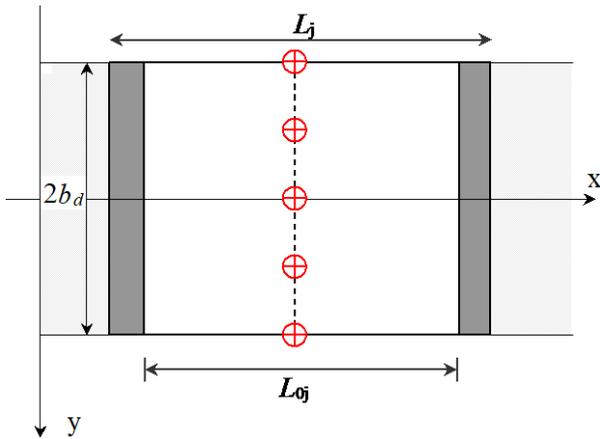


Figure 1 – Dalle étudiée

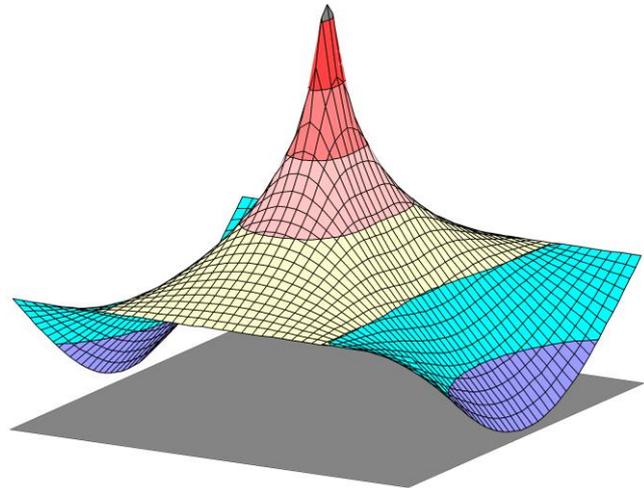


Figure 2 – surface d'influence de M_y

En ce qui concerne le facteur de répartition transversale de la flexion longitudinale K , la travée est modélisée sous forme d'une plaque unique, de même largeur que l'ouvrage.

Pour chaque cas de charge, on calcule :

- Les moments $M_{x,i}$ maximaux que peut engendrer ce cas de charge en chacun des neuf points d'étude, puis le moment $M_{x,max}$ du point le plus défavorable.
- Le moment M_{x0} maximal que peut engendrer ce cas de charge sur une poutre équivalente (de même rigidité de flexion que la dalle, mais sans répartition transversale).

Pour chaque cas de charge Q , on obtient alors le coefficient $K_{M,Q}$:

$$K_{M,Q} = \frac{M_{x,max}}{M_{x,0,P}}$$

La liste des coefficients ainsi obtenue (un coefficient par travée et par cas de charge) est appliquée à la ligne d'influence longitudinale de l'ensemble des efforts sollicitants (efforts de flexion longitudinale, efforts normaux, efforts tranchants) pour le calcul de la charge considérée.

En ce qui concerne la flexion transversale, la travée est modélisée sous forme d'une ou plusieurs plaques, en fonction de la forme de la section transversale. Le composant « Calech » recherche ensuite pour chaque cas de charge et chaque point d'étude la disposition la plus défavorable des charges et le moment M_y correspondant.

Par commodité, on introduit dans CHAMOA-P, le coefficient $K^*_{M,Q}$:

$$K^*_{M,Q} = \frac{M_{x,max}}{M_{x,Q,max,P}}$$

Le moment M_{xQmax} maximal est celui qui est engendré par le cas de charge Q , mais en chargeant toute la largeur de chaussée toujours sur une poutre équivalente (de même rigidité de flexion que la dalle, mais sans répartition transversale).

Ainsi lorsque l'on effectue le calcul de flexion longitudinale pour une charge Q avec le logiciel ST1, on charge toute la largeur de chaussée avec la charge Q et on corrige la ligne d'influence longitudinale de l'effet calculé par la liste des coefficients $K^*_{M,Q}$ obtenus préalablement dans chaque travée.

3 - Prise en compte de la continuité et du biais

Le calcul d'un ouvrage continu de biais constant φ consiste essentiellement à construire un modèle longitudinal 2D du tablier selon l'axe géométrique de l'ouvrage avec des travées de longueurs biaisées L_{bj} et de largeur droite $2b_d$ puis, pour chaque travée, à combiner les résultats du modèle 2D avec ceux issus de l'étude de deux dalles isostatiques « équivalentes », l'une pour la flexion longitudinale et l'autre pour la flexion transversale.

3.1 - Détermination des portées isostatiques équivalentes

Plusieurs « recettes » sont utilisables pour évaluer les portées isostatiques L_{0j} « équivalentes » de chaque travée, qui vont servir de base à la modélisation. Dans toutes les méthodes, on applique sur le modèle 2D une charge uniforme p sur toute la longueur de chaque travée considérée.

3.2 - Méthode directe des flèches

La méthode ne s'applique qu'aux ouvrages d'inertie constante et consiste à considérer la flèche f_h maximum de la travée obtenue sur le modèle 2D (cette flèche se trouve aux environs de $0,4 L_b$ et $0,6 L_b$ pour les travées de rive et aux environs de $0,5 L_b$ pour les travées intermédiaires) et à l'assimiler à la flèche d'une travée isostatique de longueur L_0 et de même rigidité EI .

La flèche f_0 d'une travée isostatique de longueur L_0 soumise à la même charge p vaut :

$$f_0 = \frac{5}{384} \frac{p \cdot L_0^4}{EI} \quad (1)$$

D'où l'on déduit, avec $f_h = f_0$:

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{384}{5} \frac{f_h EI}{p}}$$

Par exemple, pour une travée encastrée à ses deux extrémités, on a :

$$f_h = \frac{1}{384} \frac{p \cdot L_0^4}{EI} \Rightarrow L_0 = \sqrt[4]{\frac{L_b}{5}} \approx 0,669 \cdot L_b$$

3.3 - Méthode indirecte des flèches à partir des moments

Une variante de la méthode des flèches est basée sur les moments hyperstatiques M_1 et M_2 obtenus sur le modèle 2D aux extrémités de la travée. La flèche au milieu de la travée hyperstatique s'exprime par :

$$f_h = \frac{5}{384} \frac{p \cdot L_b^4}{EI} - \frac{(M_1 + M_2) L_b^2}{16 EI} \quad (\text{Convention : } M > 0 \text{ sur appui})$$

D'où l'on déduit à partir de (1), avec $f_h = f_0$:

$$L_0 = L_b \leftrightarrow \sqrt[4]{1 - \frac{24}{5} \frac{M_1 + M_2}{p \cdot L_b^2}}$$

En reprenant l'exemple d'une travée encastrée à ses deux extrémités, on a :

$$M_1 = M_2 = \frac{p \cdot L_b^2}{12} \Rightarrow L_0 = \sqrt[4]{\frac{L_b}{5}} \approx 0,669 \cdot L_b.$$

Cette méthode présente l'avantage de ne pas avoir à définir la rigidité EI de la section. Elle ne s'applique toutefois qu'aux ouvrages d'inertie constante.

Il s'agit de la méthode utilisée par les programmes actuels. On notera qu'elle n'est pas exactement équivalente à la précédente dans la mesure où on calcule systématiquement la flèche à mi-portée, sans distinction entre travées de rive et travées intermédiaires.

3.4 - Méthode des moments pour des structures d'inertie variable

La méthode consiste à dire que la portée isostatique équivalente L_0 est la longueur délimitée par les points de moments nuls le long de la travée hyperstatique L_b .

Pour une travée de longueur L_b soumise à une charge uniforme p et à des moments M_1 et M_2 aux extrémités, la courbe des moments, parabolique, est connue, et l'on peut en déduire la distance entre zéros :

$$L_0 = \frac{2}{p} \sqrt{\left(\frac{p \cdot L_b}{2}\right)^2 + \left(\frac{M_2 - M_1}{L_b}\right)^2 - p(M_1 + M_2)} \quad (\text{convention : } M > 0 \text{ sur appui})$$

En reprenant l'exemple d'une travée encadrée à ses deux extrémités, et en introduisant les valeurs des moments trouvés, on obtient :

$$L_0 = \frac{L_b}{\sqrt{3}} \approx 0,577 \cdot L_b$$

Contrairement aux deux autres, ce calcul permet de déterminer la longueur isostatique indépendamment de la variation d'inertie le long de l'ouvrage. De ce fait, il nécessite également de définir l'inertie à retenir pour la dalle isostatique équivalente :

- Si l'inertie est constante, elle est conservée pour la dalle isostatique.
- Si l'inertie est variable, on calcule l'inertie équivalente par égalité de la flèche f_h de la travée hyperstatique de longueur L_b et d'inertie variable et de la flèche de la travée isostatique de longueur L_0 d'inertie équivalente I_e et de même module E . La relation (1) donne alors immédiatement :

$$I_e = \frac{5}{384} \frac{p \cdot L_0^4}{E f_h}$$

4 - Introduction simplifiée du biais

Soit une travée de longueur biaisée L_b , de largeur droite $2b_d$ et de biais géométrique φ . Les méthodes du paragraphe précédent permettent de calculer sa portée biaisée isostatique équivalente L_{0b} . La portée droite isostatique équivalente L_{0d} est alors donnée par :

$$L_{0d} = L_{0b} \cdot \sin \varphi$$

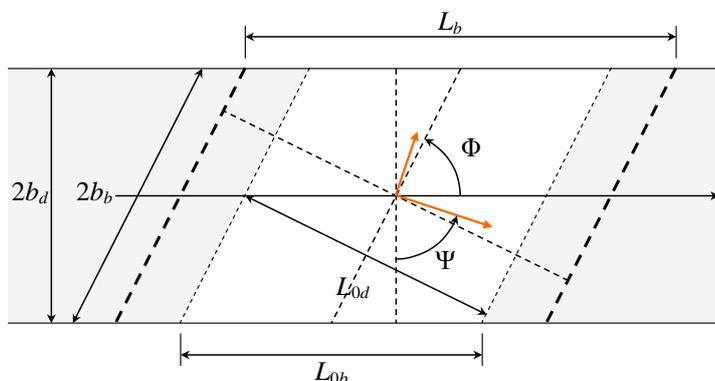


Figure 3 – Dalle biaisée : biais géométrique et mécanique

4.1 - Biais mécanique

Selon l'annexe 12 du BPEL 99, le guide de calcul PSIDP d'octobre 85 (annexe 6) et le guide de calcul du programme PICFEL de décembre 1991 (annexe 6), on définit un biais mécanique ψ pour une travée de biais géométrique φ .

Le biais mécanique représente la direction principale des moments au centre de la dalle lorsqu'elle est soumise à une charge uniforme. Il est compris entre l'axe de la portée biaisée et l'axe de la portée droite (Figure 3). Sa valeur approximative est donnée par :

$$\begin{cases} \psi = \varphi & \text{si } \eta \geq 2 \\ \psi = \varphi + \left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \left(1 - \frac{\eta}{2}\right)^2 & \text{si } \eta < 2 \end{cases}$$

$$\eta = \frac{\text{largeur biaisée géométrique}}{\text{longueur biaisée géométrique}} = \frac{2b_b}{L_{0b}} \Leftrightarrow \eta = \frac{\text{largeur droite géométrique}}{\text{longueur droite géométrique}} = \frac{2b_d}{L_{0d}}$$

4.2 - Flexion longitudinale

Les moments de flexion longitudinale sont calculés à partir des moments issus du modèle longitudinal 2D de l'ouvrage par la méthode des coefficients de répartition transversale. Ces coefficients sont issus de l'étude d'une dalle rectangulaire « équivalente » de largeur $2b_d$ et de longueur L_{0b} . (Figure 4).

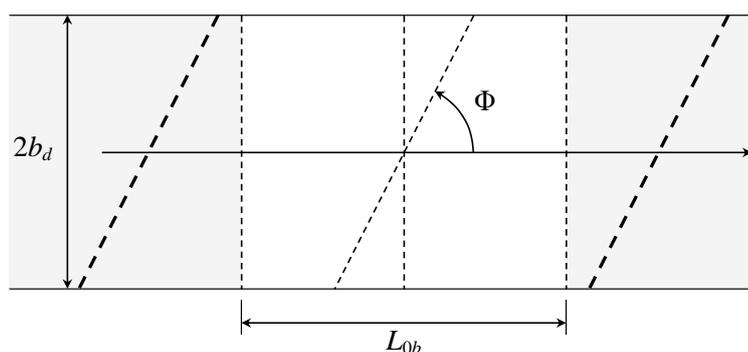


Figure 4 – Flexion longitudinale : portée isostatique équivalente

4.3 - Flexion transversale

Les moments de flexion transversale sont calculés sans tenir compte de la continuité sur une « dalle mécanique équivalente » obtenue à partir de la modélisation de la Figure 3 et de dimensions :

$$\begin{cases} L_{0m} = L_{0b} \cdot \sin \psi \\ b_m = \frac{b_d}{\sin \psi} \end{cases} \text{ (voir Figure 5)}$$

donc plus large et moins longue que la dalle servant à l'étude de la flexion longitudinale (Figure 4).

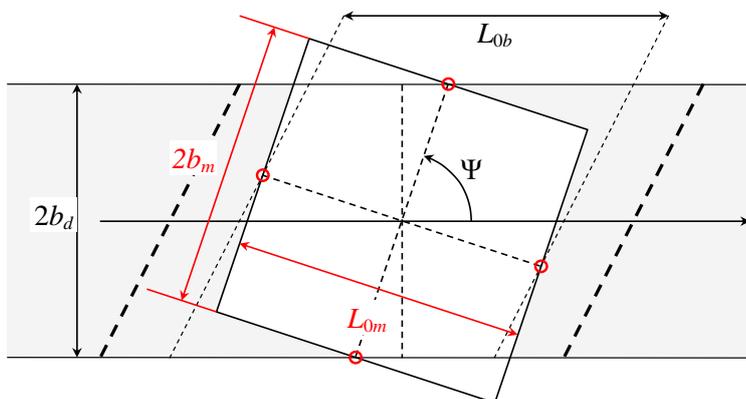


Figure 5 – Dalle mécanique équivalente

Cette dalle est ensuite « redressée » dans l'axe de l'ouvrage et la différence de largeur avec la dalle réelle est prise en compte en effectuant une homothétie de rapport $1/\sin \psi$ sur l'ordonnée des points d'étude et des charges (Figure 6)

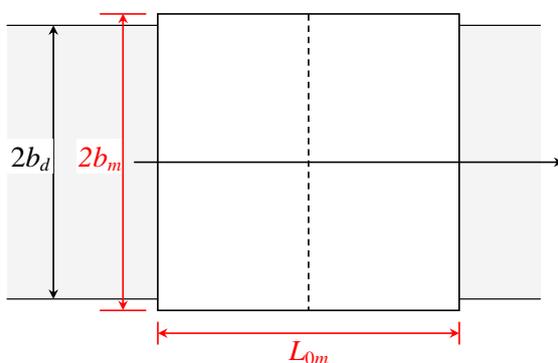


Figure 6 – dalle redressée

Note sur la largeur de la dalle

L'homothétie de rapport $1/\sin \psi$ sur la largeur de la dalle ne peut pas être prise en compte par des composants généraux de gestion d'enveloppes, où les largeurs de voies et les dimensions de véhicules sont fixées une fois pour toutes, mais il est facile d'y remédier directement dans le calcul Guyon.

Le moment de flexion transversale M_{ym} est de la forme :

$$\tilde{M}_{ym} = \frac{b}{\theta} \cdot F_m \left(\theta, \frac{y}{b}, \frac{e}{b} \right)$$

Pour simplifier, marquons d'une apostrophe les grandeurs relatives à la dalle « dilatée » en largeur, le moment qui nous intéresse vaut :

$$\tilde{M}'_{ym} = \frac{b'}{\theta'} \cdot F_m \left(\theta', \frac{y'}{b'}, \frac{e'}{b'} \right) = \frac{b'}{\theta'} \cdot F_m \left(\theta', \frac{y}{b}, \frac{e}{b} \right)$$

Si nous effectuons un calcul avec une dalle de caractéristiques b et θ' , on obtiendra :

$$\tilde{M}_{ym} = \frac{b}{\theta'} \cdot F_m \left(\theta', \frac{y}{b'}, \frac{e}{b'} \right) = \frac{b}{b'} \cdot \tilde{M}'_{ym} \Rightarrow \tilde{M}'_{ym} = \frac{b'}{b} \cdot \tilde{M}_{ym}$$

Il suffit donc de déclarer la dalle avec sa largeur réelle $2b_d$ et une longueur L_{0m} tout en lui imposant par ailleurs un paramètre d'entretoisement $\theta' = b_m/L_{0m}$ et en conservant son paramètre de torsion (1,00 pour une dalle isotrope). Les moments obtenus sont ensuite à multiplier par le rapport d'homothétie $1/\sin \psi$.

Note sur la longueur de la dalle

Contrairement à ce qui est indiqué dans les dossiers pilotes, le développement des charges en série de Fourier ne doit pas être effectué sur la longueur biaisée équivalente L_{0b} , mais sur la travée dans laquelle est effectuée l'analyse de Guyon, à savoir celle de longueur L_{0m} .

5 - Coefficient de Poisson

Deux calculs d'efforts sont nécessaires pour toutes les charges :

- un calcul pour les charges ELS ($\nu=0,2$)
- un calcul pour les charges ELU ($\nu=0,0$)

Cette différenciation est nécessaire essentiellement pour les calculs en flexion transversale. En flexion longitudinale, pour les ouvrages peu biais, cet effet est mineur (mais néanmoins pris en compte).

6 - Coefficients caractéristiques des actions pour les ponts routiers et les passerelles

6.1 - Actions permanentes

6.1.1 - Charges permanentes sans caractère particulier

Selon l'EN 1990, section 4, § 4.1.2(2), la valeur caractéristique d'une action permanente G doit être déterminée de la façon suivante :

si la variabilité de G est considérée comme faible, (la densité des matériaux change peu pendant la durée d'utilisation du projet), une valeur unique G_k est utilisée,

dans le cas contraire (l'incertitude géométrique et l'incertitude sur la valeur de la densité des matériaux sont également faibles dans le cas général; néanmoins ces incertitudes peuvent avoir des effets sensibles pour certains Etats Limites de service de structures précontraintes), l'enveloppe de deux valeurs doivent être utilisées : $(G_{k,sup}, G_{k,inf})$ ou $(\chi_{sup} \cdot G_k, \chi_{inf} \cdot G_k)$.

Les charges permanentes sont calculées suivant les principes ci-dessus à partir des dimensions nominales et des poids volumiques ρv moyens. Certaines valeurs prédéfinies sont données par :

Action permanentes	ρv	Réf.	χ_{sup}	χ_{inf}	Réf.
Dalle armée	25,00	1991-1-1, A	1,00	1,00	1991-1-1, 5.2.3
Dalle précontrainte	25,00		1,03	0,97	AN EN1990-A2
Enrobés	24,00		1,40	0,80	1991-1-1, 5.2.3
Étanchéité (asphalte et béton bitumineux)	24,00		1,40	0,80	1991-1-1, 5.2.3
Tuyaux, réseaux	-		1,20	0,80	
Autres équipements.	-		1,00	1,00	

6.1.2 - Précontrainte (EN1992-1-1, 5.10.9 (ELS)- 5.10.8 et 2.4.2.2 (ELU))

Les effets de la précontrainte moyenne sont donnés par :

$$P_m = P_0 - \Delta P : \text{précontrainte appliquée } P_0 \text{ diminuée des pertes } \Delta P.$$

Les effets de la précontrainte caractéristique sont donnés par l'enveloppe :

$$P_k = (r_{sup}, r_{inf}) \cdot P_m$$

Avec :

	r_{sup}	r_{inf}	Réf.
Post tension avec armatures adhérentes	1,10	0,90	EN1992-1-1, 5.10.9

6.1.3 - Remblais

On distingue les remblais de « couverture » (remblais situés sur le tablier ou au-dessus du niveau de celui-ci) des autres remblais. Pour les premiers, on adopte une fourchette sur le poids volumique, en raison essentiellement de l'incertitude sur leur hauteur réelle et de la grande influence de leur poids sur les sollicitations dans l'ouvrage. Pour les autres (remblais au-dessus des semelles et radiers et remblais techniques), par simplification, on adopte une valeur unique :

Poids des remblais	χ_{sup}	χ_{inf}	Réf.
Remblais de couverture	1,10	0,90	AN EN1990 A2
Autres remblais	1,00	1,00	

Le principe de cohérence, qui consiste à appliquer soit χ_{sup} soit χ_{inf} pour le calcul de tous les effets provoqués par l'ensemble des remblais de même origine, est toutefois respecté.

Pour les remblais « techniques », on adopte une fourchette sur le coefficient de poussée :

Poussée remblai.	$k_{a, sup}$	$k_{a, inf}$	Réf.
Remblai technique	0,50	0,25	Sétra

6.1.4 - Tassements d'appuis (EN1990,A2,A2.2.1(13)a(17))

Les tassements d'appuis sont décomposés en deux termes :

- Les tassements d'appuis probables et les déplacements d'appuis imposés sont appliqués simultanément sur tous les appuis et constituent donc un seul cas de charge. Ils s'expriment par l'enveloppe :

$$G_{tp} = (\chi_{sup}, \chi_{inf}) \cdot \oplus_i G_{tp,i}$$

- Les tassements d'appuis aléatoires sont définis à partir du déplacement aléatoire de chaque appui et sont combinés de façon systématique entre deux appuis quelconques. Ils s'expriment par l'enveloppe :

$$G_{ta} = (\chi_{sup}, \chi_{inf}) \cdot \text{Env}_i \left(\text{Env}_{j>i} (\pm G_{ta,i}, \pm G_{ta,j}) \right)$$

Compte tenu de la précision dans l'estimation des tassements, on retient par défaut une seule valeur caractéristique :

	χ_{sup}	χ_{inf}	Réf.
Tassements probables	1,00	1,00	Sétra
Tassements aléatoires	1,00	1,00	Sétra

Les différentes valeurs représentatives d'une action de tassement, notées $\rho_k \cdot TA_k$, sont données par :

	$\rho_{0,TA}$	$\rho_{1,TA}$	$\rho_{2,TA}$	Réf.
Tassements probables	1,00	1,00	1,00	Sétra
Tassements aléatoires	1,00	0,00	0,00	

6.2 - Actions variables climatiques

6.2.1 - Actions thermiques (EN 1991-1-5)

Chaque action thermique est définie à partir d'une variation thermique uniforme ΔT_N et d'un gradient thermique ΔT_M et peut comprendre une partie rapidement variable et une partie lentement variable. La valeur caractéristique d'une action thermique est définie par :

$$T_k = ((\Delta T_N \oplus \omega_M \cdot \Delta T_M), (\omega_N \cdot \Delta T_N \oplus \Delta T_M), 0)$$

Avec :

ω_M	ω_N	Réf.
0,35	0,75	EN1991-1-5

Les différentes valeurs représentatives d'une action thermique, notées $\psi \cdot T_k$, sont données par :

$\Psi_{0,T}$	$\Psi_{1,T}$	$\Psi_{2,T}$	Réf.
0,60	0,60	0,50	EN1990, A2, A2.2.6

6.2.2 - Autres actions variables

Dans cette version de Chamois, les autres actions variables telles que le vent ou la neige ne sont pas prise en compte.

6.3 - Actions variables d'exploitation

Conformément à l'EN 1991-2, les charges de trafic sont réparties par groupes « à composantes multiples » considérés comme constituant une action unique. Le découpage adopté ci-après reprend les groupes prédéfinis et, par commodité, en ajoute certains autres.

Les valeurs représentatives des actions variables sont obtenues à partir de la valeur caractéristique F_k et des coefficients ψ par :

$\Psi_0 \cdot F_k$	valeur de combinaison d'une action d'accompagnement
$\Psi_1 \cdot F_k$	valeur fréquente d'une action de base
$\Psi_2 \cdot F_k$	valeur quasi-permanente d'une action

Toutefois, pour tenir compte de la complexité de certains groupes de charges de l'Eurocode 1 ainsi que des « rattrapages » de valeurs caractéristiques, on introduit les coefficients supplémentaires suivants, qui donnent la valeur caractéristique d'une action prise en compte au sein d'un « groupe » à partir de sa valeur caractéristique ou nominale intrinsèque :

Les valeurs représentatives des actions variables sont obtenues à partir de la valeur caractéristique F_k et des coefficients ψ par :

$\Psi_0 \cdot F_k$	valeur de combinaison d'une action d'accompagnement
$\Psi_1 \cdot F_k$	valeur fréquente d'une action de base
$\Psi_2 \cdot F_k$	valeur quasi-permanente d'une action

Toutefois, pour tenir compte de la complexité de certains groupes de charges de l'Eurocode 1 ainsi que des « rattrapages » de valeurs caractéristiques, on introduit les coefficients supplémentaires suivants, qui donnent la valeur caractéristique d'une action prise en compte au sein d'un « groupe » à partir de sa valeur caractéristique ou nominale intrinsèque :

k_G tel que $F_{gk} = k_G \cdot F_k$: valeur caractéristique au sein du groupe

6.3.1 - Actions variables d'exploitation des ponts routiers

Groupe gr1a

Le groupe gr1a (groupe 1a) est composé par :

Le modèle de charges 1 (LM1), comprenant les tandems (TS) et les charges réparties (UDL). On rappelle par ailleurs que pour chaque voie i de circulation, les tandems TS et les charges réparties UDL sont affectés des coefficients d'ajustement α_{0i} et α_{1i} respectivement et dépendent de la classe de trafic de l'ouvrage.

Classe de trafic	α_{Q_1}	$\alpha_{Q_{i=2,3}}$	α_{q_1}	$\alpha_{q_{i \geq 2}}$	α_{qr}
1	1	1	1	1,2	1,2
2	0,9	0,8	0,7	1	1

Tableau 6-1 - Tableau des coefficients d'ajustements selon l'AN EC1-2§4.3.2(3)

Par simplification, on note :

$$TS_k = \left(\sum_{i=1}^3 \alpha_{TS,i} TS_{i,k} \right) \quad \text{et} \quad UDL_k = \left(\sum_{i=1}^n \alpha_{UDL,i} UDL_{i,k} \right)$$

classe 2 :

$$TS_k = (0,9.TS_{1,k} + 0,8.TS_{2,k} + 0,8.TS_{3,k}) \quad \text{et} \quad UDL_k = 0,7.UDL_{1,k} + UDL_{2,k} + UDL_{3,k} + UDL_{res,k}$$

Les charges de trottoir uniformément réparties, notées TROT(q_{fk}) ou q_{fk} . La valeur caractéristique q_{fk} de cette charge est de 5 kN/m². La valeur de charge de trottoir appliquée avec le LM1 est la valeur de combinaison de la charge de trottoir $q_{fk,comb} = 3\text{kN/m}^2$.

Les charges de remblai compatibles avec le groupe, notées RMB_LM1, ont été ajoutées par commodité. Il est à noter que, d'après EC1-2, 4.9, ces charges ne sont à considérer que dans le cadre de la valeur caractéristique du groupe (action de base caractéristique). Les charges de remblais ne devant pas inclure les effets dynamiques, un abattement de 30% est prévu sur la charge LM1 appliquée au remblai selon l'AN EC1-2, 4.9.1(1) Note 1.

Compte tenu de la complexité du groupe de charges et de la non linéarité de LM1 vis-à-vis de TS et UDL, la notion de facteur ψ unique est insuffisante pour définir les différentes valeurs représentatives du groupe. Il faut alors avoir recours à des « vecteurs » $\bar{\psi}$ à 4 composantes (TS, UDL, TROT(q_{fk}), RMB_LM1).

Les valeurs par défaut sont :

	Kg Service	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
TS_k	-	0,75		0,00	AN EC0 Annexe A2, A2.2.6
UDL_k	-	0,40			
TROT($q_{fk,comb}$) (3kN/m ²)	-	0,40	0,00		
RMB($TS_k \cup UDL_k$)	0,7	0,00			EC1-2, 4.9, Sétra AN, EC1-2, 4.9.1

Tableau 6-2

L'étude complète du groupe nécessitera :

Les enveloppes composées (TS, UDL) (LM1 caractéristique et fréquent)

l'enveloppe TROT(q_{fk}) et RMB($TS_k \cup UDL_k$).

Les différentes valeurs représentatives du groupe seront notées sous la forme :

$$gr_{1ak} = (TS_k \cup UDL_k) \oplus (TROT(q_{fk,comb})) \oplus (0,7.RMB(TS_k \cup UDL_k))$$

$$\bar{\psi}_0 gr_{1ak} = (0,75.TS_k \cup 0,4.UDL_k) \oplus (0,4.TROT(q_{fk,comb}))$$

$$\bar{\psi}_1 gr_{1ak} = (0,75.TS_k \cup 0,4.UDL_k)$$

$$\bar{\psi}_2 gr_{1ak} = 0$$

\cup représentant le modèle de charges composé à partir de TS et UDL avec leurs coefficients respectifs

\oplus représentant la prise en compte de la charge sur les remblais. La charge sur remblai n'est pas strictement concomitante avec la charge appliquée sur le tablier, il s'agit plutôt de prendre en compte sur le remblai une charge représentative du niveau de charge appliqué sur le tablier (voir chapitre 3), car sinon la combinatoire devient vite ingérable au niveau des combinaisons.

Groupe gr1b

Le groupe gr1b (groupe 1b) est composé par le modèle de charges 2 seul (LM2), constitué d'un essieu unique, avec :

Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
0,00	0,75	0,00	AN EC0, A2, A2.2.6

Tableau 6-3

Cet essieu n'est concomitant avec aucune autre action variable (EC0, A2, A2.2.2(2)).

$$gr_{1bk} = LM2_k$$

$$\overline{\psi}_0 \cdot gr_{1bk} = 0$$

$$\overline{\psi}_1 \cdot gr_{1bk} = 0,75.LM2_k$$

$$\overline{\psi}_2 \cdot gr_{1bk} = 0$$

Cette charge ne s'applique pas au remblai.

Groupe gr2

Le groupe gr2 (groupe 2) est composé par :

les forces horizontales, notées FH et décomposées en:

forces longitudinales de freinage, notées Q_{lk} ,

forces horizontales centrifuges ou transversales, notées Q_{tk} ,

le modèle de charges 1 (LM1) verticales avec ses valeurs fréquentes.

De façon analogue au groupe gr1a, on aura selon l'AN EC0, A2, A2.2.6

$$gr_{2k} = FH(Q_{lk} + Q_{tk}) \oplus (0,75.TS_k \cup 0,4.UDL_k) \oplus \underline{RMB}(0,75.TS_k \cup 0,4.UDL_k)$$

$$\overline{\psi}_0 \cdot gr_{2k} = 0$$

$$\overline{\psi}_1 \cdot gr_{2k} = 0$$

$$\overline{\psi}_2 \cdot gr_{2k} = 0$$

Note : L'origine des forces horizontales est a priori indépendante de la répartition du LM1. Pour les ponts à une seule travée, il en résulte paradoxalement que l'effet le plus défavorable pour le calcul des appuis (et des appareils d'appuis) sera souvent obtenu en ne plaçant aucune charge de type LM1 sur le tablier.

Groupe gr3

Le groupe gr3 (groupe 3) est composé par des types de charges **non concomitantes** :

les charges de trottoir uniformément réparties, TROT(q_{fk}), appliquées au trottoir uniquement,

une charge concentrée (cric), notée Q_{FWk} , pouvant s'exercer sur les parties de trottoirs ou pistes cyclables des ponts routiers non accessibles à l'essieu accidentel GR_TSACC_TROT défini plus loin,

un éventuel véhicule de service (ou d'une enveloppe de véhicules de service non concomitants), notée Q_{SERV} , pouvant s'exercer sur les parties de trottoirs ou pistes cyclables des ponts routiers accessibles uniquement à celui-ci, mais non accessibles à l'essieu accidentel $GR_TS_{ACC_TROT}$ défini plus loin dans ce chapitre, c'est-à-dire derrière un dispositif de sécurité infranchissable.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
TROT(q_{fk})	0,00	0,40	0,00	AN ECO, A2, A2.2.6
Q_{FWK}	0,00	0,00	0,00	Sétra
Q_{SERV}	0,00	0,00	0,00	Sétra

Tableau 6-4

Les différentes valeurs représentatives du groupe seront notées sous la forme :

$$gr_{3k} = (TROT(q_{fk}), Q_{SERV} \oplus RBM(Q_{SERV}), Q_{FWK})$$

$$\overline{\psi}_0 \cdot gr_{3k} = 0$$

$$\overline{\psi}_1 \cdot gr_{3k} = (0,4 \cdot TROT(q_{fk}))$$

$$\overline{\psi}_2 \cdot gr_{3k} = 0$$

S'il n'y a pas de véhicule de service et si le groupe 4, défini ci-après, est pris en compte, le groupe 3 est sans objet.

Groupe gr4

Le groupe gr4 (groupe 4) est composé par le modèle de charges 4 seul (chargement de foule LM4), représenté par les charges de trottoir uniformément réparties (q_{fk}) mais appliquées à l'ensemble du tablier, terre-plein central compris.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
LM4(q_{fk})	0,00	0,00	0,00	AN ECO, A2, A2.2.6

Tableau 6-5

$$gr_{4k} = LM4(q_{fk}) \oplus RBM(q_{fk})$$

$$\overline{\psi}_0 \cdot gr_{4k} = 0$$

$$\overline{\psi}_1 \cdot gr_{4k} = 0$$

$$\overline{\psi}_2 \cdot gr_{4k} = 0$$

Groupe gr5

Le groupe gr5 (groupe 5) est composé par le modèle de charges 3 (LM3) (**c'est-à-dire un véhicule spécial mêlé ou non au trafic routier normal**) :

A faible vitesse, le véhicule spécial (VS) du modèle de charges 3 (LM3) est affecté d'un coefficient d'incertitude δ_{inc} (déséquilibre de charge sur les essieux, ...) :

$$\delta_{inc} = 1,1$$

A vitesse normale, il est en plus affecté d'un coefficient dynamique δ_{dyn} par travée :

$$\delta_{dyn} = 1 + \frac{0,7}{1 + 0,2L}$$

où L est la longueur d'influence (m) (en flexion longitudinale, on prend en général la portée de la travée étudiée, sinon voir annexe à l'AN de l'EC1-2)

A vitesse normale, un effort de freinage limité à l'effet maximal de deux véhicules spéciaux est à prendre en compte (VS_{FREIN}).

Le modèle de charges 1 (LM1) avec ses valeurs fréquentes (par défaut), ou 0 (si pas de trafic simultané).

Les charges de remblai compatibles avec le groupe, notées RMB_LM3. On rappelle que l'effet dynamique des charges sur remblais n'étant pas à prendre en compte, un abattement de 30% est appliqué aux charges LM1 appliquées au remblai (AN EC1-2, 4.9.1).

	kG	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
VS	-	0,00	Ψ_{1VS}	0,00	AN EC0, A2, A2.2.6
$TS_{\text{fréquent}}$	-	0,00	1,00*	0,00	
$UDL_{\text{fréquent}}$	-	0,00	1,00*	0,00	
RMB_VS	1,0	0,00	0,00	0,00	EC1-2 § 4.9.1(2)
RMB_ TS_{freq}	0,7	0,00	0,00	0,00	AN EC1-2, 4.9.1
RMB_ UDL_{freq}	0,7	0,00	0,00	0,00	
VS_{FREIN}	0,30	0,00	Ψ_{1VS}	0,00	AN EC1-2 Annexe

Tableau 6-6

* Contrairement à l'annexe à l'Annexe A2, on n'applique pas le coefficient ψ au LM1 fréquent

avec :

$\Psi_{1VS}=1$ par défaut (pas de données spécifiques sur le convoi)

$\Psi_{1VS}=1$ pour un convoi spécifique qui passe sur l'ouvrage plus d'une fois tous les 2ans

$\Psi_{1VS}=0,85$ si convoi type (exemple convois types du document Sétra d'octobre 1982 : D2F1,E3F1,..)

$\Psi_{1VS}=0$ pour un convoi spécifique qui passe sur l'ouvrage moins d'une fois tous les 2ans, ce qui revient à dire de ne pas en compte la combinaison fréquente dans ce cas.

De façon analogue au groupe gr_{1a}, on notera si l'on tient compte du trafic LM1 :

Vitesse lente

$$gr_{5k} = (VS_k \cdot \delta_{inc} \cdot 1 \cup 0,75 \cdot TS_k \cup 0,4 \cdot UDL_k) \oplus (0,7 \cdot (0,75 \cdot RMB_{TS_k} \cup 0,4 \cdot RMB_{UDL_k}) \cup RMB_{VS_k})$$

$$\overline{\psi}_0 \cdot gr_{5k} = 0$$

$$\overline{\psi}_1 \cdot gr_{5k} = (\psi_{1VS} \cdot VS_k \cdot \delta_{inc} \cdot 1 \cup 0,75 \cdot TS_k \cup 0,4 \cdot UDL_k)$$

$$\overline{\psi}_2 \cdot gr_{5k} = 0$$

Vitesse normale

$$gr_{5k} = (VS_k \cdot \delta_{inc} \cdot \delta_{dyn} \cup 0,75 \cdot TS_k \cup 0,4 \cdot UDL_k) \oplus (0,7 \cdot (0,75 \cdot RMB_{TS_k} \cup 0,4 \cdot RMB_{UDL_k}) \cup RMB_{VS_k}) \oplus (0,3 \cdot VS_{FREIN_k} \cdot \delta_{inc})$$

$$\overline{\psi}_0 \cdot gr_{5k} = 0$$

$$\overline{\psi}_1 \cdot gr_{5k} = (\psi_{1VS} \cdot VS_k \cdot \delta_{inc} \cdot \delta_{dyn} \cup 0,75 \cdot TS_k \cup 0,4 \cdot UDL_k) \oplus (\psi_{1VS} \cdot 0,3 \cdot VS_{FREIN_k} \cdot \delta_{inc})$$

$$\overline{\psi}_2 \cdot gr_{5k} = 0$$

Note : ce groupe ne comporte pas de charges de trottoir.

Groupe GR_TS_{ACC}_TROT

Le groupe « GR_TS_{ACC}_TROT » est composé par un essieu unique **accidentel** sur les parties accessibles des trottoirs ou pistes cyclables des ponts routiers. Il est constitué par un essieu du tandem TS de la voie 2 du LM1 caractéristique.

6.3.2 - Actions variables d'exploitation des passerelles

Groupe gr_{1_p}

Le groupe « gr_{1_p} » (groupe 1, passerelles) se compose :

d'une charge de piétons uniforme, notée PP(q_{fk,p}) :

dans le cas général, il s'agit d'une fonction de la longueur chargée, q_{fk(l)},

si le projet le nécessite, il s'agit de la charge de foule q_{fk}=5kN/m²

de forces horizontales notées FH et décomposées :

en forces longitudinales de freinage, notées Q_{lk}, fraction de la charge de trottoir q_{fk},

éventuellement en forces horizontales centrifuges ou transversales, notées Q_{tk}, mais celles-ci ne sont pas décrites dans la norme

des charges de remblai compatibles avec le groupe, notées RMB(q_{fk}), ajoutées par commodité.

	Ψ ₀	Ψ ₁	Ψ ₂	Réf.
PP(q _{fk})	0,40		0,00	EC0, A2, A2.2.6
Q _{fk}	0,40			
RMB(q _{fk})	0,00			Sétra

Tableau 6-7

$$gr_{1pk} = \left(PP(q_{fk,p}) \oplus FH(Q_k) \right) \oplus RMB(q_{fk})$$

$$\overline{\Psi}_0 \cdot gr_{1pk} = \left(0,4 \cdot PP(q_{fk,p}) \oplus 0,4 \cdot FH(Q_{fk}) \right)$$

$$\overline{\Psi}_1 \cdot gr_{1pk} = \left(0,4 \cdot PP(q_{fk,p}) \oplus 0,4 \cdot FH(Q_{fk}) \right)$$

$$\overline{\Psi}_2 \cdot gr_{1pk} = 0$$

Groupe gr2_p

Le groupe « gr2_p » (groupe 2, passerelles) est exclusif de toute autre charge de trafic. Il se compose : d'un véhicule de service (ou d'une enveloppe de véhicules de service non concomitants), Q_{SERV} , si celui est défini au projet.

de forces horizontales notées FH et décomposées :

en forces longitudinales de freinage, notées Q_{flk} , fraction du véhicule de service,

éventuellement en forces horizontales centrifuges ou transversales, notées Q_{tk} ,

des charges de remblai compatibles avec le groupe, notées $RMB(q_{fk})$, ajoutées par commodité.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
Q_{SERV}	0,00			EC0, A2, A2.2.6
Q_{flk}				

Tableau 6-8

$$gr_{2pk} = \left(Q_{SERV} \oplus FH(Q_{flk}) \right) \oplus RMB(Q_{SERV})$$

$$\overline{\Psi}_0 \cdot gr_{2pk} = 0$$

$$\overline{\Psi}_1 \cdot gr_{2pk} = 0$$

$$\overline{\Psi}_2 \cdot gr_{2pk} = 0$$

Groupe GR_QFWK_P

Le groupe « GR_QFWK_P » est exclusif de toute autre charge de trafic et de toute autre charge variable. Il se compose de la même charge Q_{FWK} , c'est à dire une charge concentrée, que celle pouvant s'exercer sur les trottoirs ou pistes cyclables des ponts routiers :

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Réf.
Q_{FWK}	0,00			EC0, A2, A2.2.6

Tableau 6-9

$$GR_{QFWK_P} = Q_{FWK}$$

$$\overline{\Psi}_0 \cdot Q_{FWK} = 0$$

$$\overline{\Psi}_1 \cdot Q_{FWK} = 0$$

$$\overline{\Psi}_2 \cdot Q_{FWK} = 0$$

Groupe GR_ Q_{SERVACC}_P

Le groupe « GR_ Q_{SERVACC}_P » est composé par l'accès **accidentel** d'un véhicule sur une passerelle piétons non protégée par un dispositif anti-accès. Il peut être modélisé par le véhicule de service Q_{SERV} défini dans le règlement le cas échéant, sauf s'il est déjà pris en compte dans le groupe GR_Q_{SERV}_P sur la partie d'ouvrage concernée. Ainsi, si le véhicule accidentel Q_{SERVACC} défini est différent des charges Q_{SERV} du groupe de charge GR_Q_{SERV}_P, il faut le prendre en compte.

7 - Combinaisons des actions des ponts routiers et passerelles

7.1 - ELS caractéristiques en exploitation (situation durable)

(EC0 §6.5.3) (annexe nationale à l' EC0 Annexe A2, A2.2.6 table A2.1(NA)) et (EC1-2, 4-5-1 tableau 4.4a+ AN correspondante notes a et b)

Charges permanentes :

$$P + G = P_k \oplus (G_{k\ sup} ; G_{k\ inf}) \oplus G_{w\ cara} \oplus (G_s) \oplus G_{tp} \oplus \rho_{0TA} \cdot G_{ta}$$

G_{wcara} : enveloppe des situations avec niveau caractéristique et/ou niveau d'eau quasi permanent.

Charges variables pour les ponts routiers :

L'extension « remb » en indice signifie que la charge peut être appliquée sur les remblais s'il y a lieu.

$$gr1a_k (LM1_k \oplus TROT(q_{fk,comb}))_{remb} \oplus [\psi_{0,T} \cdot T_k, \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk,trafic}]$$

$$gr1b_k (LM2_k)$$

$$gr2_k (FH(Q_{lk} + Q_{tk}) + LM1_{freq,remb}) \oplus \psi_{0,T} \cdot T_k$$

$$gr3_k (TROT(q_{fk}); Q_{SERV}; Q_{FWk}) \oplus \psi_{0,T} \cdot T_k$$

$$gr4_k (LM4 (q_{fk}))_{remb} \oplus \psi_{0,T} \cdot T_k$$

$$gr5_k (LM3_k = VS_k \cup LM1_{freq})_{remb} \oplus \psi_{0,T} \cdot T_k$$

$$F_{Wk} \oplus \psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}$$

$$T_k \oplus [\overline{\psi_{0,Gr1a}} \cdot gr1a_k, \psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}]$$

$$Q_{Snk} \oplus [\psi_{0,T} \cdot T_k, \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}]$$

Charges variables pour les passerelles :

$$gr1p_k (PP(q_{fk,p})_{remb} + FH(Q_{flk})) \oplus [\psi_{0,T} \cdot T_k, \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}]$$

$$gr2p_k (Q_{SERV,remb} + FH(Q_{flk})) \oplus [\psi_{0,T} \cdot T_k, \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}]$$

$$GR_Q_{FWK_Pk} \quad (si\ gr2p_k (Q_{SERV})\ non\ pris\ en\ compte)$$

$$T_k \oplus [\overline{\psi_{0,gr1P}} \cdot gr1p_k (PP(q_{fk}) + FH(Q_{flk})), \psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}]$$

$$F_{Wk} \oplus \psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}$$

$$Q_{Snk} \oplus [\psi_{0,T} \cdot T_k, \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}]$$

7.2 - ELS fréquents en exploitation (situation durable)

(EC0 §6.5.3), (annexe nationale à l' EC0 Annexe A2, A2.2.6 table A2.1(NA)) et (EC1-2, 4-5-2 tableau 4.4b)

Charges permanentes :

$$P + G = P_k \oplus (G_{k\sup} ; G_{k\inf}) \oplus G_{wfreq} \oplus (G_s) \oplus G_{tp} \oplus \rho_{1TA} \cdot G_{ta}$$

G_{wfreq} : enveloppe des situations avec niveau fréquent et/ou niveau quasi permanent.

Charges variables pour les ponts routiers :

$$\overline{\psi_{1,Gr1a}} \cdot gr1a_k(LM1_k) \oplus \psi_{2,T} \cdot T_k$$

$$\psi_{1,Gr1b} \cdot gr1b_k(LM2_k)$$

$$\psi_{1,Gr3} \cdot gr3_k(TROT(q_{fk})) \oplus \psi_{2,T} \cdot T_k$$

$$\overline{\psi_{1,Gr5}} \cdot gr5_k(LM3_k = VS_k \cup LM1_{freq}) (\oplus \psi_{2,T} \cdot T_k)$$

$$\psi_{1,T} \cdot T_k$$

$$\psi_{1,FW} \cdot F_{Wk} \oplus \psi_{2,Sn} \cdot Q_{Snk}$$

$$\psi_{1,Sn} \cdot Q_{Snk} \oplus \psi_{2,T} \cdot T_k$$

NB: Pour le groupe gr5 (LM3), par souci d'homogénéité, on rend compatible la combinaison fréquente avec la température, contrairement à ce qu'indique l'annexe nationale de l'EC1-2 (la température étant par ailleurs prise en compte dans la combinaison caractéristique par le biais de $\psi_{0,T} \cdot T_k$).

Charges variables pour les passerelles :

$$\overline{\psi_{1,gr1p}} \cdot gr1p_k \left(PP(q_{fk,p})_{remb} \oplus FH(Q_{flk}) \right) \oplus \psi_{2,T} \cdot T_k$$

$$\psi_{1,T} \cdot T_k$$

$$\psi_{1,FW} \cdot F_{Wk}$$

$$\psi_{1,Sn} \cdot Q_{Snk} \oplus \psi_{2,T} \cdot T_k$$

7.3 - ELS quasi-permanents en exploitation (situation durable)

(EC0 §6.5.3) (annexe nationale à l'EC0 Annexe A2, A2.2.6 table A2.1(NA))

Charges permanentes :

$$P + G = P_k \oplus (G_{k\sup} ; G_{k\inf}) \oplus G_{wqperm} \oplus (G_s) \oplus G_{tp} \oplus \rho_{2TA} \cdot G_{ta}$$

G_{wqperm} : situation avec niveau d'eau quasi permanent.

Charges variables :

$$\psi_{2,T} \cdot T_k$$

7.4 - ELU fondamental en exploitation (situation durable)

On ne présentera dans cette partie que les combinaisons décrites pour le dimensionnement des éléments structuraux (STR). On se base dans la suite uniquement sur l'équation (6.10) conformément aux stipulations de l'annexe nationale. D'autres combinaisons sont décrites dans la norme EN pour les calculs d'équilibre (EQU) ou des calculs spécifiques de fondations.

Charges permanentes :

$$P + G = \gamma_P P_m \oplus \gamma_G (G_{k\ sup} ; G_{k\ inf}) \oplus \gamma_{Gw} G_{w\ cara} \oplus (\gamma_{Gs} G_s) \oplus \gamma_{tp} \cdot \zeta_{tp} \cdot G_{tp} \oplus \gamma_{ta} \cdot \zeta_{ta} \cdot G_{ta}$$

$G_{w\ cara}$: enveloppe des situations avec un niveau d'eau quasi permanent et d'un niveau d'eau caractéristique.

	Sup.	Inf.	Réf.
γ_P	1,00	1,00	EC2-1-1 §5.10.8 §2.4.2.2 (cas courant)
γ_P	1,20	1,00	EC2-1-1 §5.10.8 §2.4.2.2 (effet locaux)

Tableau 7-1

Selon la clause 2.4.2.2 de l'EC2-1-1, le coefficient partiel relatif à la précontrainte γ_P vaut $\gamma_{P, fav} = 1$ quand la précontrainte a un effet favorable (c'est le cas courant) et $\gamma_{P, unfav} = 1,2$ si elle a des effets défavorables (cas de la vérification des effets locaux). Lors de la vérification de l'état limite de stabilité en présence d'une précontrainte extérieure, si la précontrainte peut être défavorable, il faut retenir $\gamma_{P, unfav} = 1,3$ (sauf s'il y a des déviateurs en nombre suffisant sur la longueur de flambement, précise l'annexe nationale, auquel cas il faut retenir $\gamma_{P, unfav} = 1,0$).

	Sup.	Inf.	Réf.
γ_G	1,35	1,00	Annexe nationale à l' EC0 Annexe A2, A2.3.1 table A2.4(B)(NA) (analyse élastique)
γ_{Gw}	1,20	1,00	
γ_{tp}	1,20	1,00	
γ_{ta}	0,00	0,00	
γ_{tp}	1,35	1,00	Analyse non linéaire
$\gamma_{tp_imposé}$	1,00	1,00	Déplacement imposé

Tableau 7-2

On a introduit un coefficient ζ_{tp} et ζ_{ta} du fait que les tassements d'appuis ne sont pas pris en compte en tant qu'action d'accompagnement dans les états-limites ultimes, sauf si les effets de 2^{ème} ordre sont à prendre en compte.

ζ_{tp}	0.00	0.00	OA en Béton : 1992-1-1, 2.3.1.3. (sans second ordre) OA en Métal : 1993-2, 5.4.2(4) (composé de sections classe 1 seulement)
ζ_{ta}	0.00	0.00	OA Mixte : 1994-2, 5.1.3(3) (sauf si déversement ou s'il existe section de classe 3 ou 4)
ζ_{tp}	1.00	0.00	Autres cas. : Effet second ordre non négligeable,
ζ_{ta}	1.00	0.00	OA Mixte : 1994-2, 5.1.3(3) composé de section classe 3 ou 4 ; ou déversement...

Tableau 7-3

Charges variables pour les ponts routiers :

Pour les groupes possédant à la fois des charges de tablier et de remblai, on adopte la notation $\overline{\gamma_{Q,ER}}$ signifiant que chaque charge est multipliée par le coefficient correspondant.

$$\overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot gr1a_k (LM1_{k,remb} + TROT(q_{fk,comb})) \oplus [\gamma_{Q,FW} \cdot \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk,trafic}; (\gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T_k)]$$

$$\gamma_{Q,E} \cdot gr1b_k (LM2_k)$$

$$\gamma_{Q,E} \cdot gr2_k (FH(Q_{lk} + Q_{tk}) + LM1_{freq,remb}) (\oplus \gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T_k)$$

$$\gamma_{Q,E} \cdot gr3_k (TROT(q_{fk}); Q_{SERV}; Q_{FWk}) (\oplus \gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T_k)$$

$$\gamma_{Q,ER} \cdot gr4_k (LM4(q_{fk}))_{remb} (\oplus \gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T_k)$$

$$\overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot gr5_k (LM3_k = VS_k \cup LM1_{freq})_{remb} (\oplus \gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T_k)$$

$$\zeta_T \cdot \gamma_{Q,T} \cdot T_k \oplus [\overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot \overline{\psi_{0,Gr1a}} \cdot gr1a(LM1_k), \gamma_{Q,Sn} \cdot \psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}]$$

$$\gamma_{Q,FW} \cdot F_{Wk} \oplus \gamma_{Q,Sn} \cdot \psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}$$

$$\gamma_{Q,Sn} \cdot Q_{Snk} \oplus [\gamma_{Q,FW} \cdot \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}, (\gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T_k)]$$

On a introduit un coefficient ζ_T du fait que la température n'est pas prise en compte en tant qu'action d'accompagnement dans les états-limites ultimes sauf si les effets de 2^{ème} ordre sont à prendre en compte.

Les combinaisons sont les mêmes que pour les ELS caractéristiques, avec :

	Notation		Réf.
Charges d'exploitation tablier	$\gamma_{Q,E}$	1,35	EC0, A2, Table A2.4.B (NA)
Charges d'exploitation remblai	$\gamma_{Q,R}$	1,35	
Vent	$\gamma_{Q,FW}$	1,50	
Température	$\gamma_{Q,T}$	1,50	
Naige	$\gamma_{Q,Sn}$	1,50	

Tableau 7-4

Température	ζ_T	0,00	Béton: 1992-1-1, 2.3.1.2 (sauf second ordre) Métal : 1993-2, 5.4.2(4) (sections de classe 1 seulement) Mixte : 1994-2, 5.4.2.5(2) (sauf déversement ou section de classe 3 ou 4)
		0,00	Autre cas

Tableau 7-5

Charges variables pour les passerelles :

$$\overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot g_{\Gamma 1p_k} \left(PP(q_{fk,p}) \oplus FH(Q_{flk}) \right) \oplus \left[\gamma_{Q,FW} \cdot \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}, (\gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T_k) \right]$$

$$\gamma_{Q,E} \cdot g_{\Gamma 2p_k} \left(Q_{SERV, remb} \oplus FH(Q_{flk}) \right) \oplus \left[\gamma_{Q,FW} \cdot \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}, (\gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T_k) \right]$$

$$\gamma_{Q,E} \cdot GR_{QFWK-P} \quad (si g_{\Gamma 2p_k} (Q_{SERV}) non pris en compte)$$

$$\zeta_T \cdot \gamma_{Q,T} \cdot T_k \oplus \left[\overline{\gamma_{Q,ER}} \cdot \overline{\psi_{0,GR,QPP}} \cdot g_{\Gamma 1p_k} \left(PP(q_{fk,p}) \oplus FH(Q_{flk}) \right); \gamma_{Q,Sn} \cdot \psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk} \right]$$

$$\gamma_{Q,FW} \cdot F_{Wk} \oplus \gamma_{Q,Sn} \cdot \psi_{0,Sn} \cdot Q_{Snk}$$

$$\gamma_{Q,Sn} \cdot Q_{Snk} \oplus \left[\gamma_{Q,FW} \cdot \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk}, (\gamma_{Q,T} \cdot \zeta_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T_k) \right]$$

7.5 - ELS en construction (situation transitoire)

(EC0 §6.5.3) (EC0 AN à Annexe A2 A2.2.6 Tableau A2.1(NA))

La formulation présentée ici est dans le cas de combinaisons (STR).

Charges permanentes :

$$P + G = P_k \oplus (G_{k\text{sup}} ; G_{k\text{inf}}) \oplus G_{wexec} \oplus (\zeta_s G_s) \oplus \zeta_{tp} G_{tpexec}$$

G_{wexec} : situation enveloppe des situations avec un niveau d'eau quasi permanent et d'un niveau d'eau d'exécution.

ζ_{tp}	0,00	0,00	OA en Béton : 1992-1-1, 2.3.1.3. (sans second ordre) OA en Métal : 1993-2, 5.4.2(4) (composé de sections de classe 1 seulement) OA Mixte : 1994-2, 5.1.3(3) (sauf déversement ou s'il existe section de classe 3 ou 4)
ζ_{ta}	0,00	0,00	
ζ_{tp}	1,00	0,00	Autres cas. : Effet second ordre non négligeable, OA Mixte : 1994-2, 5.1.3(3) composé section classe 3 ou 4 ou déversement...
ζ_{ta}	1,00	0,00	

Tableau 7-6

Charges variables:

$$\psi_{0,T} \cdot T_k$$

(exemple : Mise en tension dalle précontrainte : l'action de base est la précontrainte et T_k est l'action d'accompagnement)

Autres situations STR :

$$Q_{c \neq a, k} \oplus Q_{ca, k} \oplus [\psi_{0,FW} \cdot F_{Wk} ; \psi_{0,T} \cdot T_k]$$

$$F_{Wk} \oplus [\psi_{0,QC \neq a} \cdot Q_{c \neq a, k} \oplus \psi_{0,QCa} \cdot Q_{ca, k}]$$

$$T_k \oplus [\psi_{0,QC \neq a} \cdot Q_{c \neq a, k} \oplus \psi_{0,QCa} \cdot Q_{ca, k}]$$

7.6 - ELU en construction (situation transitoire)

(EC0 §6.4.3.2 – AN à AnnexeA2 A2.2.6 Tableau A2.1(NA))

Charges permanentes :

$$P + G = \gamma_P P_m \oplus \gamma_G (G_{k\ sup} ; G_{k\ inf}) \oplus \gamma_{Gw} G_{wexec} \oplus (\gamma_{Gs} \zeta_s G_s) \oplus \gamma_{tp} \cdot \zeta_{tp} \cdot G_{tpexec}$$

On adopte les mêmes combinaisons que pour les ELU fondamentaux en exploitation, à ceci près que G_{wexec} représente l'enveloppe du niveau quasi permanent et du niveau en exécution.

Charges variables :

$$\gamma_{Q,T} \cdot \psi_{0,T} \cdot \zeta_T \cdot T_k \quad (\text{exemple : mise en tension dalle précontrainte})$$

Température	ζ_T	0,00	Béton: 1992-1-1, 2.3.1.2 (sauf second ordre) Métal : 1993-2, 5.4.2(4) (sections de classe 1 seulement) Mixte : 1994-2, 5.4.2.5(2) (sauf déversement ou section de classe 3 ou 4)
		0,00	Autre cas

Tableau 7-7

Autres situations STR :

$$\overline{\gamma_{Q,CR}} \cdot [Q_{c\neq a,k} \oplus Q_{ca,k}] \oplus [\overline{\gamma_{Q,FW}} \cdot \psi_{0,FW} \cdot F_{Wk} ; \overline{\gamma_T} \cdot \psi_{0,T} \cdot \zeta_T \cdot T_k]$$

$$\gamma_{Q,FW} \cdot F_{Wk} \oplus \overline{\gamma_{Q,CR}} \cdot [\psi_{0,QC\neq a} \cdot Q_{c\neq a,k} \oplus \psi_{0,QCa} \cdot Q_{ca,k}]$$

$$\gamma_{Tk} \cdot T_k \oplus \overline{\gamma_{Q,CR}} \cdot [\psi_{0,QC\neq a} \cdot Q_{c\neq a,k} \oplus \psi_{0,QCa} \cdot Q_{ca,k}]$$

	Notation	γ_{Qc}	Réf.
Charges de chantier	$\gamma_{Q,c}$	1.35	EC0, AN annexe A2, Table A2.4.B(NA)
Charges de remblai	$\gamma_{Q,R}$	1.35	

Tableau 7-8

Avec :

« $Q_{c\neq a}$ » : charges d'exécution fixes (ouvrages provisoires, équipages, etc.).

« Q_{ca} » : charges d'exécution mobiles incluant les petits engins de chantier (compactage de remblai par exemple et les charges Q_{ca} (charge de personnel,...), et n'étant pas concomitantes avec le vent caractéristique.

8 - Combinaisons des actions des ponts routiers et passerelles

8.1 - Combinaisons ELS caractéristiques en exploitation (situation durable)

Notation : « remb » : signifie que la charge s'applique aussi sur les remblais éventuels

▪ Charges pour les ponts routiers :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus \\ G_{w\text{cara}} \oplus G_{tp} \oplus G_{ta} \end{array} \right\} \oplus \left\{ \begin{array}{l} gr1a((TS \cup UDL)_{\text{remb}} \oplus TROT(q_{fk,comb})) \oplus (0,6.F_{Wk,trafic}; 0,6.T_k) \\ gr1b(LM2) \\ gr2(FH(Q_{lk} + Q_{ik}) \oplus (0,75TS \cup 0,4UDL)_{\text{remb}}) \oplus 0,6.T_k \\ gr3(TROT(q_{fk}); Q_{SERV}; Q_{FWK}) \oplus 0,6.T_k \\ gr4(LM4)_{\text{remb}} \oplus 0,6.T_k \\ gr5(VS.1,1,\delta_{dyn} \cup 0,75.TS \cup 0,4.UDL)_{\text{remb}} + (0,3.VS_{FREIN}.1,1) \oplus 0,6.T_k \\ T_k \oplus ((0,75.TS \cup 0,4.UDL) + 0,4.TROT(q_{fk,comb})) \\ F_{Wk} \end{array} \right.$$

▪ Charges pour les passerelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus \\ G_{w\text{cara}} \oplus G_{tp} \oplus G_{ta} \end{array} \right\} \oplus \left\{ \begin{array}{l} gr_{1pk} (PP(q_{fk,p})_{\text{remb}} + FH(Q_{flk})) \oplus [0,6.T_k ; 0,3.F_{Wk}] \\ gr_{2pk} (Q_{SERV,remb} + FH(Q_{flk})) \oplus [0,6.T_k ; 0,3.F_{Wk}] \\ GR_Q_{FWK}_P \quad (\text{si } Q_{SERV} \text{ non pris en compte}) \\ T_k \oplus 0,4 \cdot gr_{1pk} (PP(q_{fk}) + FH(Q_{flk})) \\ F_{Wk} \end{array} \right.$$

8.2 - Combinaison ELS fréquente en exploitation (situation durable)

▪ Charges pour les ponts routiers :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \\ \oplus G_{w\text{freq}} \oplus G_{tp} \end{array} \right\} \oplus \left\{ \begin{array}{l} gr_{1a}(0,75.TS \cup 0,40.UDL) \oplus 0,50.T_k \\ gr_{1b}[0,75.(LM2)] \\ gr_3[0,40.TROT(q_{fk})] \oplus 0,50.T_k \\ gr_5[\psi_{1,VS}.VS.1,1,\delta_{dyn} \cup (0,75.TS \cup 0,40.UDL) + \psi_{1,VS} \cdot (0,3.VS_{FREIN}.1,1)] (\oplus 0,50.T_k) \\ 0,6.T_k \\ 0,2.F_{Wk} \end{array} \right.$$

$$\psi_{1,VS} = \begin{cases} 1 \text{ par défaut (si on n'a pas de renseignement sur le VS)} \\ 0,85 \text{ pour VS types définis par circulaire du 20 juillet 1983} \\ 0 \text{ si fréquence VS inférieure à une fois tous les deux ans, sinon 1} \end{cases}$$

▪ Charges pour les passerelles :

$$P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus G_{w\text{freq}} \oplus G_{tp} \oplus \begin{cases} 0,4 \cdot g_{r_{1p}} \left(\text{PP}(q_{fk,p}) \right)_{\text{remb}} \oplus 0,5 \cdot T_k \\ 0,6 \cdot T_k \\ 0,2 \cdot F_{Wk} \end{cases}$$

8.3 - Combinaison ELS quasi-permanente en exploitation (situation durable)

$$P_k \oplus (G_{k\text{sup}}; G_{k\text{inf}}) \oplus G_{wqperm} \oplus G_{tp} \oplus 0,5 \cdot T_k$$

8.4 - Combinaison ELU fondamental en exploitation (situation durable)

On se place ici dans le cas d'une analyse linéaire (calcul d'efforts).

La mention (*) dans les combinaisons suivantes indique que la température T_k est à prendre en compte pour les ouvrages mixtes. Pour les ouvrages BA et BP en général (ces ouvrages peuvent développer des rotules plastiques à l'ELU), il ne faut pas prendre en compte la température à l'ELU (voir EC2-2). Il en va de même du tassement probable G_{tp} (ou du déplacement d'appui imposé) sauf si les effets de 2^{ème} ordre deviennent non négligeables.

▪ Charges pour les ponts routiers :

$$\left(P_m \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot G_{k\text{sup}} \\ ; G_{k\text{inf}} \end{array} \right\} \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \cdot G_{w\text{carasup}} \\ ; G_{w\text{carainf}} \end{array} \right\} \oplus \left(\oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \cdot G_{tp} \\ ; G_{tp} \end{array} \right\}^* \right) \right) \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot gr1a((TS \cup UDL)_{\text{remb}} \oplus TROT(q_{fk,comb})) \oplus 1,5 \cdot (0,6 \cdot F_{Wk,trafic}; 0,6 \cdot T_k(*)) \\ 1,35 \cdot gr1b(LM2) \\ 1,35 \cdot gr2(FH(Q_{lk} + Q_{tk}) + (0,75 \cdot TS \cup 0,4 \cdot UDL)_{\text{remb}}) \oplus 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_k(*) \\ 1,35 \cdot gr3(TROT(q_{fk}); Q_{SERV}; Q_{FWk}) \oplus 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_k(*) \\ 1,35 \cdot gr4(LM4)_{\text{remb}} \oplus 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_k(*) \\ 1,35 \cdot gr5(VS \cdot 1,1 \cdot \delta_{\text{dyn}} \cup 0,75 \cdot TS \cup 0,4 \cdot UDL)_{\text{remb}} + 1,35 \cdot (0,3 \cdot VS_{\text{FREIN}} \cdot 1,1) \oplus 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_k(*) \\ 1,50 \cdot T_k(*) \oplus 1,35 \cdot (0,75 \cdot TS \cup 0,4 \cdot UDL \oplus 0,4 \cdot TROT(q_{fk,comb})) \\ 1,50 \cdot F_{Wk} \end{array} \right.$$

▪ Charges pour les passerelles :

$$\left(P_m \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot G_{k\text{sup}} \\ ; G_{k\text{inf}} \end{array} \right\} \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \cdot G_{w\text{carasup}} \\ ; G_{w\text{carainf}} \end{array} \right\} \oplus \left(\oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \cdot G_{tp} \\ ; G_{tp} \end{array} \right\}^* \right) \right) \oplus \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot gr_{1p}(PP(q_{fk,p}) + FH(Q_{flk}))_{\text{remb}} \oplus 1,5 \cdot [0,3 \cdot F_{Wk}; 0,6 \cdot T_k(*)] \\ 1,35 \cdot gr_{2p}(Q_{SERV} + FH(Q_{flk}))_{\text{remb}} \oplus 1,5 \cdot [0,3 \cdot F_{Wk}; 0,6 \cdot T_k(*)] \\ 1,35 \cdot GR_{Q_{FWK_P}} \quad (\text{si } Q_{SERV} \text{ non pris en compte}) \\ 1,5 \cdot T_k(*) \oplus 1,35 \cdot [0,4 \cdot gr_{1p}(PP(q_{fk,p}) + FH(Q_{flk}))] \\ 1,5 \cdot F_{Wk} \end{array} \right.$$

8.5 - Combinaisons ELS en construction (STR-GEO)

Nous attirons l'attention sur le fait qu'il ne faut confondre la **phase provisoire de chantier** qui correspond à l'ouvrage terminé, mais circulé avec un profil en travers provisoire, celle-ci est alors calculée comme une phase d'exploitation normale (c'est-à-dire comme la phase d'exploitation sous profil définitif); et la **phase d'exécution** qui correspond à la construction de l'ouvrage (montage des remblais, mise en tension, etc.). Les combinaisons présentées ici ne concerne que ce dernier cas.

La seule configuration d'exécution étudiée dans Chamois est celle de la mise en tension des câbles pour les PSIDP pour lesquels les combinaisons de résistance (STR-GEO) sont utilisées et non les combinaisons d'équilibre (EQU) qui ainsi n'ont pas lieu d'être utilisées (il n'y a pas de problèmes d'équilibre) .

$$G_k \oplus P_k \oplus \begin{cases} 0,6 \cdot T_k (**) \\ (Q_{c \neq a,k} + Q_{ca,k}) \oplus (0,8 \cdot F_{Wk}; 0,6 \cdot T_k) \\ F_{Wk} \oplus Q_{c \neq a,k} \\ T_k \oplus Q_{c \neq a,k} \end{cases}$$

(**) Cas de la mise en tension des câbles (action de base : précontrainte)

D'autres combinaisons possibles : voir les combinaisons EQU

8.6 - Combinaisons ELU en construction (STR-GEO)

$$\{1,35 \cdot G_{k,\text{sup}}; G_{k,\text{inf}}\} \oplus P_m \oplus \begin{cases} 1,5 \cdot 0,6 \cdot T_k (**) \\ 1,35 \cdot (Q_{c \neq a,k} \oplus Q_{ca,k}) \oplus 1,50 \cdot [0,8 \cdot F_{Wk}; 0,6 \cdot T_k (*)] \\ 1,50 \cdot F_{Wk} \oplus 1,35 \cdot Q_{c \neq a,k} \\ 1,50 \cdot T_k (*) \oplus 1,35 \cdot Q_{c \neq a,k} \end{cases}$$

9 - Lois de comportement des matériaux

9.1 - Béton de structure, béton de dalles de transition

On distingue trois types de béton : béton de structure et béton de dalles de transition. En cas d'absence du béton de dalles de transition, celui est pris identique à celui de la structure, sauf s'il s'agit de BHP ($f_{c28} > 50$ MPa).

Comme il est détaillé au chapitre 3, les paramètres mécaniques d'un béton sont :

- f_{ck} : Résistance caractéristique à la compression à 28 jours (MPa).
- Le type de loi de comportement utilisé à l'ELU : parabole rectangle ou élastoplastique
- La classe de ciment : N, R ou S
- L'éventuelle présence de silice
- L'humidité relative de l'environnement ambiant r_h

9.1.1 - Hypothèses de calculs à l'ELU

A une date t donnée, la résistance en compression du béton est définie par : $f_{cd}(t) = \alpha_{cc} f_{ck}(t) / \gamma_c$, avec

- $\alpha_{cc} = 1$
- $\gamma_c = 1,5$ ou $1,2$ (resp. ELU fondamental ou accidentel)
- $f_{ck}(t)$ calculé en fonction de f_{ck} (voir Eurocode 2 art. 3.1.2)

Le choix entre un matériau élastoplastique ou parabole-rectangle est fait par l'utilisateur. Ensuite, les courbes définies correspondent aux courbes des figures 3.3 ou 3.4 de l'Eurocode 2.

Les valeurs de ε_{c2} , ε_{cu2} , ε_{c3} et ε_{cu3} sont déduites de $f_{ck}(t)$ (ou $f_{cm}(t) = f_{ck}(t) + 8$ MPa) selon les formules du tableau 3.1 de l'Eurocode 2.

Pour un calcul de béton armé, le calcul est uniquement effectué à $t = \infty$, ($f_{ck}(\infty) = f_{ck}$).

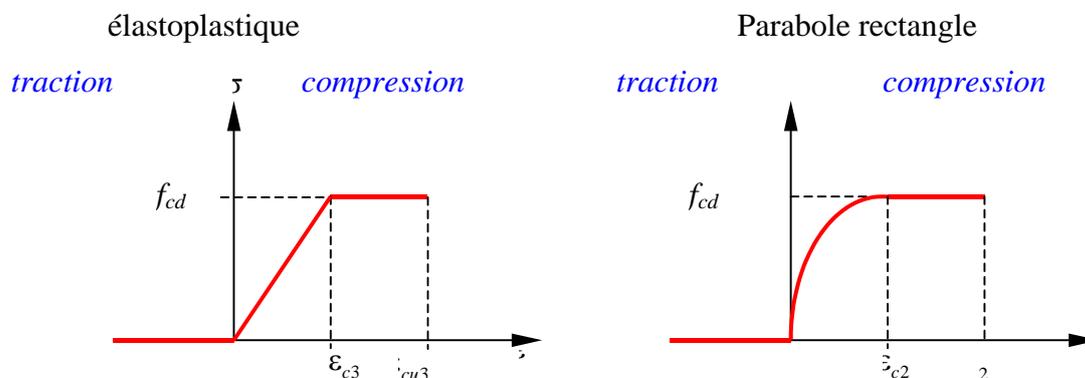


Figure 7 – Diagrammes contrainte-déformation de l'acier passif à l'ELU

9.1.2 - Hypothèses de calculs à l'ELS

A l'ELS, le béton est considéré comme élastique. Le béton est considéré comme **non fissuré** pour les justifications de béton précontraint et comme fissuré pour les justifications de béton armé (dalle de transition et flexion transversale).

Quel que soit le profil de chargement envisagé (provisoire ou définitif), le calcul est effectué à l'infini.

En béton précontraint, le calcul est également effectué aux dates suivantes :

- mise en tension partielle (si cette phase existe)
- mise en tension totale
- mise en service provisoire (si cette phase existe)
- mise en service définitive

Dans ce cas, les caractéristiques du béton sont déterminées à chacune de ces dates.

On considère que les caractéristiques du béton n'évoluent plus après 28 jours (hormis effet du fluage)

Calcul du module du béton en béton armé (à l'infini)

Le principe de calcul mis en œuvre est basé sur l'hypothèse suivante : On distingue d'une part les charges permanentes (poids propre G), et d'autre part les charges d'exploitation instantanées Q . On définit par ξ le

rapport $\xi = \frac{Q}{G+Q}$. Dans le cadre de Chamois, on fixera $\xi = 0,25$.

Les dates sont comptées par rapport à l'origine 0 qui désigne l'âge de coulage du béton.

Les caractéristiques du béton sont les suivantes :

- Module instantané :

$$E_m(\infty) = E_{cm}(28) = 22 \left(\frac{f_{cm}(28)}{10} \right)^{0,3} \text{ en GPa.}$$

- Module différé : prise en compte du fluage sous charges permanentes :

$$E_{c,eff}(\infty) = \frac{1}{1 + \varphi(\infty, t_0)} E_{cm}(\infty)$$

t_0 étant l'âge d'application des charges permanentes.

$\varphi(\infty, t_0)$ étant la loi de fluage définie dans l'annexe B de l'Eurocode 2

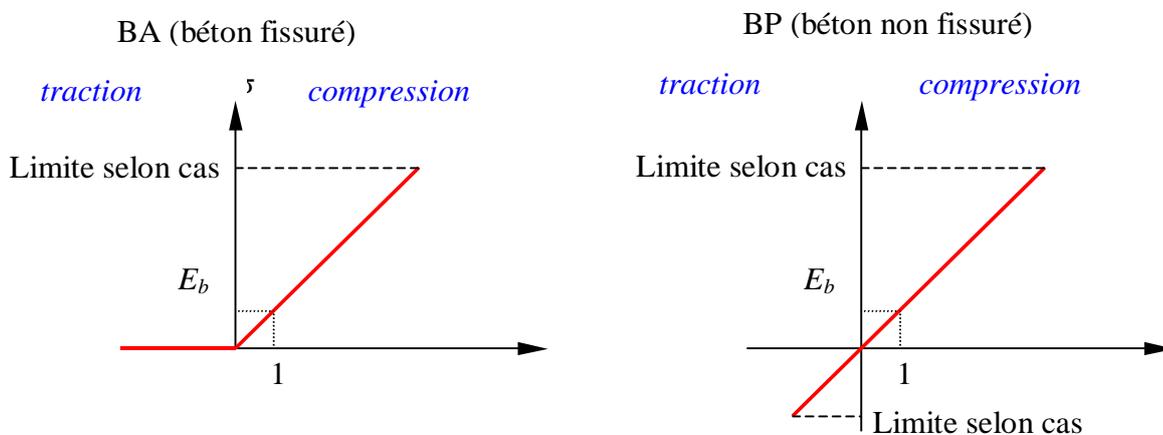
- Module de calcul : le module utilisé pour le dimensionnement à l'infini à l'ELS est le suivant :

$$E_b(\infty) = \xi \cdot E_{cm}(\infty) + (1 - \xi) E_{c,eff}(\infty) = \frac{1 + \xi \cdot \varphi(\infty, t_0)}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \cdot E_{cm}(\infty)$$

module du béton en béton précontraint

En béton précontraint, le module du béton est différent selon que les charges appliquées soient des charges permanentes ou variables :

- Sous charges permanentes : $E_b(t) = E_{c,eff}(t)$
- Sous charges variables : $E_b(t) = E_{cm}(t)$



Limitation des contraintes du béton

État limite	Contrainte limite compression	Contrainte limite traction
ELS caractéristique	$k_{cc} \cdot f_{ck}(t)$ hors pieux $k_{cc_cara} \cdot f_{ck}(t)$	$(k_{ct} \cdot f_{cm}(t))^*$
ELS fréquent	Pas de limite réglementaire	f_{ct} (fatigue) f_{ct} (ouverture des fissure) $(k_{ct} \cdot f_{cm}(t))^*$
ELS quasi-permanent	$k_{cc_fl} \cdot f_{ck}(t)$	$(k_{ct} \cdot f_{cm}(t))^*$ $k_{ct_mt} \cdot f_{cm}(t)$ à la mise en tension

Pour les valeurs de k_{cc} , k_{cc_fl} , k_{cc_cara} , k_{ct} , k_{ct_mt} et f_{ct} se reporter à la partie description des données.

* selon l'état limite choisi par l'utilisateur

Remarque : calcul du coefficient de fluage $\phi(t, t_0)$

Le calcul du fluage du béton est nécessaire afin de déterminer le module du béton à l'infini. Concernant le béton de dalles de transition, le coefficient de fluage est égal à 2.

Concernant le béton des autres parties d'ouvrage, le coefficient de fluage est déterminé selon l'annexe B de l'EC2.

Dans le calcul de ce coefficient de fluage, de nombreux paramètres interviennent :

- t_0 âge du béton au moment du chargement.
 - o En béton armé, on considèrera $t_0 = 28$ j.
 - o En béton précontraint, on considèrera $t_0 =$ date de première mise en tension.
- t âge du béton ($t = \infty$ en BA)
- f_{cm} résistance moyenne en compression à 28 jours
- h_0 rayon moyen de l'élément : avec
 - o A_c aire de la section de béton brute
 - o u périmètre de la section en contact avec l'atmosphère
 - $u =$ périmètre_total – largeur tablier pour les sections du tablier
 - $u =$ périmètre_total pour les sections des autres parties d'ouvrage
- α coefficient dépendant de la classe du ciment

L'influence de la température sur la maturité n'a pas été prise en compte.

A une date t donnée, la résistance en compression du béton est définie par : $f_{cd}(t) = \alpha_{cc} f_{ck}(t) / \gamma_c$, avec

- $\alpha_{cc} = 1$
- $\gamma_c = 1,5$ ou $1,2$ (resp. ELU fondamental ou accidentel)
- $f_{ck}(t)$ calculé en fonction de f_{ck} (voir Eurocode 2 art. 3.1.2)

Un coefficient multiplicateur $k_f=1.1$ est appliqué sur le coefficient γ_c pour les pieux forés (voir Eurocode 2-1-1 art. 2.4.2.5)

Le choix entre un matériau élastoplastique ou parabole-rectangle est fait par l'utilisateur. Ensuite, les courbes définies correspondent aux courbes des figures 3.3 ou 3.4 de l'Eurocode 2.

Les valeurs de ε_{c2} , ε_{cu2} , ε_{c3} et ε_{cu3} sont déduites de $f_{ck}(t)$ (ou $f_{cm}(t) = f_{ck}(t) + 8$ MPa) selon les formules du tableau 3.1 de l'Eurocode 2.

Pour un calcul de béton armé, le calcul est uniquement effectué à $t = \infty$, ($f_{ck}(\infty) = f_{ck}$).

Pour un calcul de béton précontraint, le calcul est également effectué aux dates suivantes :

- mise en tension partielle (si cette phase existe)
- mise en tension totale
- mise en service provisoire (si cette phase existe)
- mise en service définitive

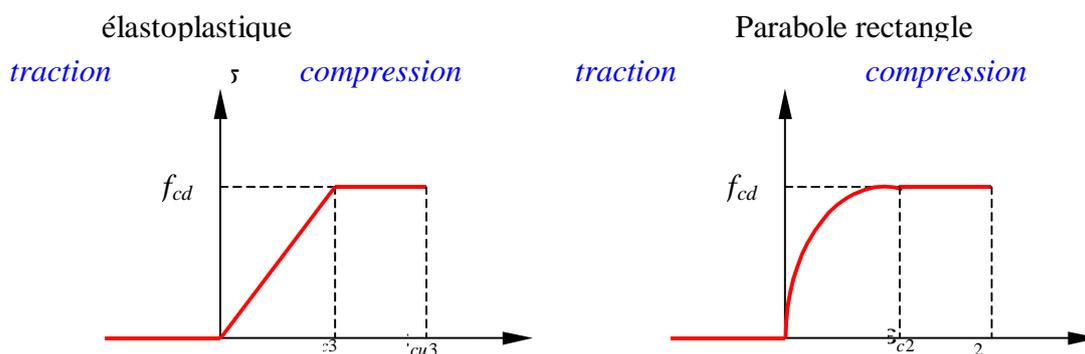


Figure 9 – Diagrammes contrainte-déformation du béton à l'ELU

9.2 - Aciers passifs

Les types d'acier utilisés de nos jours étant presque toujours standard, les valeurs par défaut seront le plus souvent utilisées.

9.2.1 - Hypothèses de calculs à l'ELS

Module de l'acier

Le module considéré pour les aciers est $E_s = 200\,000$ MPa.

Diagramme contrainte-déformation des aciers à l'ELS



Figure 10 – Diagramme contrainte-déformation de l'acier passif à l'ELS

Limitation des contraintes de l'acier

État limite	Contrainte limite compression
ELS caractéristique	$0,8^* f_{yk}$ f_{st}
ELS fréquent	$1000.wk$ (ouv. Fiss max)
ELS quasi-permanent	pas de limite réglementaire
ELS construction	$1000.wk$ (ouv. Fiss max)

Pour les valeurs de f_{yk} , f_{st} et wk se reporter à la partie description des données.

9.2.2 - Hypothèses de calculs à l'ELU

La résistance des aciers est définie par : $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

avec $\gamma_s = 1,15$ ou 1 (resp. ELU fondamental ou accidentel)

Les aciers considérés sont des aciers de classe B (selon l'annexe C de l'Eurocode 2)

Les paramètres suivants ont donc été fixés :

- $k = (f_t / f_k)_k = 1,08$
- $\varepsilon_{uk} = 5\%$

De plus selon l'annexe nationale de l'eurocode 2 :

- $\varepsilon_{ud} = 0,9 \times \varepsilon_{uk}$

Le choix entre un matériau élastoplastique ou bilinéaire est fait par l'utilisateur. Ensuite, les courbes définies correspondent aux courbes de la figure 3.8 des Eurocodes.

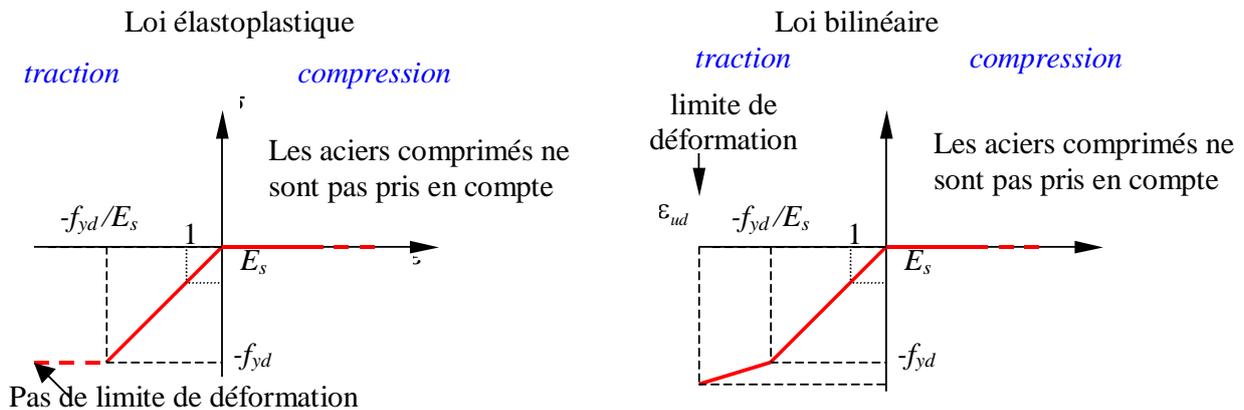


Figure 11 – Diagrammes contrainte-déformation de l'acier passif à l'ELU

9.3 - Acier de précontrainte

9.3.1 - L'acier de précontrainte est défini par les paramètres suivants

- f_{pk} Limite de rupture de l'acier de précontrainte
- $f_{p0,1k}$ Limite élastique garantie
- ρ_{1000} Valeur garantie de la perte par relaxation à 1000 heures

9.3.2 - Hypothèses de calculs à l'ELS

Module de l'acier

Le module considéré pour les aciers est $E_p = 195\,000$ MPa.

Diagramme contrainte-déformation des aciers à l'ELS

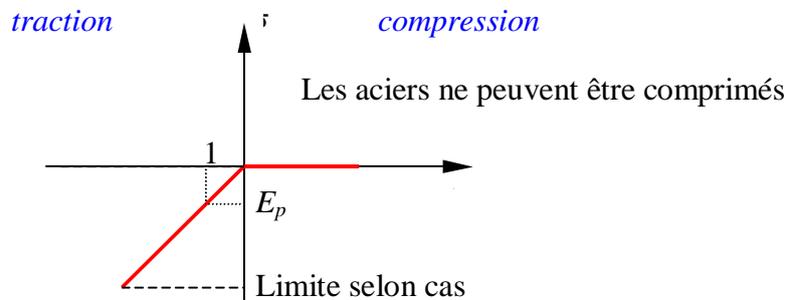


Figure 12 – Diagramme contrainte-déformation de l'acier de précontrainte à l'ELS

Les contraintes dans les aciers passifs sont limitées aux valeurs suivantes :

État limite	Contrainte limite compression
ELS caractéristique	$0,8 f_{pk}$
ELS fréquent	pas de limite réglementaire
ELS quasi-permanent	$0,8 f_{pk}$ $\min(0,8 f_{pk}, 0,9 f_{p01k})$ à la mise en tension

9.3.3 - Hypothèses de calculs à l'ELU

La résistance des aciers est définie par :

$$f_{pd} = f_{p01_k} / \gamma_s, \text{ avec}$$

- $\gamma_s = 1,15$ ou 1 (resp. ELU fondamental ou accidentel)
- $f_{p01_k} = 0,9 \cdot f_{pk}$

Les paramètres suivants ont donc été fixés (suivant les recommandations de l'Eurocode 2) :

- $\epsilon_{ud} = 0,02$
- $\epsilon_{ud} = 0,9 \cdot \epsilon_{uk}$

Le choix entre un matériau élastoplastique ou bilinéaire est fait par l'utilisateur. Ensuite, les courbes définies correspondent aux courbes de la figure 3.10 des Eurocodes.

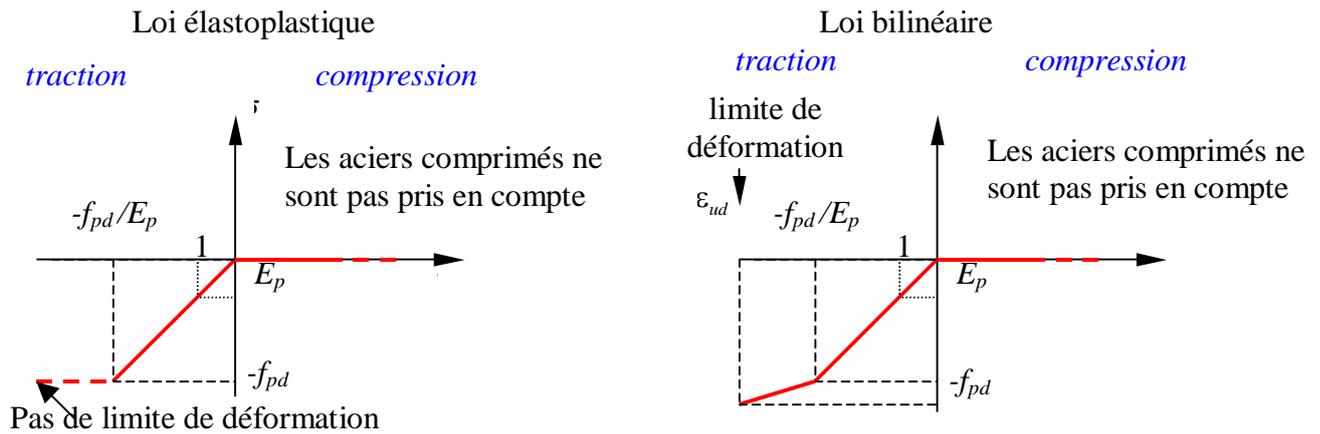


Figure 13 – Diagramme contrainte-déformation de l'acier de précontrainte à l'ELU

10 - Décalage des moments

Les moments fléchissants et les efforts normaux, issus du calculateur de structure (ST1), servent de base aux justifications sous sollicitations normales. Il est nécessaire de tenir compte de la fissuration du béton, pour les états limites pour lesquels le béton est fissuré, ce qui est réalisé simplement par la prise en compte du décalage des moments fléchissants.

10.1 - Principe

Une poutre est soumise simultanément à un effort tranchant V et à un moment fléchissant M . La fissuration inclinée qui se développe potentiellement dans la poutre se réalise suivant un angle θ . En flexion simple $\theta=45^\circ$, en flexion composée θ est tel que $\tan \theta = \frac{2\tau}{\sigma}$, direction correspondant à la contrainte principale de compression (direction des bielles).

L'analogie du treillis de Ritter-Mörsh permet d'écrire en A

$$N_{st} z = M(x + z \cot \theta)$$

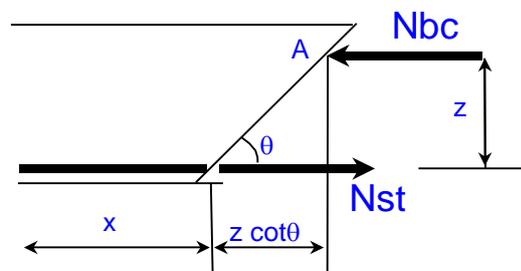
Si on tient compte de la variation continue (et en première approximation linéaire) du moment et de l'existence d'un treillis multiple, on obtient :

$$N_{st} z = M(x + \frac{z}{2} \cot \theta)$$

(Cf. cours de Robinson).

Ainsi l'effort de traction des armatures longitudinales dans une section est déterminé à partir du moment qui règne dans une section décalée de $\frac{z}{2} \cot \theta$.

Cette règle doit être appliquée si la section est fissurée. La valeur du décalage est en pratique forfaitisée à une fraction de la hauteur.



10.2 - Prescriptions de l'EC2 ¹

L'article EC2 9.2.1.3 (2) indique que pour des éléments avec des armatures d'effort tranchant, il convient de calculer l'effort de traction supplémentaire F_{td} conformément à 6.2.3 (7). Pour des éléments sans armatures d'effort tranchant, ΔF_{td} peut être estimé en décalant la courbe enveloppe des moments d'une distance $a_1 = d$, conformément à 6.2.2 (5).

Cette «règle de décalage» peut également être employée pour des éléments comportant un ferrailage d'effort tranchant, où :

$$a_2 = z (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 .$$

L'EC2 autorise une inclinaison minimale θ_{min} telle que $\cot \theta_{min} = 2,5$

En pratique, avec $\cot \alpha = 0$ et $\cot \theta = 2,5$ et $z = 0,9 d$

$$a_2 = 0,9 \times 2,5 / 2 \times d = 1,125 d \approx h$$

Le guide EC2 du Sétra indique qu'en béton armé l'inclinaison des bielles doit être limitée par $\cot \theta_{min} = 1,5$.

Cette disposition est prise pour éviter d'avoir à justifier l'ouverture de fissures d'effort tranchant (ce qu'on se sait pas réaliser en pratique).

$$a_2 = 0,9 \times 1,5 / 2 \times d = 0,68 d \approx 0,61 h$$

10.3 - Adaptation aux ouvrages types dans Chamois

Le décalage est à effectuer sur les courbes enveloppes d'états limites de moments dans les différentes barres des ouvrages. Il est justifié pour les sections fissurées, ce qui correspond à toutes les situations d'état limite pour le béton armé et seulement à l'ELU pour le béton précontraint (pour les usages classiques de la précontrainte, où on est proche de la précontrainte totale équivalent de la classe 2 du BPEL). Dans le cadre de Chamois, une précontrainte partielle de type classe 3 du BPEL, n'est en effet pas envisagée.

On ne sait pas, a priori, si la section nécessitera ou non des armatures d'effort tranchant. On retiendra donc comme décalage $a = \max (a_1, a_2)$

– décalage à l'ELS et à l'ELU pour le béton armé : $a = 0,9 h = d$

– décalage à l'ELU seulement pour le béton précontraint : $a = h$

¹ Rappel des prescriptions du BAEL et du BPEL

Le BAEL indique (Article A 4.1.5) :

Pour évaluer l'effort agissant sur une membrure tendue, on prend en compte le moment fléchissant agissant à une distance $0,8 h$ (h hauteur totale de la poutre) de la section considérée, dans la direction où le moment augmente en valeur absolue.*

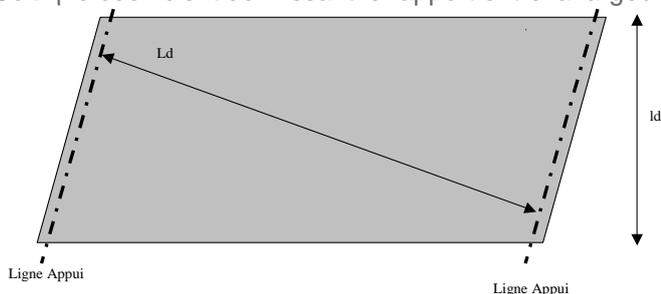
** Cette règle tient compte forfaitairement de l'effet sur une membrure tendue de l'inclinaison des bielles dues à l'effort tranchant ; elle conduit à décaler de $0,8 h$, dans le sens défavorable, les courbes enveloppes des moments fléchissants. Dans le tracé du diagramme des moments résistants à l'état limite ultime, il est loisible d'adopter, pour simplifier, une contrainte de l'acier égale à celle déterminée dans la section du moment maximal.*

L'article 6.3.33 du BPEL stipule :

Pour tenir compte d'une éventuelle fissuration oblique des âmes selon une inclinaison β (voir article 7.3 : sollicitations tangentes), les armatures de toute nature strictement nécessaires à l'équilibre de la membrure tendue d'une section doivent être prolongées par des aciers susceptibles de reprendre, dans les mêmes conditions d'allongement, le même effort de traction sur une longueur au moins égale à $0,8 h \cotg \beta^$ de part et d'autre de la section en question dont h représente la hauteur totale.*

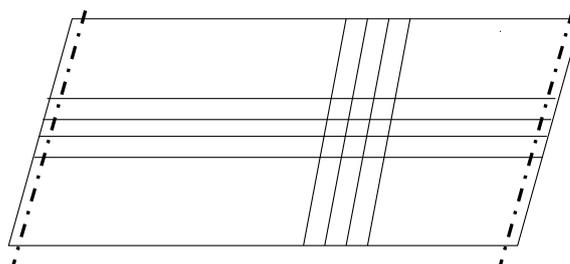
11 - Dispositions de ferrillages

Soit η le coefficient définissant le rapport entre la largeur droite ld longueur droite Ld :



$$\eta = \frac{ld}{Ld}$$

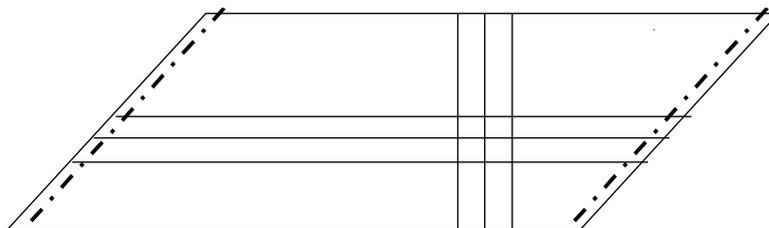
Dans le cas de pont de ponts au biais faible (entre 70 et 100 grades), noté **option 1**, le ferrillage longitudinal est généralement parallèle au bord libre et le ferrillage transversal est parallèle aux lignes d'appuis.



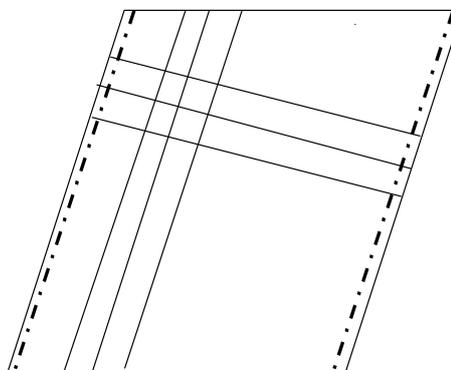
Dans le cas de pont de ponts au biais modéré (entre 50 et 85 grades), il faut en fait distinguer 2 configurations supplémentaires pour la mise en place du ferrillage courant :

- les ponts aussi longs que larges ($2/3 < \eta < 3/2$) noté option 1 : on retrouve les dispositions déjà décrites pour les ouvrages de biais faible, cette option est moins efficace, mais est plus facile à mettre en œuvre. Le ferrillage longitudinal sera disposé parallèlement aux bords libres et les aciers transversaux sont disposés parallèlement aux lignes d'appui.

- les ponts longs et peu larges ($\eta < 2/3$), noté **option 2** : le ferrillage longitudinal sera disposé parallèlement aux bords libres et les aciers transversaux sont disposés perpendiculairement aux bords libres



- les ponts peu longs et larges ($3/2 < \eta$) noté **option 3** : le ferrillage longitudinal sera disposé perpendiculairement aux lignes d'appui et les aciers transversaux sont disposés parallèlement aux lignes d'appui, cette disposition ne concerne que les portiques et pourrait concerner les dalles isostatiques. En fait pour les dalles on est pratiquement jamais dans cette configuration, mais plutôt pratiquement toujours dans la configuration de l'option 2.



11.1 - Options de ferrailage applicables dans CHAMOA-P

Les options non grisées sont accessibles dans CHAMOA-P. Les valeurs recommandées sont celles des options de ferrailage. (Les valeurs entre parenthèses sont des valeurs alternatives pouvant être appliquées par l'utilisateur pour avoir des quantités d'acier moindre le cas échéant).

PIPO, PICF

$\eta = \frac{ld}{Ld}$	$\eta < 2/3$	$2/3 < \eta < 3/2$	$3/2 < \eta$
Biais ϕ (grades)			
$50 \leq \phi \leq 70$	X (2)	X (1)	3
$70 \leq \phi \leq 100$	1(2)	1	1(3)

PSIDA, PSIDP

$\eta = \frac{ld}{Ld}$	$\eta < 2/3$	$2/3 < \eta < 3/2$	$3/2 < \eta$
Biais ϕ (grades)			
$50 \leq \phi \leq 70$	X(2)	X (1)	X
$70 \leq \phi \leq 100$	1 (2)	1	1

Options de Ferrailage

- OPTION 1 : PARALLELE - PARALLELE
- OPTION 2 : PARALLELE - PERPENDICULAIRE
- OPTION 3 : PERPENDICULAIRE - PARALLELE

11.2 - Zone spécifique de Ferrailage

11.2.1 - Zone de Renforcement de Bord Libre (option 3)

Pour les aciers orientés en option 3, les aciers de renfort sur les bords libres sont obligatoires et sont placés sur une zone spécifique. En général elle vaut 3 fois l'épaisseur minimum de la dalle hors encorbellement. En cas d'encorbellement, on prend le maximum de 3 fois l'épaisseur de la nervure et de la dimension horizontale droite de l'encorbellement.

11.2.2 - Zone d'encorbellement (option 1, 2)

Dans le cas d'un encorbellement, la largeur de la zone de bord libre est celle définie par la largeur de zone d'encorbellement.

11.2.3 - Poutre de torsion de Bord Libre (option 1, 2, 3) (non développé dans CHAMOA-P):

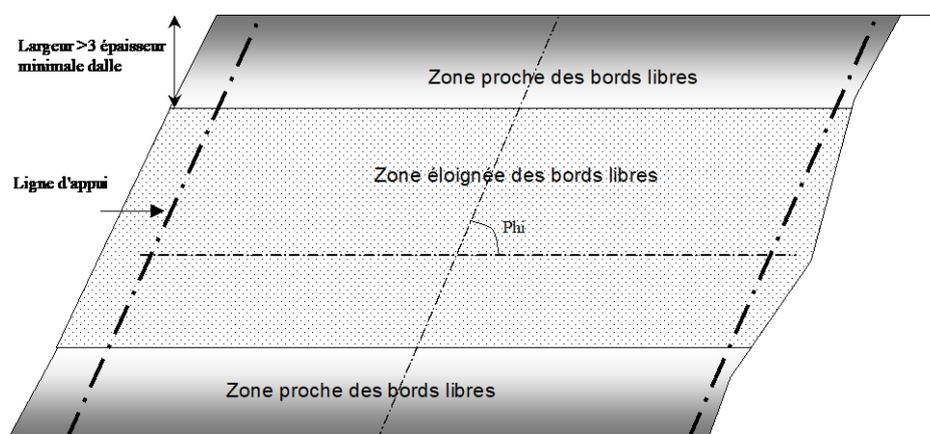
Pour les bords libres (et respectivement pour les abouts), il faut faire un calcul de flexion longitudinale (respectivement de flexion transversale) en prenant en compte la torsion. Ce calcul conduit à rajouter des aciers de cisaillement en torsion et éventuellement des renforcements des aciers longitudinaux sur une poutre de bord libre. La poutre a une dimension horizontale égale à la hauteur ht de la nervure principale (épaisseur minimale longitudinalement de la dalle, hors encorbellement).

Pour l'about, la poutre de torsion est confondue avec la poutre de chevêtre intégrée.

11.2.4 - Zone de Bord Libre (en option 1 ou 2) (non développé dans CHAMOA-P, mais non obligatoire)

Il est possible de prévoir une zone de calcul près du bord libre différente du calcul en zone courante éloignée des bords libres. Cette configuration existe déjà sur les ouvrages en poutres-dalles.

Dans cette zone, le ferrailage peut différer du ferrailage courant du fait que les efforts sont généralement plus forts que les efforts calculés en zone éloignée des bords libres. Un ferrailage longitudinal uniforme transversalement est alors proposé pour les bords libres. Un ferrailage longitudinal uniforme différent serait proposé pour la partie éloignée des bords libres. Une restriction est tout de même à prévoir : le ferrailage des bords libres ne pourra pas être plus faible que le ferrailage de la zone éloignée des bords libres. En effet ce cas de figure peut intervenir par exemple avec des larges trottoirs, les zones les plus sollicitées ne seraient plus forcément en bord d'ouvrage. Pour ne pas compromettre la vie de l'ouvrage vis à vis de une évolution ultérieure non planifiée du profil en travers de l'ouvrage, il semble souhaitable que les zones de bord libre conserve au moins le ferrailage courant. Ceci ne permet pas d'assurer systématiquement la résistance des sections vis à vis du passage des convois sur les zones de bord libre, mais cela limitera cet inconvénient possible.



La largeur de la zone de bord libre est normalement à définir par le concepteur (par défaut cette valeur est nulle et le ferrailage est identique sur toute la largeur du tablier). Néanmoins si cette option est choisie, elle devrait au moins être égale à la largeur des zones de bord libres définies dans le cas de pont de biais moyen (soit au moins 3 fois l'épaisseur minimale de dalle des travées concernées). Cette solution est avantageuse car elle reste conforme aux dispositions réglementaires, et elle peut permettre le cas échéant de faire des économies sur les quantités d'acier éloignées des bords libres.

11.3 - Dispositions constructives

11.3.1 - Au niveau des dispositifs de sécurité en bord d'ouvrage :

Pour les dispositifs de sécurité, on rappelle qu'il y a des ferrillages transversaux types à mettre à place et qui ne sont donc pas à calculer, car ils sont calibrés par des essais expérimentaux.

11.3.2 - Positionnement des aciers en nappes :

Les aciers de flexion transversale sont situés en nappe extérieure et le ferrailage de flexion longitudinale est situé en nappe intérieure.

Pour les encorbellements, l'épaisseur des encorbellements est faible, le bras de levier des aciers en flexion transversal est très sensible à la position du lit d'armature, et donc la section la plus efficace est obtenue pour une position des aciers en nappe extérieur.

Les aciers transversaux n'étant pas confinés, ils ne doivent pas être pris en compte s'ils sont comprimés.

11.3.3 - Aciers transversaux : Zone de chevêtre et zone en travée :

Les zones de ferrailage pour la flexion transversale sont définies :

-Selon la ligne d'appui du chevêtre intégré d'une part : le ferrailage de flexion transversale du chevêtre est étendu longitudinalement de part et d'autre de la ligne d'appui d'une distance égale à l'écartement maximal des appareils d'appuis de la ligne d'appuis étudiée (c'est la zone d'extension de ferrailage du chevêtre) ou bien jusqu'à l'about s'il s'agit des lignes d'appuis de culées.

- A mi portée de la travée pour la flexion en travée d'autre part: Le ferrailage de flexion transversale calculé en travée est étendu jusqu'aux limites de l'extension du chevêtre.

11.3.4 - Renforcement des abouts des PSIDP à larges encorbellements :

Dans le cas des PSIDP à large encorbellements, les ferrailages transversaux et longitudinaux des encorbellements sont doublés sur une distance de 1,5 fois la largeur de l'encorbellement dans les zones d'angles.

11.3.5 - Chevêtres incorporés :

Pour plus de détails sur le placement du ferrailage, voir le guide "Programme de calcul PSIDP-EL" – oct 1985 du SETRA extrait annexe 4 (p128 a 136) dans l'attente du développement du module de calcul correspondant dans CHAMOA : les moments de Chamoia-P sont directement les moments locaux « me » ou « mc » au ml décrits dans le guide au droit des appuis et n'ont donc pas à être modifiées. Les dispositions de ferrailage décrite en §6.2 et §7.2 de ce guide sont donc toujours applicables (Les paragraphes 6.1 et 7.1 sont obsolètes).

Flexion transversale

A noter que la direction du ferrailage des chevêtres est la direction du ferrailage transversal courant, c'est-à-dire parallèle aux lignes d'appuis ou perpendiculaire au bord libre.

- en option 1 (Parallèle - Parallèle), ils sont parallèles aux lignes d'appuis.
- en option 2 (Parallèle - Perpendiculaire), ils sont perpendiculaires aux bords libres sur pile et parallèles aux lignes d'appuis sur culée.

11.4 - Orientation des aciers pour les tabliers de pont dalle

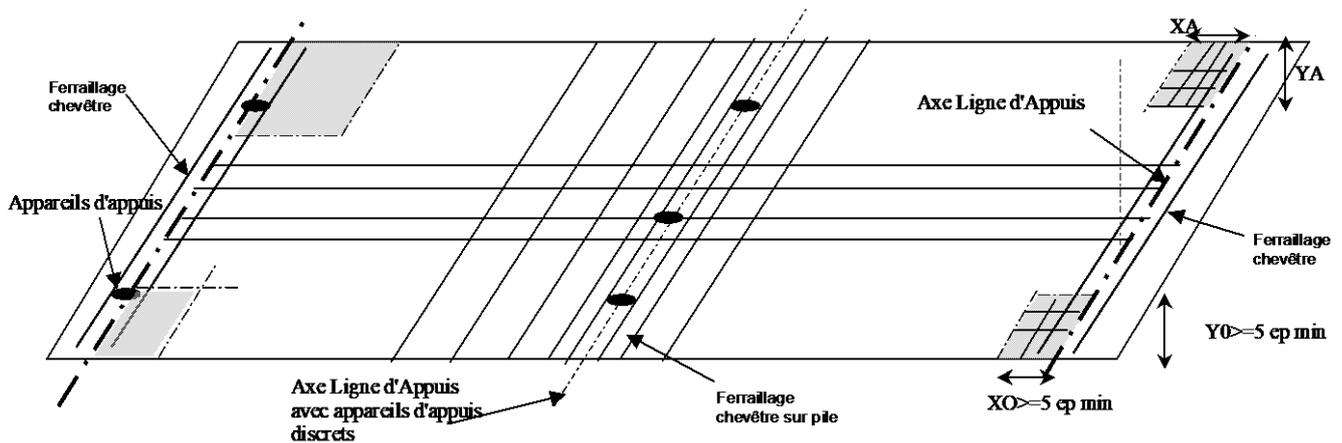
11.4.1 - Ouvrages de biais faible ($85 \text{ gr} < \phi < 100 \text{ grades}$) ferrailé en option 1 (Parallèle-Parallèle)

11.4.2 - Ouvrages de biais moyen ($50 \text{ grades} < \phi < 85 \text{ grades}$)

- les ponts dalle moyennement larges ($2/3 < \eta < 3/2$) ferrailé en option 1 (Parallèle-Parallèle)

Cette option est intéressante vis à vis de la facilité de mise en œuvre et des aciers transversaux en zone courante et sur chevêtre de piles et culée.

Par contre cette solution est moins intéressante vis à vis de la flexion transversale en travée, car la quantité d'acier en flexion transversale à mettre en œuvre est beaucoup plus grande qu'en option 2. Ainsi si la quantité d'acier transversale ne permet pas d'avoir un taux de ferrailage raisonnable, on préfère généralement passer en option 2.



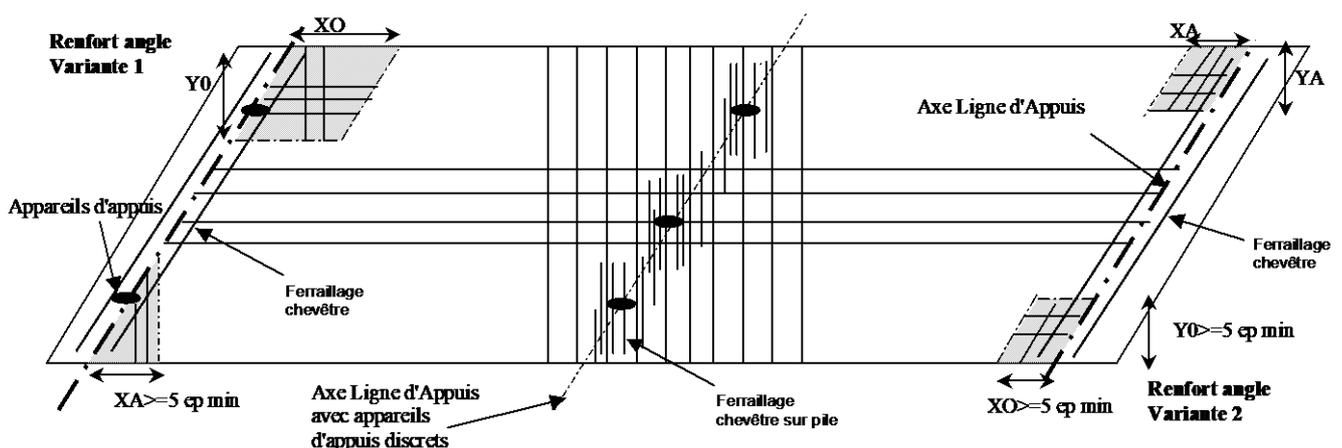
Pour les ponts dalles en option 1, on renforce les angles avec des aciers orientés selon la direction des aciers principaux, c'est à dire longitudinaux et transversaux.

- les ponts dalle peu larges ($\eta < 2/3$) ferrillé en option 2 (Parallèle-Perpendiculaire),

Dans cette option 2, les chevêtres intégrés sur pile ont des ferrillages longitudinaux et transversaux orientés de la même façon que le ferrillage courant, c'est-à-dire ici parallèles aux bords libres et perpendiculaires au bord libre et non selon la ligne d'appuis, ceci pour conserver 2 nappes d'armature. Par contre au niveau des culées, les chevêtres incorporés sont parallèles aux lignes d'appuis, créant ainsi une 3^{ème} nappe d'armature, donc en nappe intérieure.

On notera que les aciers de chevêtre sur culée parallèles aux lignes d'appuis sont placés en 3^{ème} nappe intérieure, et que les aciers de chevêtre sur pile parallèles aux aciers transversaux courants restent en nappe extérieure.

Pour les ponts dalles en option 2, on renforce les angles. Une 1^{ère} variante de renforcement consiste à placer les aciers de renfort selon la direction des aciers principaux, c'est à dire longitudinaux et transversaux, soit respectivement parallèle et perpendiculaire aux bords libres. Pour des raisons de commodité à la mise en oeuvre, une seconde variante de renfort avec des aciers transversaux parallèles au piedroit est à prévoir, ce qui permet d'avoir des aciers transversaux de renfort de longueur uniforme sans ancrage supplémentaires, mais qui seront placés en 3^{ème} nappe intérieure.



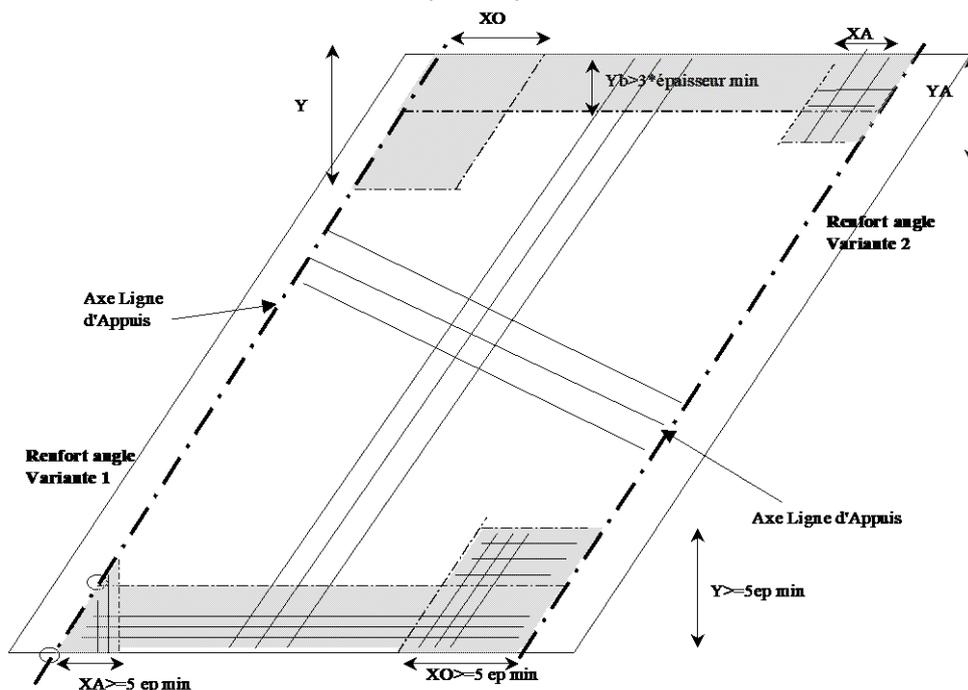
Dans le cas des PSIDP, il faut noter que les angles ne nécessitent pas nécessairement de renforts longitudinaux, mais uniquement transversaux, du fait de la présence de précontrainte dans la direction longitudinale.

les ponts dalles très larges ($\eta > 3/2$) en option 3 (Perpendiculaire - Parallèle),

En principe cette option ne devrait pas exister, sauf à la rigueur pour des dalles sur travée isostatique: dans ce cas on renforce les bords libres et les angles obtus et aigus. Le renforcement des angles est obtenu avec un ferrailage orienté selon l'option 1.

Le cas des ponts PSDP à larges encorbellements à 1 travée est exclu.

Les aciers de renfort de la zone de bord libre n'ont pas d'épures de barres.



11.5 - Orientation des aciers pour la traverse supérieure de portique ou cadre

11.5.1 - Ouvrages de biais faible ($70 < \phi < 100$ grades), ferrillé en option 1 (Parallèle- Parallèle)

Flexion longitudinale

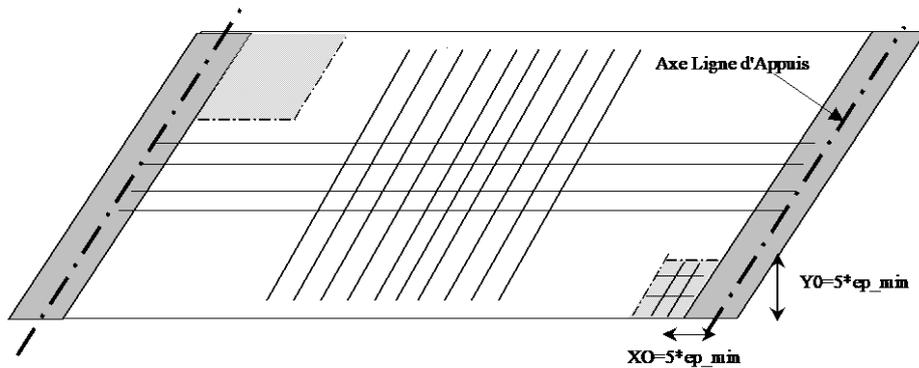
Les mêmes dispositions que celles décrites pour les tabliers de pont dalle de biais faibles s'appliquent, à la seule différence qu'il n'y a pas d'encorbellement, ni de chevêtre intégré

Flexion transversale :

Le ferrailage calculé en travée est étendu jusqu'au gousset.

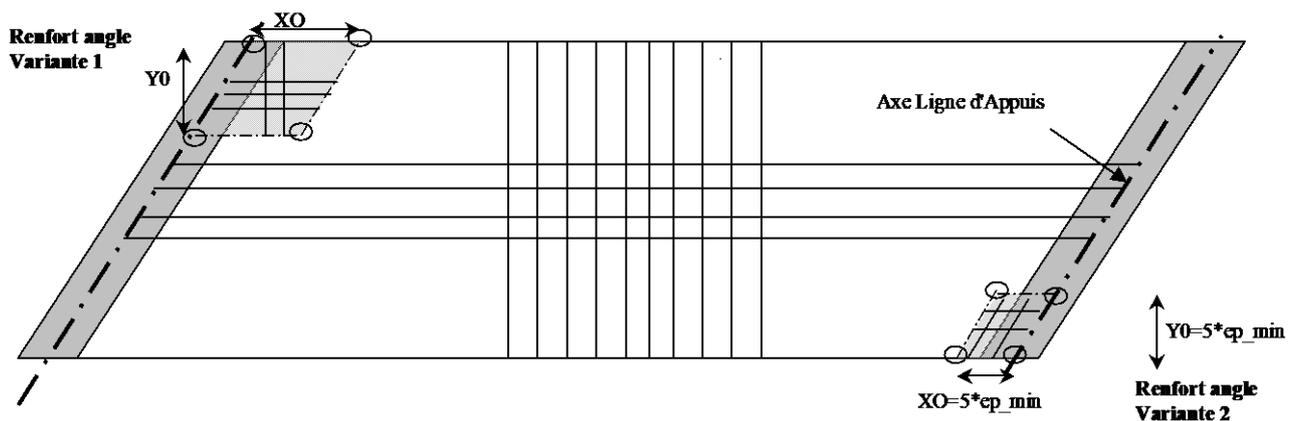
11.5.2 - Ouvrages de biais moyen ($50\text{grades} < \phi < 70\text{grades}$),

- les ponts portiques moyennement larges ($3/2 < \eta < 2/3$) ferrailé en option 1 (Parallèle - Parallèle),



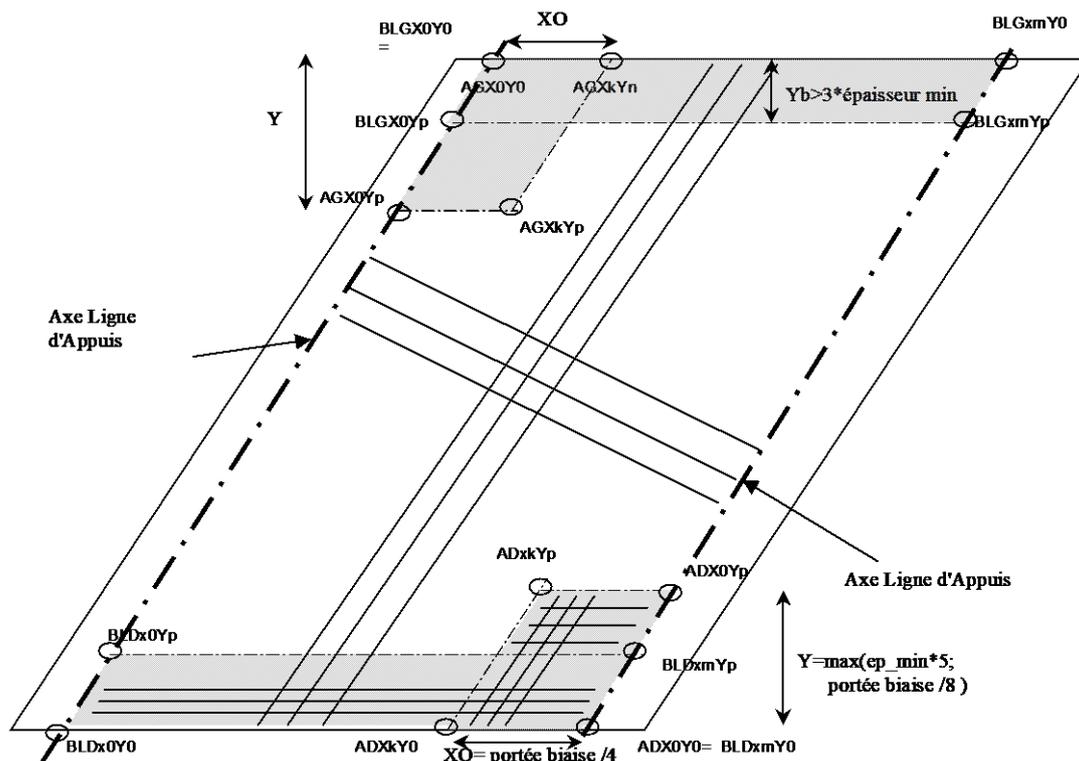
- les ponts portiques peu larges ($\eta < 2/3$) en option 2 (Parallèle-Perpendiculaire),

Pour les ponts portiques en option 2, on renforce les angles obtus avec des aciers orientés selon la direction des aciers principaux, c'est à dire longitudinaux et transversaux, soit encore respectivement parallèle et perpendiculaire au bord libre. On a ainsi 2 nappes, mais ils sont de longueurs variables. Pour des raisons de commodités à la mise en oeuvre, une variante avec des aciers transversaux parallèles au piedroit est à prévoir, ce qui permet d'avoir des aciers de même longueur, mais qui seront placés en nappe 3 intérieure, ils sont moins efficaces que la variante précédente et nécessitent donc plus d'acier.



- les ponts portiques très larges ($\eta > 3/2$) en option 3 (Perpendiculaire - Parallèle),

Pour les ponts portiques en option 3, on renforce obligatoirement les bords libres sur une largeur droite supérieure à 3 fois l'épaisseur minimale car les aciers principaux ne sont pas efficaces dans ces zones (placé en 3eme nappe intérieure). On renforce également les angles obtus avec des aciers orientés selon la direction des bords libres et du piedroit. On a ainsi 3 nappes pour des raisons de commodités à la mise en oeuvre, car les aciers sont de mêmes longueurs par direction de renforcement et du fait de la pré-existence d'une 3eme nappe due aux bords libres.



Les aciers de renfort en bord libre n'ont pas d'épures de barres.

11.6 - Dispositions des aciers pour les autres parties d'ouvrages

11.6.1 - Dalle de transition

Pour simplifier, et étant donné les portées faibles étudiées, les aciers sont orientés comme selon l'option 1 (Parallèles aux lignes d'appuis et parallèles aux bords libres), même dans les cas de biais modéré.

11.6.2 - Radier

Les aciers sont orientés comme dans l'option 1 (Parallèles aux lignes d'appuis et parallèles aux bords libres) quelque soit le biais de l'ouvrage.

11.6.3 - Piédroits

Les aciers sont orientés comme dans l'option 1 (Parallèles aux bords libres du piédroit pour les aciers longitudinaux et horizontaux pour les aciers transversaux).

Les aciers de flexion longitudinale sont situés en nappe intérieure. Les aciers de flexion transversale sont situés en nappe extérieure.

A noter qu'un renforcement des aciers transversaux peut être nécessaire : Le ferrailage transversal des piédroits (c'est à dire le ferrailage horizontal) doit être renforcé forfaitairement sur les 2 premiers mètres au dessus de la reprise de bétonnage du radier ou de la semelle pour remédier aux problèmes de retrait différentiel.

11.7 - Calcul simplifié pour l'option 3

Le calcul en option 3 dans Chamois P est un calcul simplifié qui nécessiterait un calcul élément fini car la méthode appliquée de Guyon Massonnet pour des biais aussi élevé n'est plus adaptée.

Dans cette option (Perpendiculaire –Parallèle), l'ouvrage étant très large, le biais mécanique en zone courante (loin des bords) est orienté selon la direction normale au piédroit. Le calcul simplifié qui est conduit consiste à séparer le calcul des aciers de bords libres, des aciers de zones courantes (loin des bords)

On fait donc d'abord un 1^{er} calcul des aciers courants en supposant que l'ouvrage de même portée droite, et même largeur droite, mais avec un biais de 100 grade (ouvrage droit). Ce calcul fournit les quantités d'acier longitudinale et transversale en zone courante.

On fait un deuxième calcul en supposant que l'ouvrage est biais, ce calcul permet de calculer les aciers longitudinaux de bords libres et les renforcements des angles obtus.

11.8 - Calculs des aciers de renfort des angles obtus en option 2/3

11.8.1 - Efforts dans les angles obtus

Les efforts sont établis à partir des formules établies par Schleicher et Wegener dans le document « Plaques biaises à travées solidaires (1969) ».

Le moment principal maximal négatif (fibre supérieure tendue) en travée au coin pour une dalle biaise de longueur biaise L_b présentant un coefficient $\eta = 1.5$ est donné par la formule pour une charge p répartie :

$$M(x) = f_2(x) \cdot p \cdot L_b^2$$

$$f_2(x) = -0.07 + 0.197508e^{-2 \cdot x} - 0.277522e^{-4 \cdot x^2} - 0.900115e^{-7 \cdot x^3} + 0.270043e^{-8 \cdot x^4}$$

$$x = 100 - \varphi, \text{ en grade}$$

Pour une travée de longueur L_b soumise à une charge uniforme p et à des moments M_1 et M_2 aux extrémités et M_0 à mi travée, la courbe des moments, parabolique, est connue, et l'on peut en déduire la variation de moment :

$$\Delta M = \frac{M_1 + M_2}{2} - M_0 = p \cdot L_b^2 / 8 \quad (\text{convention : } M_1 \text{ et } M_2 > 0 \text{ et } M_0 < 0 \text{ et finalement } \Delta M > 0)$$

donc

$$M(x) = f_2(x) \cdot 8 \cdot \Delta M \quad (\text{convention : } M(x) < 0 \text{ (fibre supérieure tendue)})$$

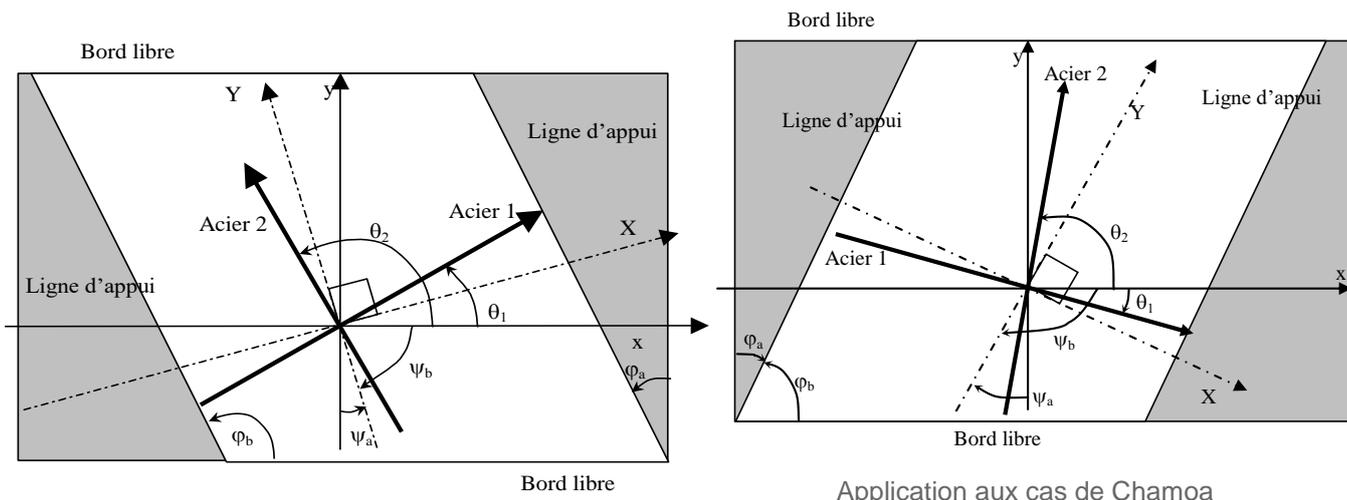
11.8.2 - Aciers de renforts dans les angles obtus

Soit « Asp_calc » la quantité d'acier à mettre en œuvre dans la direction principale à partir des efforts précédents.

En réalité les aciers sont orientés selon des directions différentes à la direction principale, il faut tenir compte de la position réelle des nappes.

Soit $\beta = \frac{\pi}{2} + \psi_b$ la direction mécanique principale (voir figure ci après)

Soient θ_1 et θ_2 les directions des aciers longitudinaux A_{sl} et transversaux A_{st}



Représentation conventionnelle avec angles positifs

Application aux cas de Chamois

Pour ce type d'ouvrage très large et biais, on fait l'approximation que dans le domaine d'étude $50\text{grad} \leq \varphi_b \leq 100\text{grad}$, on a :

$$\beta \approx \frac{\pi}{2} + \varphi_b = \pi + \varphi_a$$

Soit A_{sl} la quantité d'acier longitudinal placé dans la direction θ_1

Soit A_{st} la quantité d'acier transversal placé dans la direction θ_2 .

La section résistante A_{sp0} dans la direction principale apportée par les fers avant renforcement des angles et placés dans les directions θ_1 et θ_2 est donnée par la formule suivante :

$$A_{sp0} = A_{sl} \cdot \cos^2(\beta - \theta_1) + A_{st} \cdot \cos^2(\beta - \theta_2)$$

Si on néglige la participation des aciers transversaux ou si $\beta - \theta_2 = \frac{\pi}{2}$, la quantité résistante dans la direction principale est :

$$A_{sp0} = A_{sl} \cdot \cos^2(\beta - \theta_1)$$

La quantité d'acier à mettre en œuvre dans la direction principale est :

$$A_{sp_sup} = A_{sp_calc} - A_{sp0}$$

La quantité d'acier de renfort R à mettre en œuvre dans la direction longitudinale est par conséquent :

$$A_{sl_sup} = A_{sp_sup} / \cos^2(\beta - \theta_R) = (A_{sp_calc} - A_{sp0}) / \cos^2(\beta - \theta_R)$$

$$A_{sl_sup} = A_{sp_calc} / \cos^2(\beta - \theta_R) - A_{sp0} / \cos^2(\beta - \theta_R)$$

$$\theta_R = 0 \text{ donc } \beta - \theta_R = \frac{\pi}{2} + \varphi_b$$

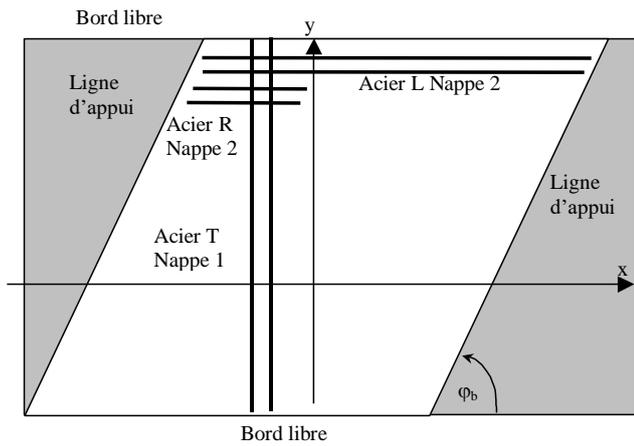
$$A_{sl_sup} = A_{sp_calc} / \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right) - A_{sp0} / \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right)$$

Et par conséquent il n'est pas nécessaire de mettre des aciers de renfort dans la direction transversale.

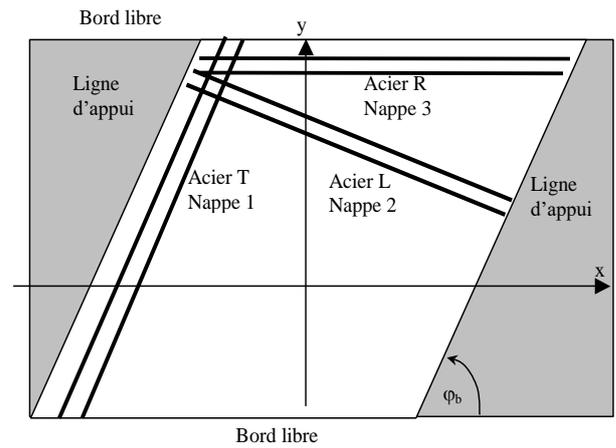
$$A_{sf_sup} = 0$$

Sur les schémas suivants, on note L les aciers longitudinaux courants, T les aciers transversaux courants et R les aciers de renforcement non placé dans les directions L ou T.

En option 2 :



En option 3 :



On en déduit les quantités d'acier à mettre en place en fonction des options de ferrailage :

En option 1 :

$$\theta_1 = 0 \text{ (Acier longitudinaux)} \quad \theta_2 = \varphi_b \text{ (Aciers transversaux)}$$

$$\text{donc } \beta - \theta_1 = \frac{\pi}{2} + \varphi_b \quad \text{et} \quad \beta - \theta_2 = \frac{\pi}{2}$$

$$A_{sp0} = A_{sl} \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right) + A_{st} \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{2}\right) = A_{sl} \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right)$$

donc

$$A_{sl_sup} = A_{sp_calc} / \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right) - A_{sl}$$

En option 2 :

$$\theta_1 = 0 \text{ (Acier longitudinaux)} \quad \theta_2 = \frac{\pi}{2} \text{ (Aciers transversaux)}$$

$$\text{donc } \beta - \theta_1 = \frac{\pi}{2} + \varphi_b \quad \text{et} \quad \beta - \theta_2 = \frac{\pi}{2} + \varphi_b - \frac{\pi}{2} = \varphi_b$$

$$A_{sp0} = A_{sl} \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right) + A_{st} \cdot \cos^2(\varphi_b)$$

si on néglige le ferrailage transversal dans la résistance: $A_{sp0} = A_{sl} \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right)$

donc

$$A_{sl_sup} = A_{sp_calc} / \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right) - A_{sl}$$

En option 3 :

$$\theta_1 = 0 \text{ (Acier longitudinaux de bord libre)} \quad \theta_2 = \varphi_b \text{ (Aciers transversaux)}$$

$$\text{donc } \beta - \theta_1 = \frac{\pi}{2} + \varphi_b \quad \text{et} \quad \beta - \theta_2 = \frac{\pi}{2}$$

$$A_{sp0} = A_{sl} \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right) + A_{st} \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{2}\right) = A_{sl} \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right)$$

donc

$$A_{sl_sup} = A_{sp_calc} / \cos^2\left(\frac{\pi}{2} + \varphi_b\right) - A_{sl}$$

11.9 - Calculs des aciers de renfort des angles aigus en option 1-2

11.9.1 - Conditions de ferrailage dans les angles aigus

Ce paragraphe sur base sur les recommandations du Bulletin Technique 2 de 1978 du SETRA (p74 a 76) concernant la fissuration des angles aigus des ponts dalles armés.

Dans une dalle biaise, en tout point d'une face susceptible d'être tendue sous un cas quelconque de chargement, les différents lits d'armatures tendues placés en ce point, doivent avoir une section telle que la structure ne soit pas fragile dans aucune direction.

Soit θ_i , les directions des armatures de section unitaire ω_i , la section résistante équivalente dans une direction θ est $\omega(\theta) = \sum_i \omega_i \cdot \cos^2(\theta_i - \theta)$.

La condition de non fragilité de l'Eurocode est :

$$\frac{\omega_0}{b_1 d} > 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Si le ferrailage est constitué par 2 directions d'armatures orthogonales, la section d'armatures de chaque direction doit vérifier la condition de non fragilité. Cette condition est réalisée par défaut dans CHAMOA-P.

Si le ferrailage est constitué par 2 directions d'armatures non orthogonales, la section d'armatures de chaque direction doit vérifier la condition de non fragilité sous la forme suivante :

Soit l'angle minimum ζ entre les 2 directions d'armatures ($0 < \zeta < \frac{\pi}{2}$) :

$$\zeta = \theta_2 - \theta_1 \quad \text{si} \quad 0 < \theta_2 - \theta_1 < \frac{\pi}{2}$$

$$\zeta = \pi - (\theta_2 - \theta_1) \quad \text{si} \quad \frac{\pi}{2} < \theta_2 - \theta_1 < \pi$$

$$\omega_{i=1,2} > \frac{\frac{\omega_0}{2}}{\sin^2\left(\frac{\zeta}{2}\right)}$$

11.9.2 - Applications aux options de ferrailage 1 et 2

En pratique l'option 1 est donc concernée par le renforcement de l'angle aigu aussi bien en longitudinal qu'en transversal, car les armatures ne sont pas orthogonales entre elles.

Dans l'option 2, le renforcement n'est pas nécessaire en longitudinale car la condition précédente est automatiquement vérifiée. Par contre cela revient à vérifier la condition de non fragilité en flexion transversal dans le coin, ce qui n'est pas obligatoire en zone courante.

12 - Sollicitations tangentes

Les justifications sous sollicitations tangentes sont basées sur l'EC2 et le guide de l'EC2 du Sétra.

L'ensemble des éléments de structure sont justifiés (tabliers-dalles, dalles de transition, traverse, piédroits, ainsi que les pieux ou barrettes).

12.1 - Effort tranchant de calcul

Ce paragraphe ne concerne que l'étude de la résistance sous sollicitations tangentes aux ELU.

12.1.1 - Définition de l'effort tranchant à prendre en compte

L'effort tranchant agissant de calcul V_{Ed} , utilisé pour la justification des sections, est la somme des efforts tranchants dus aux actions extérieures

Pour les PSIDP, il tient compte en plus de l'effort tranchant réduit par l'inclinaison de la précontrainte.

V_{Ed} résulte du calcul de structure et concerne l'élément de structure complet en pleine largeur (droite ou biaisée, selon la modélisation effectuée).

Les corrections de l'effort tranchant au voisinage des appuis [EC2-1-1 6.2.2(6) et 6.2.3(8)] ne sont pas prises en compte.

12.1.2 - Largeur brute b_0

La largeur brute b_0 de la partie d'ouvrage est évaluée à partir de la géométrie détaillée de la coupe transversale. Il s'agit d'évaluer la largeur de la section au niveau de son centre de gravité.

Dans le cas des pieux et des barrettes, la clause de réduction sur le diamètre de calcul (EC2 1.1 § 2.3.4.2) n'est pas appliquée. Elle est substituée par les conditions d'enrobages et les contraintes limites sur les pieux telles que défini dans le fascicule 62 titre V (article C4.2) conformément à la note d'information de janvier 2008 du SETRA sur « le Calcul des ponts aux eurocodes - Utilisation du fascicule 62 titre V du CCTG ».

12.1.3 - Largeur d'âme de calcul b_w

Pour le cas du béton précontraint, l'EC2 prescrit de prendre en compte l'épaisseur nette de l'âme :

N_c = nombre de câbles de précontrainte

\varnothing = diamètre de la gaine

$$b_w = b_0 - N_c \cdot \frac{\varnothing}{2} \quad \text{si } N_c \cdot \varnothing > \frac{b_w}{8} \quad (2)$$

On en déduit :

$$\text{si } b_0 < \frac{17 N_c \cdot \varnothing_w}{2} \Rightarrow b_w = b_0 - N_c \cdot \frac{\varnothing}{2}$$

sinon $b_w = b_0$

Pour le cas du béton précontraint par prétension (cas des gaines non injectées), on utilise l'expression (6.17) de l'EC2 :

$$b_w = b_0 - 1.2 N_c \varnothing$$

(²) le texte est ambigu à ce propos, mais on retiendra cette formulation qui est sécuritaire

12.2 - Principe de la vérification

Ces vérifications aux ELU sont définies en [EC2-1-1 et EC2-2 6.2].

On considère l'ELU fondamental et l'ELU accidentel.

12.2.1 - Matériaux

Les coefficients α_{CC} , γ_C et γ_S doivent être adaptés aux différentes situations :

$\alpha_{CC} = 1,00$ selon les prescriptions de l'annexe nationale

$\gamma_C = 1,50$ à l'ELU fondamental ou $1,20$ à l'ELU accidentel.

$\gamma_S = 1,15$ à l'ELU fondamental et $1,00$ à l'ELU accidentel.

Ces coefficients permettent de calculer les résistances de calcul à partir des résistances caractéristiques.

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{CC}}{\gamma_C} f_{ck} \text{ pour le béton}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S} \text{ pour les aciers longitudinaux ou les étriers.}$$

A noter que dans le cadre de Chamois, les aciers longitudinaux et transversaux ne sont pas distingués et on a en pratique $f_{yk} = f_{ywk}$).

Pour les ouvrages en béton précontraint (PSIDP), la résistance caractéristique du béton est évaluée pour chaque état limite, compte tenu de la date associée à l'état limite.

La procédure générale de vérification comprend [EC2-1-1 § 6.2.1] :

12.2.2 - Résistance sans armatures

Une vérification de la résistance de la section sans armatures d'effort tranchant est donnée par les expressions (6.2.a) et (6.2.b) de [EC2-1-1 § 6.2.2].

L'expression (6.2.a) fait intervenir le terme ρ_{sl} du pourcentage de ferraillement longitudinal de flexion. Or, cette valeur n'est pas accessible dans le cadre du programme Chamois, où le ferraillement final n'est pas donné.

En outre, l'expression (6.2.b) représente la borne inférieure de l'effort résistant, elle est donc sécuritaire. C'est la valeur qui est utilisée

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad \text{Expression (6.2.b)}$$

Dans cette expression, le deuxième terme est significatif uniquement pour les pièces précontraintes. En pratique, dans le cadre de Chamois, la contrainte normale de compression est négligée dans toutes les pièces en béton armé (dalles et dalles de transition).

- $k_1 = 0,15$ (valeur recommandée, adoptée par l'annexe nationale)
- σ_{cp} = contrainte normale moyenne (compte tenu de l'effort normal concomitant à V_{Ed})

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_C} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad \text{avec } A_C \text{ Aire de la section brute}$$

- le terme v_{\min} dépend du type de barre :

- o $v_{\min} = 0,23(f_{ck})^{\frac{1}{2}}$ pour les dalles bénéficiant d'un effet de redistribution transversale
- o $v_{\min} = 0,23(f_{ck})^{\frac{1}{2}}$ pour les voiles
- o $v_{\min} = 0,035(k)^{\frac{3}{2}}(f_{ck})^{\frac{1}{2}}$ pour les poutres, valeur utilisée (voir notas ci-dessous)

$$\text{avec } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{et } d = \text{hauteur utile de la section en mm (} d = 0,9 h \text{)}$$

Nota 1

Ces valeurs sont celles de l'annexe nationale. Celle-ci fait la distinction entre les dalles et les voiles alors que les deux valeurs de v_{\min} sont extrêmement proches. Dans le cadre de Chamois, en pratique, tous les éléments sont assimilés à des poutres. Cela inclut bien évidemment les éléments de poutres comme les pieux, mais également tous les éléments de structure. En effet, les « poutres-dalles » rencontrées dans les ouvrages ne peuvent pas garantir les mêmes possibilités de redistribution des efforts que des dalles au sens de l'Eurocode. Il serait donc imprudent de les considérer comme telles, notamment pour des dalles peu larges.

Nota 2

Une exception est faite pour les Dalles de transition en vertu de l'article 6.2.1(4) du FD P 18-717, où l'on accepte le comportement de dalle avec redistribution (portée courte (3 à 5m), épaisseur supérieure à 1/20 de la portée, et en général largeur > portée).

12.2.3 - Ferrailage mis en oeuvre

Si $V_{Ed} < V_{Rd,c}$, le béton ne fissure pas, donc on ne met pas de ferrailage de calcul, seul le ferrailage minimum est mis en oeuvre : En effet le calcul des dalles en flexion longitudinale est effectuée sur la section complète, on ne profite donc pas de la redistribution des charges en dehors de la dalle (étudier une bande de 1 m de large ou toute la dalle est presque identique par exemple pour le poids propre, les remblais sur la traverse, les charges réparties), le calcul doit donc être mené comme une poutre et dans ce cas le ferrailage minimum ne peut être omis.

Si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, le béton fissure et un ferrailage de calcul doit être mis en oeuvre en plus du ferrailage minimum

12.2.4 - Ferrailage minimum

Le ferrailage minimum [EC2-1-1 9.2.2] est évalué et est au moins mis en oeuvre.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin\alpha} \geq \rho_{w,\min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$
$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot \sin\alpha \quad \text{Attention } f_{ck} \text{ est en MPa}$$

Dans le cadre de Chamois, la plupart des éléments de structure sont assimilés à des poutres, pour les raisons exposées aux notas de la page précédente, en conséquence, le ferrailage minimal défini ci-dessus est mis en oeuvre systématiquement.

Dans le cas des dalles de transition (calcul en dalle avec répartition), le ferrailage minimum tranchant requis est nul.

12.2.5 - Résistance avec armatures

Lorsque $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, le béton fissure. L'analogie avec le modèle du treillis bielles-tirants [EC2-1-1 6.2.3] est alors applicable.

La résistance de la section comprend donc :

- la vérification des bielles de béton en compression
- la vérification des aciers d'effort tranchant (tirants) en traction, ce qui conduit à déterminer les armatures d'effort tranchant
- le calcul de l'effort longitudinal de traction supplémentaire à prendre en compte dans les aciers de flexion. **Mais, cette vérification est couverte par le décalage de moment et ne nécessite pas de développement spécifique.**

Comme rappelé plus haut le règlement autorise à prendre θ tel que [EC2-1-1/AN 6.2.3 (2)] :

$$\theta_{\min} < \theta < 45^\circ$$

Plus on incline les bielles, plus la section d'aciers nécessaire est faible, mais plus les bielles sont comprimées.

L'angle θ choisi sera donc l'angle le plus petit possible permettant de respecter le critère de compression des bielles. Les sections d'armatures seront alors calculées avec cet angle θ (la méthode est explicitée dans le paragraphe ci-après).

Le ferrailage minimum est alors comparé à celui résultant de ce calcul.

Remarques

1. Si la résistance des bielles de béton en compression ne peut être assurée pour un angle $\theta < 45^\circ$, il s'agit alors d'un problème de dimensionnement de la largeur b_w ou de la hauteur de la section. Il n'est pas possible de compenser ce problème par un surplus de ferrailage : la section doit être redimensionnée. Bien que peu probable pour des ouvrages de type dalles, présentant une grande largeur, le dépassement de la capacité des bielles conduira à modifier l'épaisseur de la pièce insuffisante.
2. Si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, le calcul de ferrailage ne tient pas compte de la capacité résistante du béton seul. Le ferrailage doit être en mesure de reprendre les efforts de traction, seul. Le surcoût occasionné étant faible.
3. Dans le cas d'éléments de ponts en **béton armé**, il est en fait recommandé - et non pas obligatoire - (guide EC2) de ne pas trop incliner les bielles à l'ELU, pour ne pas créer de fissuration excessive en ELS, qui devraient sinon faire l'objet d'une justification d'ouverture de fissures. Dans le cadre de CHAMOA, il a été choisi de s'aligner sur ces recommandations en bornant l'inclinaison à 34° ($\cot(34^\circ) = 1,5$).
4. Dans le cas d'éléments en **béton précontraint**, où les bielles sont naturellement inclinées et où les suppléments d'aciers passifs longitudinaux sont faibles, l'inclinaison sera ainsi bornée à 21.8° ($\cot(21.8^\circ) = 2.5$).
5. Les **zones d'about avec précontrainte partielle (PRAD)** sont justifiées en bornant l'inclinaison des bielles comme en béton armé.

Vérification de la résistance des bielles

Lors de la vérification des sections, il y a lieu de s'assurer en premier de la résistance des bielles et donc notamment de la validité de leur angle d'inclinaison θ .

Celui-ci peut être choisi lors de la conception de l'ouvrage, dans la fourchette définie par les conditions fixées par l'annexe nationale [EC2-1-1/AN 6.2.3 (2)]. Ces conditions ont été rappelées ci-avant.

La résistance des bielles est alors donnée par :

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad [\text{EC2-1-1 Expr. (6.14)}]$$

- z est le bras de levier entre les forces de compression et de traction. **$z = 0,9 \cdot d = 0,81 \cdot h$**
- v_1 est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant. Sa valeur recommandée est prise égale à v ; elle est retenue par l'annexe nationale et est donnée par :

$$v_1 = v = 0,6 (1 - f_{ck}/250) \quad [\text{EC2-1-1 Expr. (6.6N)}]$$

Si on limite le taux de travail des aciers à $0,8 f_{yk}$, on peut utiliser [EC2-1-1 6.2.3(3)]

$$v_1 = 0,6 \quad \text{si } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{si } f_{ck} > 60 \text{ MPa}$$

Cette possibilité n'est pas utilisée en pratique.

- α_{cw} est un coefficient prenant en compte l'origine et l'intensité de la contrainte dans la membrure comprimée. Les valeurs recommandées sont validées par l'annexe nationale et sont les suivantes : ⁽³⁾

1 pour les structures non précontraintes ($\sigma_{cp} \leq 0$)

$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ pour $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}$ [EC2-1-1 Expr. (6.11.aN)]

1,25 pour $0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$ [EC2-1-1 Expr. (6.11.bN)]

$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ pour $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}$ [EC2-1-1 Expr. (6.11.cN)]

Pour la détermination de α_{cw} , σ_{cp} est la contrainte de compression moyenne (>0) sous l'effort normal de calcul déterminée sur la section de béton, en tenant compte des armatures. Il faudrait pour cela connaître les sections d'armatures longitudinales.

³ Attention dans ces expressions, σ_{cp} n'est pas plafonné à $0,2 f_{cd}$

Ceci est contradictoire avec la définition de $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_C}$ donnée au [EC2-1-1 § 6.2.2], qui fait référence à la section brute, expression qui est utilisée en pratique.

Si l'effort tranchant sollicitant de calcul V_{Ed} est supérieur à $V_{Rd,max}$ calculé ci-dessus, la bielle n'a pas assez de capacité de résistance ; elle peut être trop inclinée par rapport à la verticale ou/et l'épaisseur des âmes est insuffisante.

Dans ce cas, il faut commencer par redresser la bielle. Lorsque celle-ci atteint 45° et que la résistance n'est toujours pas suffisante, il faut alors augmenter l'épaisseur des âmes. Ce critère est utilisé pour optimiser les sections.

En pratique, l'angle minimal θ qui peut être choisi est $\text{Max}(\theta_0 ; \theta_{\min})$ où :

$$\theta_0 \text{ tel que } V_{Rd,max}(\theta_0) = V_{Ed}$$

$$\theta_{\min}, \text{ tel que } \cot \theta_{\min} = 2,5 \text{ ou } 1,5.$$

Le calcul de θ_0 , solution de $V_{Rd,max}(\theta_0) = V_{Ed}$, revient à résoudre l'équation du second degré en $t = \cot \theta_0$.

En effet, si on note $a = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}$, l'équation s'écrit :

$$V_{Ed} t^2 - a \cdot t + (V_{Ed} - a \cdot \cot \alpha) = 0 \text{ d'où l'on déduit } t \text{ puis } \theta_0$$

Finalement, on retient :

$$\theta = \text{Max}[\theta_0 ; \theta_{\min}]$$

Si $\theta > 45^\circ$, le programme repère le problème, incrémente la hauteur d'âme de 5 cm, et relance la justification complète de l'ouvrage sur la base de cette modification. Le calcul est itératif jusqu'à convergence ou abandonne pour un nombre trop important d'opérations. Cette gestion des erreurs étant commune à tous les paramètres principaux de CHAMOA.

Vérification de la résistance des armatures

Pour la valeur θ finalement retenue, on calcule la résistance due aux armatures par :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.13)]$$

La détermination des armatures se fait en égalant leur capacité de résistance avec la valeur V_{Ed} de l'effort tranchant sollicitant. Ceci correspond à l'expression suivante :

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}$$

Une note de l'EC2 précise que la section efficace des armatures est plafonnée à la valeur donnée par l'expression suivante :

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} = \frac{1}{2} \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \quad [\text{EC2-1-1 Expr.}(6.12)]$$

En réalité, cette formule s'obtient en remplaçant V_{Ed} par $V_{Rd,max}(45^\circ)$ (résistance maximale de la bielle pour un angle de 45°) dans le calcul des armatures, du fait que V_{Ed} ne doit jamais dépasser cette valeur.

Cette précaution a un sens si l'on procède directement au calcul des armatures sans s'occuper des bielles.

La vérification de la bielle est réalisée en premier, le calcul de $A_{sw,max}$ est donc redondant : on ne se préoccupera donc pas de ce critère.

Cas particulier des pieux

Il est important de remarquer que les différentes formulations de V_{Rd} (sans armature, résistance des bielles et des armatures) sont données pour le cas de la section rectangulaire. Pour les sections circulaires (pieux par exemple), la répartition des contraintes sur la section est totalement différente. Du reste, le cercle est décrit par un diamètre, non par une hauteur et une largeur.

Pour étendre les critères de justification à la section circulaire, l'analogie avec les sections rectangulaires est réalisée selon les hypothèses suivantes :

- le disque de diamètre d est considéré comme une section carrée de côté d

- la résistance associée à cette section fictive est divisée par un coefficient de forme permettant de la ramener à la valeur réelle.

En l'absence d'indications sur le sujet dans les Eurocodes, on se propose de considérer un coefficient de forme identique à celui du BAEL, et valant 1,4 pour les pieux.

Le coefficient de forme devrait être appliqué sur les efforts résistants puisqu'il traduit une plus faible résistance à un même effort tranchant. Toutefois, cela correspond en pratique à une augmentation de la contrainte maximale sur la section. C'est la raison pour laquelle dans le BAEL, ce coefficient était intégré sous forme de majoration de la contrainte de cisaillement conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{b_0 \cdot d}$$

Dans le cadre de CHAMOA, la justification n'est plus réalisée sur les contraintes ; pour des raisons de facilité de mise en œuvre, nous choisissons d'intégrer ce coefficient de forme c_{form} dans l'effort sollicitant le pieu.

$$V_{Ed, \text{pieu}} = c_{form} \cdot V_{Ed}$$

Vérification aux ELS dans le cas des ouvrages BP

L'annexe Nationale de l'EN1992-2/AN § 7.3.1(110) & (Annexe QQ) impose de vérifier le critère de l'annexe QQ pour ne pas avoir à vérifier la fissuration des âmes.

On calcule les contraintes principales

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

La résistance à la traction dans les "âmes" est donnée par :

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) (0,7 f_{ctm})$$

On doit vérifier que :

$$-f_{ctb} \leq \sigma_1 ?$$

$$\sigma_3 \leq 0,6 f_{ck} ?$$

Si $\sigma_x < 0$, les formules ci-dessus ne sont plus valables (voir §2.5.2 chapitre 7 du Guide EC2 du Sétra), il faut prendre σ_x égale à 0. Les justifications sont alors les suivantes :

$$\text{Traction} \quad : \quad |\tau| \leq \frac{f_{ctk;0,05}}{\left(1 + 0,8 * \frac{f_{ctk;0,05}}{f_{ck}}\right)}$$

$$\text{Compression} \quad : \quad |\tau| < 0,6 * f_{ck}$$

12.3 - Dispositions complémentaires

Les sections de cadres ou d'étriers à mettre en œuvre selon les prescriptions rappelées dans les paragraphes précédents doivent respecter des dispositions constructives prescrites par l'Eurocode.

12.3.1 - Espacement minimum

Pour toutes les parties d'ouvrage, il convient d'adopter, entre armatures de diamètre \emptyset , un espacement donné par [EC2-1-1 § 9.3.2(5)] :

$$s_{min} = \max(\emptyset ; d_g + 5 \text{ mm} ; 20 \text{ mm}) \quad \text{où } d_g \text{ est le diamètre du plus gros granulat.}$$

12.3.2 - Espacement maximum

Les espacements maximums des cours d'étriers sont donnés par les formules ci-dessous :

Cas des dalles pleines

Dans le cadre Chamois, ce cas concerne tous les éléments de structure des ponts-dalles, ainsi que le tablier des ponts-cadres.

L' [EC2-1-1 § 9.3.2] précise les espacements longitudinal et transversal maximums autorisés :

- $s_{l,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha)$ [EC2-1-1 § 9.3.2(4) - Expr.(9.9N)]
- $s_{t,max} = 1,5 d$ [EC2-1-1 § 9.3.2(5)]

Cas des voiles

Pour les voiles d'épaisseur e_{voile} , que constituent les piédroits, il y a lieu d'appliquer la clause suivante [EC2-1-1 § 9.6.4 (1)] :

« Dans toute partie d'un voile où l'aire totale de la section des armatures verticales placées sur les deux faces est supérieure à $0,02 A_c$, il convient de prévoir des armatures transversales en forme de cadres, étriers ou épingles conformément aux exigences données pour les poteaux (voir 9.5.3). La grande dimension citée en 9.5.3(4) (i) n'a pas à être prise supérieure à 4 fois l'épaisseur du voile. »

Les espacements longitudinal et transversal maximums doivent être au plus égal à la valeur suivante :

$$s_{cl,t,max} = \min (20 \emptyset_v ; e_{voile} ; 400 \text{ mm}) \quad \text{où } \emptyset_v \text{ représente le plus petit diamètre des armatures verticales du piédroit.}$$

Cas des poutres

Dans le cadre de Chamois, ce cas concerne en pratique les pieux ou barrettes.

L' [EC2-1-1 § 9.2.2] précise les espacements longitudinal et transversal maximums autorisés :

- $s_{l,max} = 0,75 d (1 + \cot \alpha)$ [EC2-1-1 § 9.2.2(6) - Expr.(9.6N)]
- $s_{t,max} = \min(0,75 d (1 + \cot \alpha) ; 600 \text{ mm})$ [EC2-1-1 § 9.2.2(8) - Expr.(9.8N)]

Cas des pieux

En outre, pour les pieux, il y a lieu d'appliquer les clauses suivantes :

$$s_{l,min} \geq s_{long} \quad \text{et} \quad \emptyset_{min} \geq \frac{\emptyset_v}{4} \quad \text{[EN 1536 §7.6.3]}$$

$$s_{l,max} = \min(15 \cdot \varnothing_v ; 350 \text{ mm})$$

[Fasc. 62, Titre V §C5 4.24]

où \varnothing_v représente le diamètre des armatures longitudinales des pieux et s_{long} leur espacement

Nota

Le choix de considérer toutes les barres comme des poutres concerne le calcul de A_s . Il implique également la mise en place automatique du ferrailage minimum.

Cependant, cette désignation de poutres ne concerne pas les dispositions constructives. En effet, de ce point de vue, les éléments de structure correspondent parfaitement à ceux prévus par le règlement (dalle pleine, poutres, poteaux, voiles... au sens structurel) et il convient donc de respecter les règles des articles correspondants.

12.4 - Métré des aciers d'effort tranchant – Poids d'acier :

Le métré exact des aciers d'effort tranchant sur l'ouvrage nécessite de connaître la quantité d'acier réellement mise en œuvre, soit les diamètres des aciers, les espacements et le façonnage (cadres, épingles...). En l'absence de ces informations, il a été décidé de procéder au calcul de la quantité minimale à prévoir pour les sollicitations tangentes.

Le métré réalisé correspond donc à un calcul du poids d'acier minimum à mettre en œuvre. Ce dernier est réalisé en intégrant, section d'étude par section d'étude, la quantité d'acier mini $A_{st,min}$, nécessaire. Ceci inclut les critères de résistance, de quantité minimale d'armatures et les dispositions constructives, calculées pour chacun d'entre selon les méthodes correspondantes, explicitées ci-avant.

La méthode retenue repose alors sur les hypothèses suivantes :

- Le ferrailage est uniquement composé d'épingles => les sections horizontales des cadres et le façonnage général ne sont pas pris en compte.
- Le diamètre des aciers est choisi forfaitairement sur chaque barre.
- Les quantités d'acier sont estimées pour chaque section d'étude du modèle, à partir de la quantité d'acier réglementaire (couture + A_{smin}) notée $A_{sw,s}$, des espacements max autorisés et du diamètre retenu.
 - Pour chaque barre du modèle, on calcule donc $s_{t,max}$ et $s_{l,max}$ (cf. dispositions complémentaires).
 - La quantité d'acier à mettre sur une longueur $s_{l,max}$ est ($s_{l,max} \times A_{sw,s}$). Cela correspond à la quantité minimale à mettre dans une rangée d'acier d'ET (puisque l'espacement des cadres correspond à $s_{l,max}$).
 - $s_{t,max}$ permet alors de déterminer le nombre de brins verticaux par rangée (arrondi à l'entier supérieur), ce qui donne la quantité d'acier minimum mise en œuvre dans une rangée d'aciers d'ET.
 - On multiplie ensuite cette quantité par le nombre de rangées d'acier nécessaire, soit ($l_{barre}/s_{l,max}$). On remarque que le nombre de barres n'est pas forcément entier, car la répartition ne doit pas être réalisée dans chaque intervalle du modèle mais sur la barre.

Le calcul ne tient donc pas compte du choix ultérieur d'harmonisation des espacements longitudinaux, qui aboutira forcément à une augmentation des quantités d'acier. Toutefois, cela donne un ordre de grandeur par le bas de la quantité d'acier.

13 - Classes d'environnement

Par partie d'ouvrage (TABLIER INTRADOS et EXTRADOS, PIEDROIT COTE TERRE et COTE AIR, PILE, FONDATION), il convient de définir les classes d'environnement.

Ces classes seront nécessaires pour permettre déterminer les enrobages et les ouvertures de fissures pour chaque État Limite de Service.

Les classes d'environnement sont définies par le tableau suivant : Tableau 4.1 EN 1992-1-1. L'utilisateur sélectionne la ou les classes d'environnement pour son projet.

Tableau 4.1 EN 1992-1-1

Désignation de la classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes
1 Aucun risque de corrosion ni d'attaque		
XD	Béton non armé et sans pièces métalliques noyées : toutes expositions sauf en cas de gel/dégel, d'abrasion et d'attaque chimique. Béton armé ou avec des pièces métalliques noyées : très sec	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est très faible
2 Corrosion induite par carbonatation		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau. Un grand nombre de fondations
XC3	Humide modéré	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternativement humide et sec	Surfaces de béton soumises au contact de l'eau mais n'entrant pas dans la classe XC2
3 Corrosion induite par les chlorures		
XD1	Humidité modérée	Surfaces de béton exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Piscines Éléments en béton exposés à des eaux industrielles contenant des chlorures
XD3	Alternativement humide et sec	Éléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures Chaussées Dalles de parcs de stationnement de véhicules
4 Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines

5 Attaque Gel/Dégel

XF1	Saturation modérée en eau, sans agent de déverglaçage	Surfaces verticales de béton exposées à la pluie et au gel
XF2	Saturation modérée en eau, avec agent de déverglaçage	Surfaces verticales de béton des ouvrages routiers exposés au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglaçage
XF3	Forte saturation en eau, sans agent de déverglaçage	Surfaces horizontales de béton exposées à la pluie et au gel
XF4	Forte saturation en eau, avec agent de déverglaçage ou eau de mer	Routes et tabliers de ponts exposés aux agents de déverglaçage. Surfaces de béton verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglaçage et au gel Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel

6 Attaques chimiques

XA1	Environnement à faible agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol
XA3	Environnement à forte agressivité chimique modérée selon l'EN 206-1, Tableau 2	Sols naturels et eau dans le sol

Le Tableau 4.1 de la norme EN 1992-1-1 est complété par les clauses de l'annexe nationale EN1992-2:

X0	Le béton non armé se trouve dans d'autres classes d'exposition que X0 dès lors que ce béton comporte des armatures ou des pièces métalliques noyées et que l'environnement n'est pas classé « très sec ».
XC1	Les parties des bâtiments à l'abri de la pluie, que ceux ci soient clos ou non, sont à classer en XC1 à l'exception des parties exposées à des condensations importantes à la fois par leur fréquence et leur durée qui sont alors à classer en XC3. C'est le cas notamment de certaines parties <ul style="list-style-type: none"> - d'ouvrages industriels, - de buanderies, - de papeteries - de locaux de piscines -
XC4	Sont à classer en XC4 les parties aériennes des ouvrages d'art et les parties extérieures des bâtiments non protégées de la pluie, comme par exemple les façades, les pignons et les parties saillantes à l'extérieur, y compris les retours de ces parties concernés par les cheminements et/ou rejaillissements de l'eau.
XD3	Ne sont à classer en XD3 que les parties d'ouvrages soumises à des projections fréquentes et très fréquentes et contenant des chlorures et sous réserve d'absence de revêtement d'étanchéité assurant la protection du béton Ne sont donc à classer en XD3 que les parties des parcs de stationnement de véhicules exposées directement aux sels contenant des chlorures (par exemple les parties supérieures des dalles et rampes) et ne comportant pas de revêtement pouvant assurer la protection du béton pendant la durée de vie du projet.
XS1	Sont à classer en XS1 les éléments de structures situés au delà de la zone de classement XS3 et situés à moins de 1 km de la côte, parfois plus, jusqu'à 5 km, lorsqu'ils sont exposés à un air véhiculant du sel marin, suivant la topographie particulière.
XS3	Sont à classer en XS3 les éléments de structures en zone de marnage et/ou exposés aux embruns lorsqu'ils sont situés à moins de 100 m de la côte, parfois plus, jusqu'à 500 m, suivant la topographie particulière
XA1, XA2, XA3	Les exemples informatifs donnés pour les classes XA1, XA2 et XA3 sont à comprendre et préciser comme suit : <ul style="list-style-type: none"> - Eléments de structures en contact avec le sol ou un liquide agressif

	- Ouvrages de Génie Civil soumis à des attaques chimiques (par exemple certains bâtiments de catégorie E (confer le § 1.1.1 (1)P)), suivant les Documents Particuliers du Marché. Les risques de lixiviation et d'attaque par condensation d'eau pure sont à traiter dans les classes d'exposition XA1, XA2 et XA3 suivant leur sévérité
XF	En France, les classes d'exposition XF1, XF2, XF3 et XF4 sont indiquées dans la carte donnant les zones de gel, sauf spécification particulière notamment fondée sur l'état de saturation du béton (voir Annexe E en E.2 ou voir l'AN de l'EN 206-1 en NA 4.1, figure NA.2 et Note). Pour ces classes d'exposition XF, et sous réserve du respect des dispositions liées au béton (EN206-1 et documents normatifs nationaux), l'enrobage sera déterminé par référence à une classe d'exposition XC ou XD, comme indiqué en EN1992-2 §4.4.1.2 (12)

Les classes de référence XF sont déterminées par le tableau suivant

Type de salage	Classe d'exposition XF			
(Recommandations GEL 2003)	XF1	XF2	XF3	XF4
Peu fréquent	XC4	-	XC4 si béton sans entraîneur d'air XD1 si béton avec entraîneur d'air	-
Fréquent	-	XD1 XD3 pour éléments très exposés (*)	-	XD2 XD3 pour éléments très exposés (*)
Très fréquent	-	-	-	-

(*) pour les ponts: corniches, longrines d'ancrage des dispositifs de retenue, solins de joints de dilatation.

14 - Calcul de la résistance minimale f_{ck} du béton

Pour chaque partie d'ouvrage, une fois les classes d'environnement définies, on peut vérifier les caractéristiques minimum requises pour le béton, c'est-à-dire la résistance minimale à la compression $f_{ck \min}$. Ces prescriptions sont décrites par le Tableau E1N Annexe E - EN 1992-1-1 et sont présentées ici.

$f_{ck \min}$ à retenir est la valeur maximum obtenue pour toutes les classes sélectionnées.

Tableau E.1NF Annexe E: Classes indicatives de résistance – hors béton préfabriqué

Classes d'exposition selon le Tableau 4.1										
Corrosion										
	Corrosion induite par carbonatation				Corrosion induite par les chlorures			Corrosion induite par les chlorures de l'eau de mer		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
$f_{ck \min}$	20	20	25	25	25	30	35	30	35	35
Dommages au béton										
	Aucun risque	Attaque par gel et dégel			Attaque chimique					
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
$f_{ck \min}$	0	25	25	30	30	35	40			

15 - Calcul des enrobages des armatures

Pour chaque partie d'ouvrage, une fois les classes d'environnement définies, on peut calculer les enrobages minimaux " C_{nom} ". L'enrobage " C_{nom} " est calculé par la formule article 4.4.1 EN1992-1-1 et EN1992-2 et annexe nationale selon la procédure suivante:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

$$C_{min} = \max(C_{min,b}; C_{min,dur} - \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10\text{mm})$$

Pour les ouvrages en béton armé, deux calculs sont à effectuer :

- aciers passifs longitudinaux \varnothing_1
- acier passifs transversaux \varnothing_2

$$C_{nom} = \max(C_{nom}(\varnothing_1); C_{nom}(\varnothing_2))$$

On rappelle par ailleurs les ordres de grandeurs de diamètres habituels (cas d'ouvrage dans le gamme de portée optimale et bien balancé et pour un niveau de charges civiles courantes):

	Diamètres conseillés (mm)		Portée biaisée (m)		
			8-10	11-16	>16
aciers longitudinaux , aciers transversaux inférieurs, aciers des chevêtres incorporés	\varnothing_1	PSIDA	20	25	32
aciers longitudinaux complémentaires, aciers transversaux supérieurs et aciers longitudinaux de construction	\varnothing_2	PSIDA	16	16	20

	Diamètres conseillés (mm)		Portée biaisée (m)		
			8-10	11-16	>16
aciers longitudinaux , aciers transversaux inférieurs, aciers des chevêtres incorporés	\varnothing_1	PSIDP	8	10	12
aciers longitudinaux complémentaires, aciers transversaux supérieurs et aciers longitudinaux de construction	\varnothing_2	PSIDP	16	16	20

	Diamètres conseillés (mm)		Portée biaisée (m)		
			8-10	11-16	>16
aciers longitudinaux , aciers transversaux inférieurs, aciers des chevêtres incorporés	\varnothing_1	PIPO, PICF	20	25	32
aciers longitudinaux complémentaires, aciers transversaux supérieurs et aciers longitudinaux de construction	\varnothing_2	PIPO, PICF	14	14	16

15.1 - $C_{min,b}$: enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence et de compacité du béton

Ce paramètre est évalué à partir du tableau 4.2 suivant :

Aciers passifs	$C_{min,b}$
Armatures individuelles	$\varnothing + \text{si}(\varnothing \text{ max granulats} > 32 \text{ mm}; 5 \text{ mm})$
Paquet de " n_b " barres de diamètre \varnothing	$\varnothing_n + \text{si}(\varnothing \text{ max granulats} > 32 \text{ mm}; 5 \text{ mm})$ Diamètre équivalent : $\varnothing_n = \varnothing \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm}$ et $n_b \leq 3$ ($n_b \leq 4$ si barres verticales comprimées ou à l'intérieur d'une jonction de recouvrement)

Par défaut $n_b=1$ sauf pour PSIDA, où on prend $n_b=3$ pour les aciers longitudinaux seulement

Aciers de précontrainte	$C_{min,b}$
Armatures post tendues	Gaine circulaire : $\text{Min}(\varnothing \text{ gaine}; 80 \text{ mm})$

15.2 - $C_{min,dur}$: enrobage minimal vis-à-vis de l'environnement et des classes structurales

Ce paramètre est évalué à partir de la classe structurale et de la classe d'environnement de la partie d'ouvrage considérée.

15.2.1 - Détermination de la classe structurale par partie d'ouvrage

La classe recommandée par l'Eurocode est la classe S4 (durée de projet de 50 ans) pour les résistances du béton de l'annexe E (voir ci-après), la classe minimale est S1.

$$S=4$$

La durée d'utilisation de projet est de 100 ans pour les ponts en France.

$$S=S+2=4+2=6$$

Si l'enrobage est compact (applicable pour les sous faces des dalles de pont avec accessibilité du fond de coffrage aux dispositifs de vibration),

$$\text{alors } S=S-1 \text{ sinon } S=S.$$

Le tableau 4.3NF suivant donne les modifications de classe structurale recommandées à partir des classes d'environnement, les caractéristiques du béton (f_{ck}) et nature du liant (cendres volantes ou non):

Critère	Classe d'exposition selon tableau 4.3NF (*)						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1 / XA1	XD2 / XS2 / XA2	XD3 / XS3 / XA3
f_{ck}	≥ 30 : minoration de 1	≥ 30 : minoration de 1	≥ 30 : minoration de 1	≥ 35 : minoration de 1	≥ 40 : minoration de 1	≥ 40 : minoration de 1	≥ 45 : minoration de 1
	≥ 50 : minoration de 2	≥ 50 : minoration de 2	≥ 55 : minoration de 2	≥ 60 : minoration de 2	≥ 60 : minoration de 2	≥ 60 : minoration de 2	≥ 70 : minoration de 2
Nature du liant		$f_{ck}= 35$ à 45 et CEM1 sans cendres volantes : minoration de 1	$f_{ck}=35$ à 45 et CEM1 sans cendres volantes : minoration de 1	$f_{ck}= 40$ à 50 et CEM1 sans cendres volantes : minoration de 1			

(*) Certaines spécifications sont précisées en annotation dans le tableau 4.3NF de l'AN - EN1992-1-1

$$S = \min(\max(S; 1); 6)$$

15.2.2 - Prise en compte de la classe d'exposition

A partir de la nouvelle classe calculée selon le tableau 4.3NF, les tableaux 4.4N pour les PIPO, PICF et PSIDA et 4.5N pour le PSIDP donnent les valeurs recommandées de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ vis-à-vis de la durabilité. On prend l'enrobage le plus sévère obtenu pour l'ensemble des classes qui concernent la partie d'ouvrage étudiée.

Tableau 4.4N : Valeurs de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ requis dans le cas des armatures de béton armé

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition suivant le Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S	10	10	10	15	20	25	30
1	10	10	15	20	25	30	35
2	10	10	20	25	30	35	40
3	10	15	25	30	35	40	45
4	15	20	30	35	40	45	50
5	20	25	35	40	45	50	55

Tableau 4.5NF : Valeurs de l'enrobage minimal $c_{min,dur}$ requis dans le cas des armatures de précontrainte

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe Structurale	Classe d'exposition suivant le Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S	Sans objet	10	15	25	30	35	40
1		15	25	30	35	40	45
2		20	30	35	40	45	50
3		25	35	40	45	50	55
4		30	40	45	50	55	60
5		35	45	50	55	60	65
6							

15.3 - Autres facteurs de majoration $\Delta C_{dur,\gamma}$, $\Delta C_{dur,st}$ et $\Delta C_{dur,add}$

On pourra retenir les paramètres suivants :

$\Delta C_{dur,\gamma}$: majoration pour marge de sécurité=0

$\Delta C_{dur,st}$: majoration pour utilisation d'acier inoxydable=0

$\Delta C_{dur,add}$: majoration pour protection supplémentaire=0

15.4 - Valeur finale de C_{min}

C_{min} : dans le cas d'un parement irrégulier (béton à granulats apparents) = $C_{min} + 5\text{mm}$

Concernant les parties d'ouvrage en contact avec les terres, les critères supplémentaires suivants sont à prendre en compte :

$C_{min} = \max(C_{min}; k1=30\text{mm})$ pour le béton en contact avec le sol et ayant reçu une préparation (y compris le béton de propreté) ,

$C_{min} = \max(C_{min}; k2=65\text{mm})$ pour le béton en contact direct avec le sol

On retient finalement :

$$C_{min} = \max (C_{min,b} ; C_{min,dur} - \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur, add} ; 10 \text{ mm})$$

15.5 - ΔC_{dev} marge pour les tolérances d'exécution

La valeur à utiliser pour ΔC_{dev} est à déterminer selon les directives suivantes :

- TOL1 - Lorsque la fabrication est soumise à un système d'assurance qualité dans lequel la surveillance inclut des mesures de l'enrobage des armatures, il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérance d'exécution, de sorte que :

$$10 \text{ mm} \geq \Delta C_{dev} \geq 5 \text{ mm}$$

- TOL2 - Lorsqu'on peut garantir l'utilisation d'un appareil de mesure très précis pour la surveillance ainsi que le rejet des éléments non conformes (éléments préfabriqués, par exemple), il est possible de réduire la marge de calcul pour tolérance d'exécution, de sorte que :

$$10 \text{ mm} \geq \Delta C_{dev} \geq 0 \text{ mm} .$$

- TOL3 - Lorsque la conception et l'exécution des éléments d'ouvrages y compris leur ferrailage sont soumis à un système d'assurance qualité couvrant toutes les phases de la conception à l'exécution et comprenant les impositions suivantes et ce pour toutes les classes d'exposition,

- en phase de conception et dessin : élaboration des dessins de détail à une grande échelle des ferrailages sensibles (coupe sur bandeau, lisse, parapet,.. ;), précisant les enrobages et les façonnages,

- en phase de ferrailage : réception des aciers façonnés et contrôle de leurs dimensions,

- en phase mise en place dans coffrage : élaboration des plans de calage des aciers (type de cales, fréquence des cales, fixation des cales,...) ; réception des ferrillages avant coulage,

- en phase de mise en œuvre du béton : le cas échéant et en tant que de besoin, confection d'un élément témoin qui sera détruit,

$$10 \text{ mm} \geq \Delta C_{dev} \geq 0 \text{ mm}$$

16 - Calcul des ouvertures de fissures

16.1 - Cas des PIPO, PICF, PSIDA, PSIDP

Pour tous les éléments ou parties d'ouvrage, les classes d'environnement associées étant définies, on peut alors rappeler les ouvertures de fissures réglementaires pour toutes les parties d'ouvrages :

Tableau 7.101NF EN1992-2 AN : Valeurs recommandées des ouvertures de fissures w_{max}

Classe d'exposition	Éléments en BA et BP à armatures non adhérentes (PIPO, PICF, PSIDA, PSIDP transversalement)	Éléments en BP à armatures adhérentes (PSIDP longitudinalement)	
	Combinaison fréquente de charges	Combinaison fréquente de charges	Combinaison quasi-permanente de charges
X0, XC1	0,30 mm ⁽¹⁾	0,20 mm	-
XC2, XC3, XC4	0,30 mm	0,20 mm ^{(2) (3)}	0 mm=Décompression en zone d'enrobage de 100 mm ⁽³⁾
XD1, XD2, , XD3 XS1, XS2, XS3	0,20 mm	0 mm= Décompression en zone d'enrobage de 100 mm ⁽³⁾	-

⁽¹⁾ Pour les classes d'exposition X0, XC1, l'ouverture de fissure n'a pas d'incidence sur la durabilité et cette limite est fixée pour garantir un aspect acceptable. En l'absence de conditions sur l'aspect, cette limite peut être traitée de manière moins stricte.

⁽²⁾ Pour cette classe d'exposition, il convient de vérifier la décompression sous combinaison quasi permanente de charge

⁽³⁾ Le contrôle de la décompression impose que le béton situé à 100 mm des armatures de précontrainte adhérentes ou de leur gaine soit comprimé sous combinaison de charges spécifiée avec la valeur probable Pm

16.2 - Cas des PRAD

Pour les PRAD, le tableau de l'AN EN1992-2 AN a été modifié afin de prendre en compte les zones d'about de poutre. Cette dernière colonne est une recommandation du CEREMA se basant sur la classe 3 du BPEL 99-91.

Tableau 7.101NF EN1992-2 AN : Valeurs recommandées des ouvertures de fissures w_{max}

Classe d'exposition	Éléments en béton armé et élément en béton précontraint sans armatures adhérentes	Éléments en béton précontraint à armatures adhérentes	Éléments en béton précontraint à armatures adhérentes en "zone d'ancrage" de la précontrainte par pré-tension
	Combinaison fréquente de charges	Combinaison fréquente de charges	Combinaison fréquente de charges
X0, XC1	0,30 mm (1)	0,20 mm	0,14mm
XC2, XC3, XC4	0,30 mm	0,20 mm (2) (3)	0,14mm
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,20 mm	Décompression (3)	0,10mm

NOTE 1 Pour les classes d'exposition X0 et XC1, l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité et cette limite est fixée pour garantir un aspect acceptable. En l'absence de conditions sur l'aspect, cette limite peut être traitée de manière moins stricte.

NOTE 2 Pour cette classe d'exposition, en outre, il convient de vérifier la décompression sous la combinaison quasi permanente des charges.

NOTE 3 Le contrôle de la décompression impose que le béton situé à moins de 100 mm des armatures de précontrainte adhérentes ou de leurs gaines soit comprimé sous combinaison de charges spécifiée, avec la valeur probable de précontrainte P_m .

17 - Calcul des efforts thermiques

L'Eurocode ne différencie pas les effets longs termes et les effets courts termes contrairement au règlement français. Implicitement, on suppose que les calculs sont fait en tenant compte d'un comportement court terme, c'est à dire avec un module de béton instantané.

De manière systématique, on calcule un gradient thermique G et une dilatation T .

Pour les ponts dalles PSIDA et PSIDP, les appuis ne sont pas bloqués, la dilatation thermique n'a pas d'effet sauf pour le calcul des joints de chaussée ou des appareils d'appuis.

Pour les portiques PIPO et PICF, on applique un gradient thermique et une dilatation sur la traverse supérieure uniquement.

L'eurocode EN1991-1-5 définit deux méthodes : une méthode linéaire et une méthode non linéaire, dans le programme Chamois, la méthode linéaire est pour l'instant seule prévue.

17.1 - Gradient thermique

L'Eurocode EN1991-1-5 §6.1.4 Tableau 6.1 NA définit la température indicative (modifiable par annexe nationale) pour les dalles en béton de ponts routiers ou ferroviaires (type 3-dalle) :

$$DTM,heat = k_{surp} \cdot DTM,heat0 \quad \text{et} \quad DTM,cool = k_{surn} \cdot DTM,cool0$$

Pour les ponts dalles, on a : $DTM,heat0 = 12 \text{ °C}$ et $DTM,cool0 = -6 \text{ °C}$

$k_{surp} = k_{surn} = 1$ si le revêtement de 50mm d'épaisseur. (Valeur par défaut)

k_{sur} est fourni dans l'extrait du tableau 6.2 suivant :

Revêtement de tablier	k_{surp}	k_{surn}
	Partie supérieure plus chaude que la partie inférieure	Partie inférieure plus chaude que la surface supérieure
Sans revêtement	0,8	1,0
Imperméabilisé	1,5	1,0
50 mm	1,0	1,0
100 mm	0,8	1,0
150 mm	0,7	1,0
Ballast (750mm)	0,6	1,0

17.2 - Dilatation thermique

L'eurocode prévoit une dilatation DTN,exp et un raccourcissement DTN,con et un gradient positif $DTM,heat$ et $DTM,cool$ négatif

$$DTN,con = T_0 - T_{e,min} \quad DTN,exp = T_{e,max} - T_0$$

$T_{e,min}$ et $T_{e,max}$ sont calculés à partir de T_{min} et T_{max} , les formules $T_{e,min}=fct(T_{min})$ et $T_{e,max}=fct(T_{max})$ sont définis dans l'EN1991-1-5 (figure 6.1§6.1.3.1) et approchée par les formules suivantes:

En Outre-Mer :

$$T_0 = 25^\circ\text{C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 0 \quad \text{et} \quad T_{e,max} = T_{max} + 2$$

$$T_{max} = +40^\circ\text{C} \quad \text{et} \quad T_{min} = +10^\circ\text{C}$$

En France métropolitaine :

$$T_0 = 10^\circ\text{C} \quad \text{Annexe A EN 1991-1-5 et AN}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 \quad \text{et} \quad T_{e,max} = T_{max} + 2$$

Pour la France métropolitaine, T_{min} et T_{max} sont fournis dans un tableau ci-joint (Ces températures sont déterminées à partir de cartes fournies dans l'annexe nationale de l'NF-EN 1991-1-5.):

Département	T _{max}	T _{min}	Département	T _{max}	T _{min}	Département	T _{max}	T _{min}
Ain	40	- 30	Gers	40	- 20	Pyrénées-Atlantiques	40	- 20
Aisne	40	- 25	Gironde	40	- 15	Hautes-Pyrénées	40	- 20
Allier	40	- 30	Hérault	40	- 20	Pyrénées-Orientales	40	- 20
Alpes-de-Haute-Provence	40	- 15	Ille-et-Vilaine	35	- 15	Bas-Rhin	40	- 30
Hautes-Alpes	40	- 25	Indre	40	- 25	Haut-Rhin	40	- 30
Alpes-Maritimes	40	- 15	Indre-et-Loire	40	- 20	Rhône	40	- 30
Ardèche	40	- 25	Isère	40	- 30	Haute-Saône	40	- 30
Ardennes	40	- 25	Jura	40	- 30	Saône-et-Loire	40	- 25
Ariège	40	- 20	Landes	40	- 20	Sarthe	40	- 20
Aube	40	- 30	Loir-et-Cher	40	- 20	Savoie	40	- 30
Aude	40	- 20	Loire	40	- 30	Haute-Savoie	40	- 30
Aveyron	40	- 20	Haute-Loire	40	- 25	Ville de Paris	40	- 20
Bouches-du-Rhône	40	- 15	Loire-Atlantique	40	- 15	Seine-Maritime	35	- 20
Calvados	35	- 20	Loiret	40	- 20	Seine-et-Mame	40	- 25
Cantal	40	- 25	Lot	40	- 20	Yvelines	40	- 20
Charente	40	- 20	Lot-et-Garonne	40	- 20	Deux-Sèvres	40	- 20
Charente-maritime	40	- 15	Lozère	40	- 25	Somme	35	- 20
Cher	40	- 25	Maine-et-Loire	40	- 20	Tam	40	- 20
Corrèze	40	- 25	Manche	35	- 15	Tam-et-Garonne	40	- 20
Corse-sud	40	- 10	Mame	40	- 25	Var	40	- 15
Haute-Corse	40	- 10	Haute-Mame	40	- 25	Vaucluse	40	- 15
Côte-d'Or	40	- 25	Mayenne	40	- 20	Vendée	40	- 15
Côtes-d'Armor	35	- 15	Meurthe-et-Moselle	40	- 30	Vienne	40	- 20
Creuse	40	- 25	Meuse	40	- 25	Haute-Vienne	40	- 25
Dordogne	40	- 20	Morbihan	35	- 15	Vosges	40	- 30
Doubs	40	- 30	Moselle	40	- 30	Yonne	40	- 25
Drôme	40	- 25	Nièvre	40	- 25	Territoire de Belfort	40	- 30
Eure	35	- 20	Nord	35	- 25	Essonne	40	- 20
Eure-et-Loir	40	- 20	Oise	40	- 20	Hauts-de-Seine	40	- 20
Finistère	35	- 15	Orne	40	- 20	Seine Saint-Denis	40	- 20
Gard	40	- 15	Pas-de-Calais	35	- 20	Val-de-Mame	40	- 20
Haute-Garonne	40	- 20	Puy-de-Dôme	40	- 25	Val-d'Oise	40	- 20

Les températures caractéristiques DTN,exp et DTN,con sont calculés en fonction des températures maximum et minimum de l'air ambiant sous abri et en fonction du matériau qui constitue le tablier.

Finalement on a alors 4 configurations possibles:

DTN,exp et DTM,heat / DTN,con et DTM,cool / DTN,con et DTM,heat / DTN,con et DTM,cool

On rappelle qu'au niveau des combinaisons, on définit ensuite une action Thermique Tk

$$Tk = \text{enveloppe}(\varpi_N \text{DTN} + \text{DTM}; \text{DTN} + \varpi_M \text{DTM})$$

17.3 - Calcul simplifié du gradient thermique transversal sur les tabliers de type dalle

Dans CHAMOA_P, la modélisation 2D est basée sur la méthode simplifiée de Guyon Massonet pour le calcul des moments de flexion transversale, généralisée par Millan à des structures en bandes. Néanmoins la formulation utilisée ne traite que les charges verticales selon des bandes longitudinales (cas des superstructures) ou des charges d'impacts (charge de camions) et aussi les couples de charges linéiques selon des axes longitudinaux (charge de vent sur barrière par exemple). La formulation utilisée ne permet pas de traiter le cas du gradient thermique transversal.

Néanmoins l'effet du gradient thermique transversal peut devenir considérable pour les ouvrages de type dalles larges (>15m). Dans CHAMOA-P, en référence à la « Note d'information sur la fissuration des ponts dalles larges (PSIDA DP) et éventuellement biais » du 31 octobre 1977, on prend en compte un gradient transversal simplifié pour les ouvrages avec un tablier dalle (PIPO, PICF, PISA, PSIDP, PPE, PRAD TDC) selon les formules indiquées dans cette note dont un extrait est rappelé ici :

«

1 - Preamble

La présente note a pour but d'apporter ... des éléments de réponse ... dans le domaine des ouvrages d'art courants, à savoir la fissuration des dalles pleines larges et éventuellement biaisées.

Il s'agit d'ouvrages très larges : largeur droite supérieure à 15 m, et le plus souvent supérieure aux portées biaisées. Ces ouvrages sont précontraints longitudinalement et armés transversalement ou bien armés dans les deux directions. Certains ont été fissurés sans que les plans d'exécution et les conditions de mise en oeuvre semblent devoir être mis en cause. Ceci a orienté notre recherche dans le domaine du gradient thermique entre les deux faces de la dalle : gradient 10°C simultané avec l'état à vide de l'ouvrage, et gradient 5°C simultané avec l'état en charge, Cela permet d'évaluer certaines sollicitations jusqu'alors négligées, vis-à-vis desquelles seule une présence suffisante d'armatures passives est capable de limiter la fissuration du béton.

Cependant, il convient de préciser que le gradient thermique entre l'extrados et l'intrados n'est qu'un des facteurs pouvant créer des contraintes parasites dans l'ouvrage, d'autres facteurs étant : les gradients thermiques entre cœur et parois du béton lors de la construction dus à la chaleur d'hydratation des ciments, un écart dans l'évolution du retrait entre les parois et le cœur du béton, les tassements locaux du cintre, les sollicitations locales liées à la précontrainte, la circulation sur un béton jeune d'engins de terrassement non prévus dans les calculs. ... Ces désordres, naturellement, ont pu être aggravés par l'effet du gradient thermique.

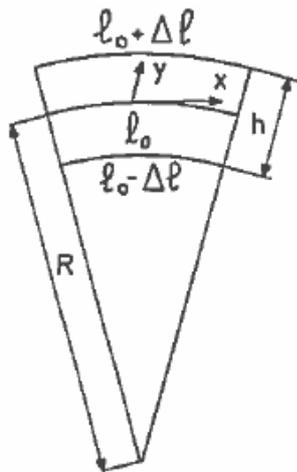
2. – Description des fissures.

La fissuration due au gradient thermique se manifeste dans ces ouvrages sur la face inférieure, suivant des lignes sensiblement perpendiculaires aux lignes d'appui (fissuration de flexion transversale) sous forme de fissures d'ouverture assez élevée, supérieure à 0,4 mm. Ces fissures respirent sous charges d'exploitation et même à vide.

...

3. – Estimation des efforts dus au gradient thermique :

Des calculs avec appuis dénivelés, permettent d'estimer les efforts créés dans la dalle par l'effet du gradient thermique. En effet, sous l'effet du gradient thermique $\Delta\theta$ (différence de température entre faces de la dalle d'épaisseur h), la dalle supposée non pesante se déforme sphériquement. En fait le poids propre maintient la dalle sur ses appuis dans sa position initiale, engendrant, par ce fait, des tractions dans l'intrados et des compressions dans l'extrados. Soit δ le coefficient de dilatation thermique, ... (en moyenne $\delta = 1.10^{-5}$); on a :



$$\frac{\Delta l}{l_0} = \frac{1}{2} \Delta \theta \cdot \delta = \frac{1}{2} \frac{h}{R}$$

$$C = \frac{1}{R} = \delta \frac{\Delta \theta}{h}$$

L'équation locale de la surface sphérique est :

$$z = -\frac{x^2 + y^2}{2R} = -\frac{\delta \cdot \Delta \theta}{2h} (x^2 + y^2)$$

D'une façon générale, ces efforts dépendent du biais géométrique, de la largeur, des différentes portées et du nombre d'appuis par ligne d'appui. Abstraction faite de ces facteurs, on peut approximer comme suit par excès les moments (transversal et longitudinal) dus au gradient $\Delta \theta$ dans la partie centrale de la dalle, η étant le rapport largeur droite/portée droite:

a - Cas des dalles larges ($\eta \geq 1.5$) :

- Moment transversal M_x et longitudinal M_y :

$$M_x = M_y = \frac{EI}{1 - \nu^2} (1 + \nu) \cdot C = \frac{EI}{1 - \nu} \cdot \delta \cdot \frac{\Delta \theta}{h}$$

- Moment de torsion M_{xy} : $M_{xy} = 0$

Avec

E	Module de déformation instantanée du béton,
$I = \frac{h^3}{12}$	Inertie par mètre de largeur de dalle,
ν	Coefficient de Poisson.

b - Autres tas ($\eta < 1.5$) :

- Moment transversal M_x :

$$M_x = \sup \left\{ 0 ; 0.3(\eta - 0.4)(4.5 - \eta) \frac{EI}{1 - \nu} \cdot \delta \cdot \frac{\Delta \theta}{h} \right\}$$

- Moment longitudinal M_y :

$$M_y = \frac{EI}{1 - \nu} \cdot \delta \cdot \frac{\Delta \theta}{h}$$

- Moment de torsion M_{xy} : $M_{xy} = 0$

»

18 - Calcul de poinçonnement (fascicule 62 titre V) adapté aux Calculs Eurocodes CHAMOA-P

Les justifications relatives à la stabilité externe des semelles (non décompression, non renversement, non glissement, mobilisation du sol) sont conduites selon le fascicule 62, titre V du CCTG. Les abaques aux règles françaises n'ont quant à eux pas été déterminés avec le fascicule 62, titre V (trop « récent »), mais avec le FOND

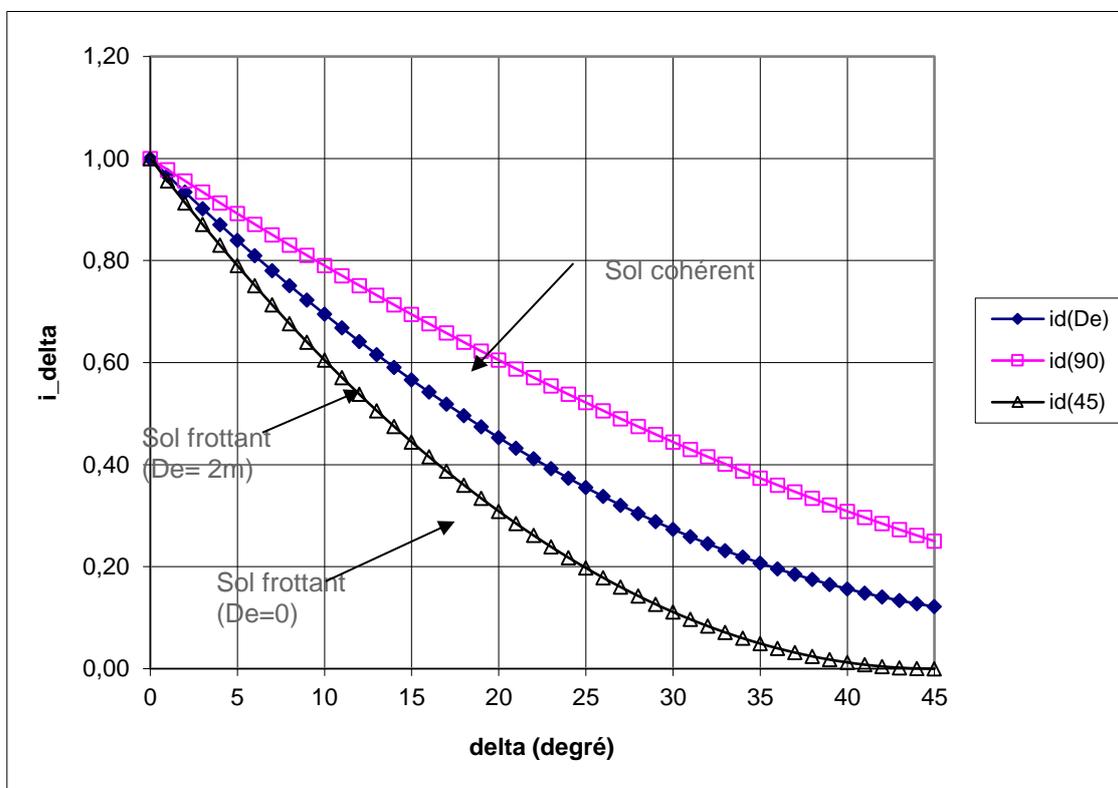
72 qui constituait le document de référence à l'époque de l'élaboration de PIPO74. En outre, le paramètre q'_{max} des abaques existants représente un taux de travail du sol à l'ELS qui ne correspond pas à la contrainte de rupture q'_u sous charge verticale centrée du fascicule 62, titre V. De même, les méthodes de calculs relatives à la stabilité des semelles de fondation ne sont pas identiques.

Concernant la vérification au poinçonnement du sol, une adaptation a dû être apportée. En effet, le fascicule 62, titre V, à l'article B3.1 « Etats limites de mobilisation du sol » prescrit la contrainte admissible au sol suivante :

$$q_{adm} = \frac{1}{\gamma_q} (q'_u - q'_0) i_{\delta\beta} + q'_0$$

Avec un coefficient partiel de sécurité γ_q égal à 2 à l'ELU et à 3 à l'ELS

Les calculs effectués avec cette formulation ont montré que l'on obtenait des dimensions de semelles irréalistes. En effet comme le montre les figures suivantes, on constate que l'inclinaison i_{δ} fait chuter de manière extrêmement rapide la résistance à la compression du sol avec l'inclinaison des charges appliquées sur la semelle $\delta = \text{atan}(H/V)$: par exemple on a un abattement de l'ordre de 20% de la contrainte admissible pour une inclinaison de la charge de seulement 7 degrés et de 30 % à 10 degrés. Or l'effort horizontal H appliqué à la semelle est généralement fixé par la poussée des terres et donc la hauteur du piedroit et par les charges d'exploitation, il ne dépend pas donc pratiquement pas de la géométrie de la semelle. Donc pour limiter l'effet du coefficient i_{δ} , il faut réduire l'inclinaison delta en augmentant la charge verticale V appliquée sur la semelle, c'est à dire en augmentant la longueur du talon de la semelle pour remettre du poids de remblai. Ainsi, pour réduire la composante i_{δ} , il faut augmenter de manière significative la longueur du talon de la semelle (on va jusqu'à doubler les longueurs de semelle), c'est excessif et sans doute pas réaliste (tous les ouvrages portiques en France n'ont pas été dimensionnés selon cette règle, sans pour autant montrer de problèmes de cette nature). Pour limiter ce critère abusif, il faudrait revalider une loi i_{δ} et vérifier qu'elle varie de façon plus réaliste pour des inclinaisons delta faibles (probablement avec une courbe présentant une pente horizontale en fonction de l'inclinaison pour les faibles inclinaisons).



Domaine de valeurs de i_{δ} du fascicule 62 titre V en fonction de l'inclinaison des charges sur la semelle

En attendant une re-calibration éventuelle de ce coefficient i_δ , le CEREMA propose une modification du coefficient de sécurité en fonction de l'inclinaison, qui permet tout de même de garder l'effet du i_δ lorsque la composante d'effort horizontal H devient trop élevée, mais qui est moins défavorable pour des inclinaisons δ faibles :

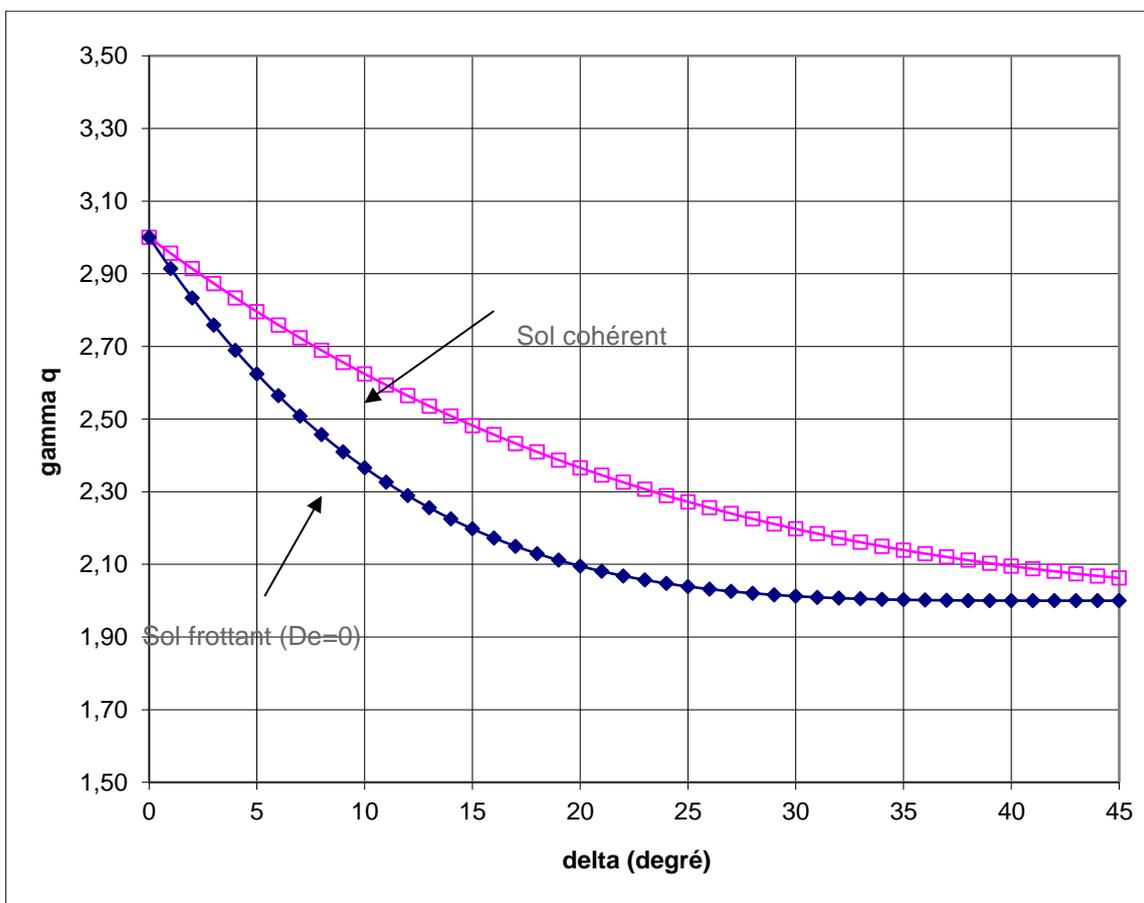
On adopte le coefficient γ_q fonction de l'inclinaison δ de la charge, à l'instar de ce qui est fait dans le logiciel MUR et dans le guide de conception générale des murs de soutènement :

$$\gamma_q = \gamma_{qV} i_\delta^2 + \gamma_{qH} (1 - i_\delta^2)$$

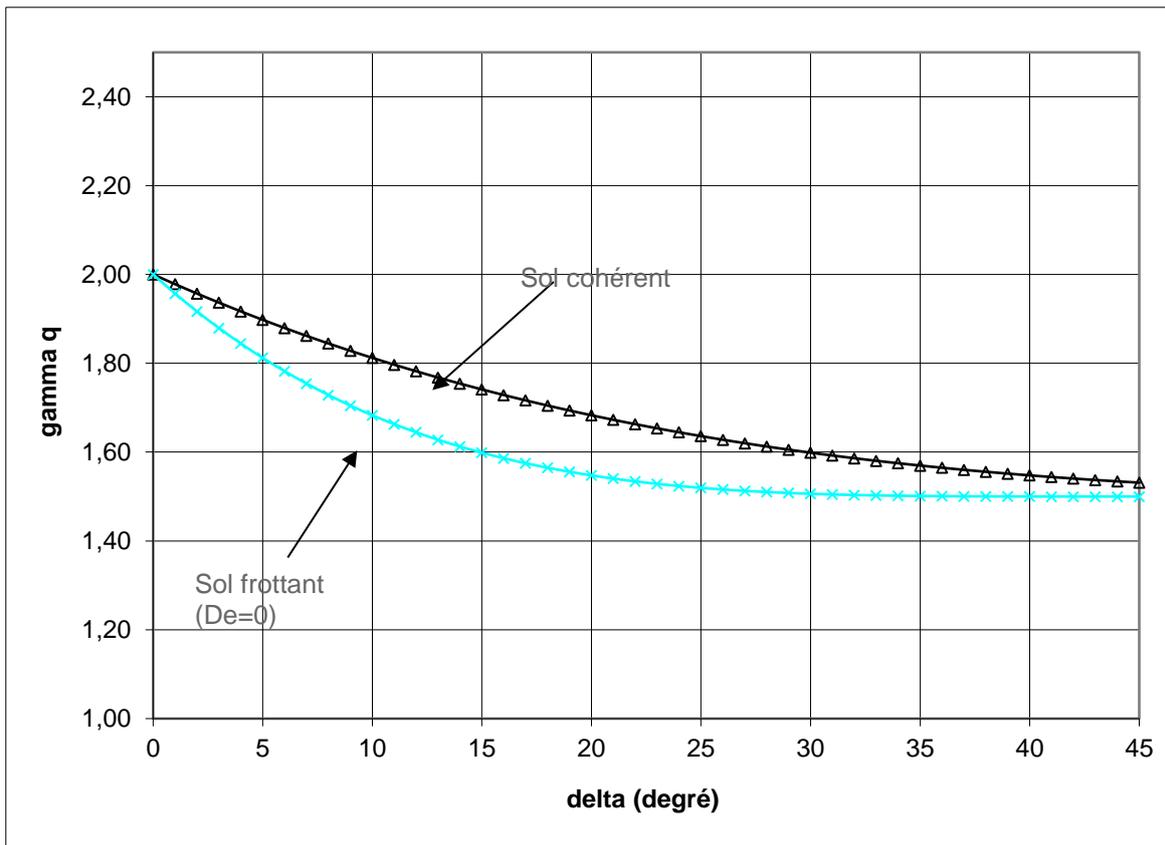
où :

- γ_{qV} est le coefficient de sécurité pour une charge verticale (donc non inclinée, $i_\delta = 1$), pris égal aux valeurs données par le fascicule 62, titre V ; $\gamma_{qV} = 3.0$ à l'ELU et 2.0 à l'ELS
- γ_{qH} est le coefficient de sécurité « asymptotique » que l'on est prêt à « consentir » lorsque i_δ tend vers 0 (charge fortement inclinée) : $\gamma_{qH} = 2.0$ à l'ELU et 1.5 à l'ELS.

La prise en compte d'une dépendance de γ_q à δ permet de diminuer la valeur du coefficient γ_q .

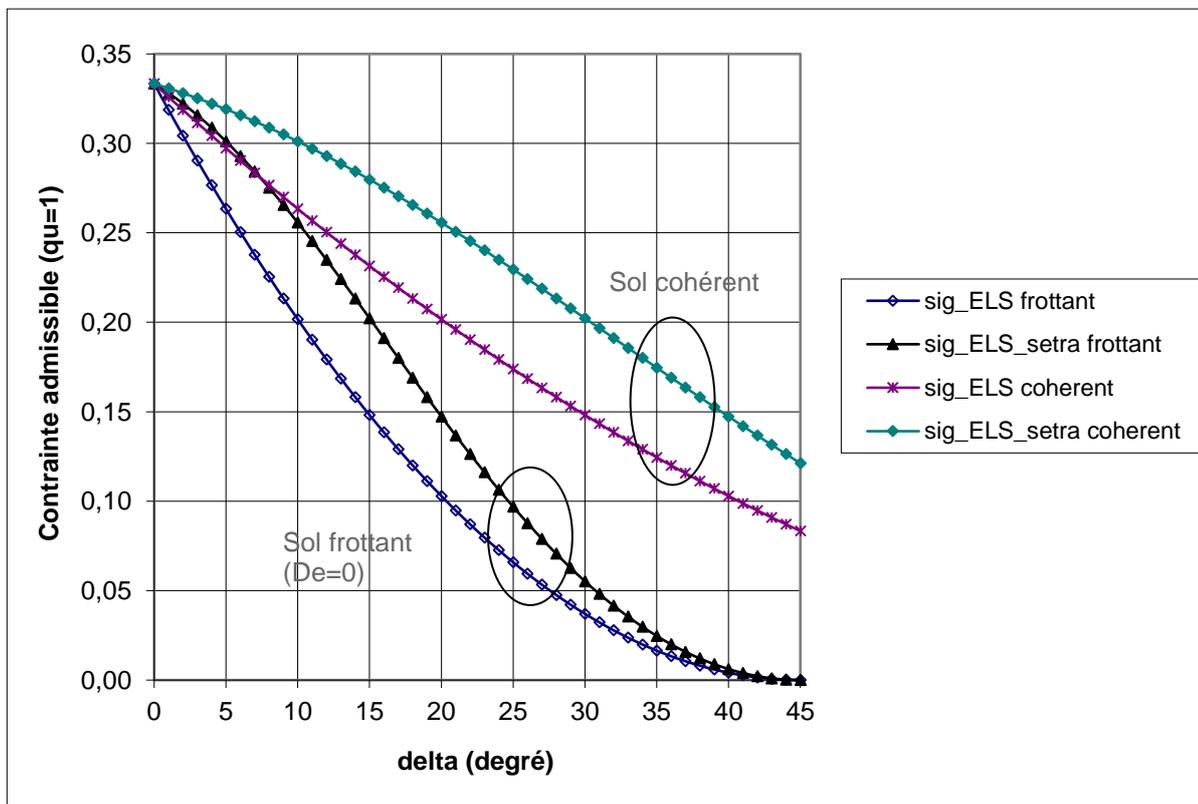


Coefficient γ_q de sécurité à l'ELS en fonction de l'inclinaison δ

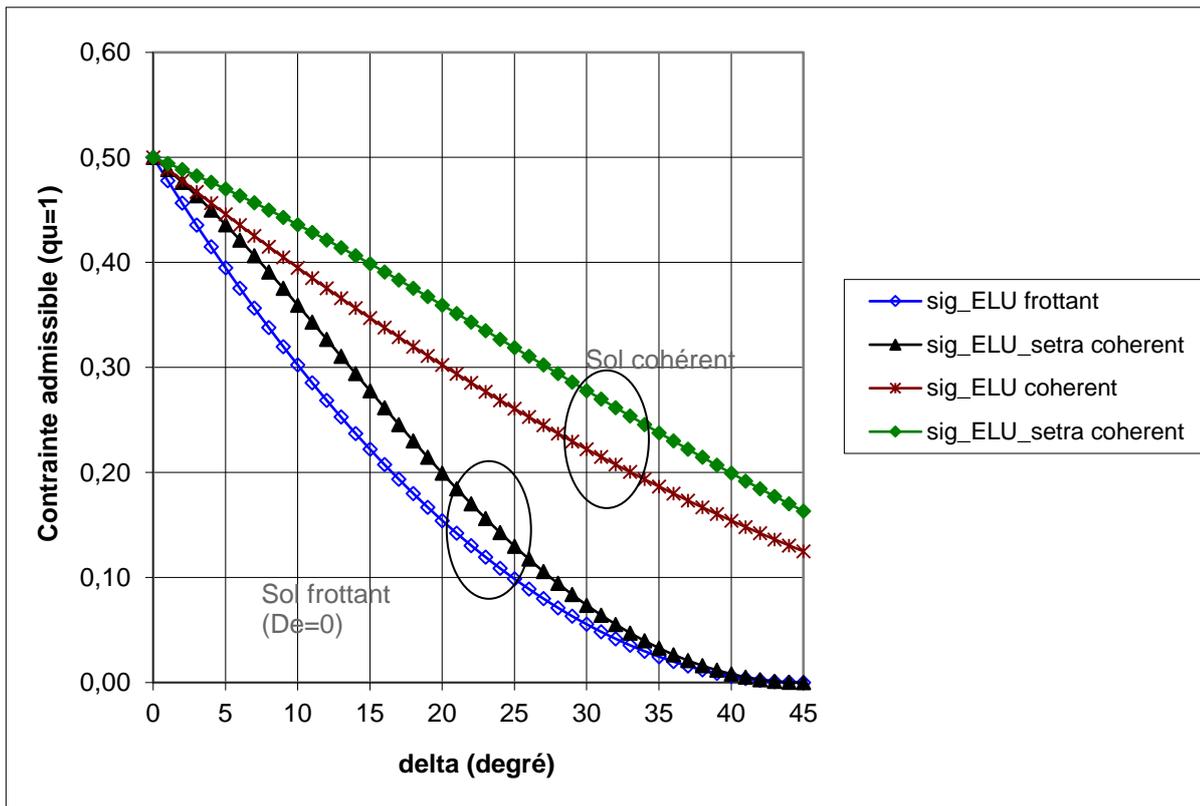


Coefficient γ_q de sécurité à l'ELU en fonction de l'inclinaison δ

La contrainte admissible avec la nouvelle formulation subit un abattement moins sévère pour les inclinaisons faibles.



Contrainte admissible ELS $q=(q'u/\gamma_q).i\delta$ en fonction de l'inclinaison δ



Contrainte admissible ELU $q=(q_u/\gamma q) i\delta$ en fonction de l'inclinaison δ

Cette solution permet de trouver des semelles de dimensions relativement raisonnables. A noter que les semelles ainsi calculés sont déjà beaucoup plus grandes que dans les calculs menés dans les abaques aux règles françaises car celles-ci ne prenaient pas en compte les décollements de semelle.

19 - Calcul des efforts du chevêtre incorporé

Le calcul des efforts du chevêtre incorporé concerne les ponts dalles (PSIDA, PSIDP, PPE) et enfin les ponts PRAD. Un modèle ST1 de type grillage (disponible dans le projet) a été réalisé pour effectuer ce calcul. Le module associé à ce calcul se dénomme M7 (nom du répertoire dans le projet fourni à l'utilisateur). Il donne les réactions d'appuis par appareils d'appuis, les moments longitudinaux et transversaux sur appareils d'appuis et entre appareils d'appuis. On remarquera que ce calcul ne prend pas en compte l'effet 3D du coefficient de Poisson et dispose les appareils d'appuis sur les nœuds du modèle les plus proches des positions indiquées par l'utilisateur. Le maillage est suffisamment raffiné pour fournir des résultats suffisamment précis dans les cas courants.

19.1 - Le principe du module

Le module fonctionne en 4 étapes pour calculer les efforts dans le chevêtre incorporé :

- Il récupère les efforts des charges permanentes, de température et de précontrainte sur le modèle de grillage.
- Il calcule les surfaces d'influence associées à la réaction d'appuis et aux moments longitudinaux et transversaux sur chaque appui et entre chaque appui grâce à un modèle de grillage.
- Il transforme les surfaces d'influence (SI) en SI formatées rectangulaires.
- Il applique les charges mobiles aux surfaces formatées via un composant de calcul dénommé « Calech », en déduit les sollicitations dues aux charges mobiles, puis il combine les efforts selon les règles des Eurocodes 0 et 1.

19.2 - Le modèle de grillage pour les ponts dalles

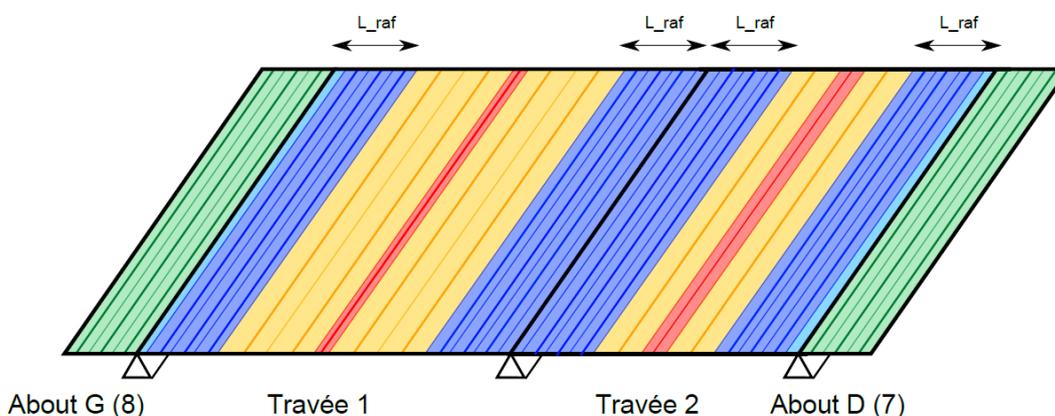
Le modèle de grillage utilisé pour le calcul du chevêtre présente 5 zones longitudinales et 5 zones transversales par travée :

- | Zones Longitudinales | Zones Transversales |
|-----------------------------|-----------------------------------|
| - Zone Raffinée Gauche | - Nervure |
| - Zone Grossière Gauche | - Encorbellement Intérieur Gauche |
| - Zone Milieu | - Encorbellement Intérieur Droit |
| - Zone Grossière Droite | - Encorbellement Extérieur Gauche |
| - Zone Raffinée Droite | - Encorbellement Extérieur Droit |

Les abouts présentent eux qu'une zone longitudinale et 5 zones transversales.

Les zones correspondent à des parties du modèle où les espacements entre poutres sont constants. Ces zones sont récapitulées sur les schémas suivants :

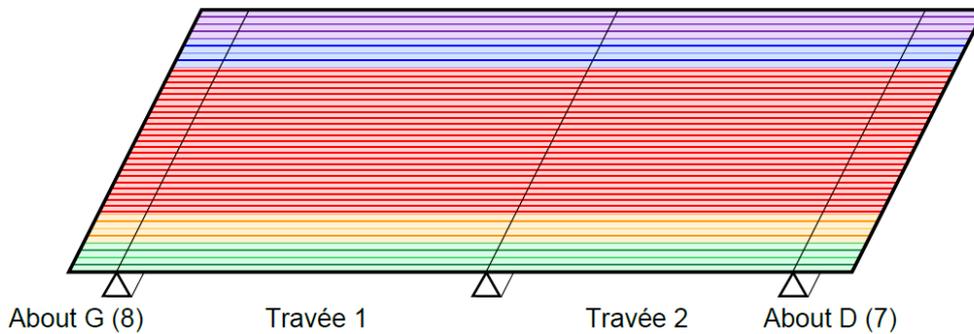
MODÈLE DES BARRES LONGITUDINALES DE M7 :



LÉGENDE :

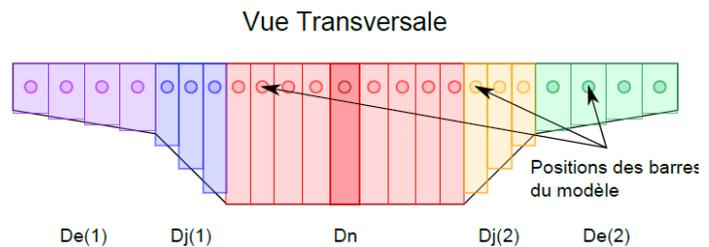
- Zones Abouts
- Zones Raffinées
- Zones Grossières
- Zones Milieux
- Zones Raffinées particulières

MODÈLE DES BARRES TRANSVERSALES DE M7 :



LÉGENDE :

- Zone 1 : Nervure (41 barres dont une centrée)
- Zone 2 : Encorbellement Intérieur Gauche
- Zone 3 : Encorbellement Intérieur Droit
- Zone 4 : Encorbellement Extérieur Gauche
- Zone 5 : Encorbellement Extérieur Droit



19.2.1 - Les zones longitudinales

Les zones raffinées :

Pour des raisons de rapidité et d'efficacité, nous avons adopté un maillage longitudinal variable, avec deux zones raffinées proches des zones du chevron et grossières en milieu de travée. La largeur de la zone raffinée L_{raf} est une constante. Elle dépend uniquement de la portée minimale de l'ouvrage $\min(portée_i)$ et d'un coefficient de détail d :

$$L_{raf} = d * \min(portée(i))$$

Le coefficient de détail est fixé en général à 10%.

ATTENTION ! On remarquera que les poutres des zones raffinées collées aux abouts (ou aux extrémités des travées) ont une largeur deux fois plus petite que la normale par des considérations géométriques.

Le nombre de divisions dans une zone raffinée n_{div_raf} est calculé par la formule suivante :

$$n_{div_raf} = \max(\text{int}(r * L_{raf}), 2)$$

où r est un coefficient de raffinage fixé en général à 4. Plus ce coefficient est élevé plus il y a de poutres transversales dans le modèle. On force le modèle à avoir deux poutres raffinées au minimum.

L'espacement entre les poutres Pas_{raf} est déduit de ces deux grandeurs :

$$Pas_{raf} = 2 * L_{raf} / (2 * n_{div_raf} - 1)$$

Les zones grossières :

Les zones grossières ont un espacement entre les poutres constants, ng fois plus élevés que dans les zones raffinées. On a donc :

$$Pas_{gro} = ng * Pas_{raf}$$

avec $ng = 4$ en général.

Le nombre de division de ces zones se calcule de la manière suivante :

$$n_{div_gro}(i) = \text{int}((portée(i) / 2 - L_{raf}) / Pas_{gro})$$

où i est l'indice de la travée. Ainsi le nombre de division des zones grossières varie en fonction de la travée.

Les dimensions de ces zones valent :

$$L_{gro}(i) = n_{div_gro}(i) * Pas_{gro}$$

La zone milieu :

La zone milieu ne possède qu'une poutre donc :

$$n_div_mil = 1$$

Sa largeur $L_mil(i)$ et son espacement $Pas_mil(i)$ dépendent de la travée et sont encadrées par :

$$0 < L_mil(i) \leq Pas_mil(i) \leq 4 * Pas_raf$$

$$Pas_mil(i) = L_mil(i) = portée(i) - 2 * L_raf - 2 * L_gro(i)$$

Les abouts :

Les abouts ont des dimensions fixées par la géométrie $About_G$ et $About_D$. En cas de non définition d'abouts leur valeur est arbitrairement fixé à 1cm.

Le nombre de divisions de la zone des abouts se calcule selon la formule :

$$n_div_about_G = \text{Int}((About_G - \epsilon) / Pas_raf) + 1$$

$$n_div_about_D = \text{Int}((About_D - \epsilon) / Pas_raf) + 1$$

où ϵ est un infiniment petit positif. On oblige qu'il y ait au moins une poutre pour ces zones.

19.2.2 - Les zones transversales

La nervure :

La nervure d'une largeur Dn , est modélisée par un nombre impaire de poutres variant de 25 à 99. On utilise en général 41 poutres.

$$n_div_nerv = 2 * p + 1 = 41 \text{ en général}$$

Les espacements entre les poutres de la nervure sont constants et valent :

$$Pas_nerv = Dn / n_div_nerv$$

Les encorbellements intérieurs :

Ils sont numérotés zone 2 pour celui de gauche et zone 3 pour celui de droite. Leurs dimensions sont respectivement $Dj(1)$ et $Dj(2)$. En cas de non définition d'encorbellement ces valeurs sont fixés arbitrairement à 1 cm.

Le nombre de division de ces encorbellements valent :

$$n_div_zone_2 = \text{Int}(Dj(1) * n_div_nerv / Dn) + 1$$

$$n_div_zone_3 = \text{Int}(Dj(2) * n_div_nerv / Dn) + 1$$

On oblige qu'il y ait au moins une poutre pour ces zones.

Enfin le pas entre chaque poutre de ces zones est constant et vaut :

$$Pas_zone_2 = Dj(1) / n_div_zone_2$$

$$Pas_zone_3 = Dj(2) / n_div_zone_3$$

Les encorbellements extérieurs :

Ils sont numérotés zone 4 pour celui de gauche et zone 5 pour celui de droite. Leurs dimensions sont respectivement $De(1)$ et $De(2)$. En cas de non définition d'encorbellement ces valeurs sont fixés arbitrairement à 1 cm.

Le nombre de division de ces encorbellements valent :

$$n_div_zone_4 = \text{Int}(De(1) * n_div_nerv / Dn) + 1$$

$$n_div_zone_5 = \text{Int}(De(2) * n_div_nerv / Dn) + 1$$

On oblige qu'il y ait au moins une poutre pour ces zones.

Enfin le pas entre chaque poutre de ces zones est constant et vaut :

$$Pas_zone_2 = De(1) / n_div_zone_2$$

$$Pas_zone_3 = De(2) / n_div_zone_3$$

19.2.3 - La numérotation du modèle ST1

Les nœuds :

L'origine du modèle est placée sur le coin inférieur gauche de la nervure. La direction longitudinale de l'ouvrage est selon les x croissants et la direction transversale de l'ouvrage est selon les y croissants. En cas de biais φ , la direction transversale est orientée par $\cos(\varphi).x + \sin(\varphi).y$.

On adopte la numérotation suivante pour les nœuds : **ABCCDD** où :

- A est le numéro de la travée ou 7 pour l'about droit et 8 pour l'about gauche.
- B est le numéro de la zone transversale
- CC le numéro de la division longitudinale
- DD le numéro de la division transversale

Exemples : le nœud 231802 est le nœud de la 2^{ème} travée, sur l'encorbellement intérieur droit, à la division longitudinale 18 et transversale 2

le nœud 810121 est le nœud de l'about gauche, sur la nervure, à la division longitudinale 01 et transversale 21 (centre de la nervure dans le cas général).

On rappelle que les nœuds se terminant par 0101 sont dans le coin inférieur gauche de la zone en question.

Les barres :

De la même manière la numérotation des barres du modèle s'apparente à celle des nœuds. On adopte la numérotation suivante : **KABCCDD** où :

- K est l'indicateur d'orientation des barres (0 : longitudinale, 1 : transversale)
- A est le numéro de la travée ou 7 pour l'about droit et 8 pour l'about gauche.
- B est le numéro de la zone transversale
- CC le numéro de la division longitudinale
- DD le numéro de la division transversale

Exemples : la barre 1110507 est la barre transversale de la 1^{ère} travée, sur la nervure, à la division longitudinale 5 et transversale 07. Elle relie les nœuds 110507 et 110508.

la barre 250901 est la barre longitudinale de la 2^{ème} travée, sur l'encorbellement extérieur droit, à la division longitudinale 09 et transversale 01. Elle relie les nœuds 250901 et 251001.

ATTENTION ! Les barres entre zones transversales et entre travées et/ou abouts sont particulières. S'il y a 23 divisions pour la 1^{ère} travée, la barre longitudinale 112301 reliera les nœuds 112301 et 210101. De même s'il y a 41 poutres pour la nervure, la barre transversale 1110241 reliera les nœuds 110241 et 120201.

19.2.4 - Les appuis et surfaces d'influences :

Dans le modèle, on numérote les appuis de la même manière que les nœuds sur lesquels ils sont. Dans la suite du module on aura tendance à parler de l'appui LA = 2 et AA = 3 ce qui signifie : Ligne d'Appui n°2 et Appareil d'Appui n°3. Le AA n°1 est situé côté droit (en bas dans notre modèle).

La numérotation des surfaces d'influences (SI) est de la forme : **KABB** où :

- K est l'indicateur de nature des SI :
 - 1 : SI des réactions d'appuis
 - 2 : SI des moments longitudinaux sur appuis
 - 3 : SI des moments transversaux sur appuis
 - 4 : SI des moments longitudinaux inter appuis
 - 5 : SI des moments transversaux inter appuis
- A est le numéro de la ligne d'appui (LA).

-
- BB est le numéro de l'appareil d'appui (AA)

19.2.5 - Les caractéristiques des barres

Les poutres utilisées dans le modèle de grillage tendent à approcher la réalité du tablier, cependant il existe quelques approximations à connaître.

En cas de biais, les barres transversales ont une largeur biaise $e_{\text{biais_xxx}} = \text{Pas_xxx} * \sin(\varphi)$. Il y a une distorsion de la géométrie de la dalle au niveau des bords de la dalle.

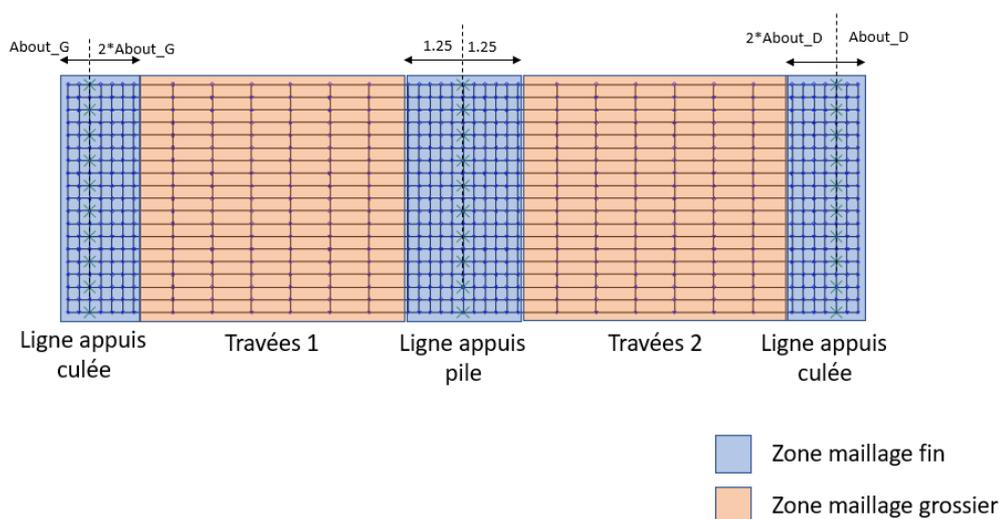
Pour prendre en compte les profils avec encorbellement, les caractéristiques des barres longitudinales et transversales des encorbellements sont approchées par créneau (voir figure « *Modèle des barres transversales* »). De plus, tous les centres de gravité des barres sont sur le plan moyen de la nervure.

19.3 - Le modèle de grillage pour les ponts à poutrelles enrobées

Le modèle de grillage utilisé pour le calcul du chevêtre des PPE est le suivant. Il y a 2 pas de maillage longitudinal différents : un pas de maillage grossier en travées et un pas plus fin au niveau des appareils d'appuis.

Transversalement, le maillage est à pas constant avec un nœud sur chaque file et un nœud intermédiaire au milieu de deux files successives.

Le modèle suivant représente un exemple de maillage.



19.3.1 - Les zones longitudinales

Les zones raffinées :

La zone à maillage plus fin entoure les lignes d'appuis. Au niveau des culées, la zone s'étend du bord de l'ouvrage à $2x$ la longueur de l'about vers l'intérieur du tablier. Au droit des piles, la zone s'étend sur 1.25m de part et d'autre de la ligne d'appuis.

Dans ces zones, le pas par défaut est de 0,2m, la valeur peut aussi être modifiée par l'utilisateur. Comme le pas ne coïncide pas forcément avec la longueur de la zone, le programme calcule ensuite le pas le plus proche du pas renseigné permettant d'avoir le même nombre de pas sur la zone de telle sorte que la longueur de la zone soit bien un multiple du nombre du nouveau pas sur la zone.

Les zones grossières :

Les zones grossières comprennent la partie en travée de l'ouvrage. Dans cette zone le pas est plus large, le calcul du pas se fait de la même manière avec cette fois un pas par défaut de 0.7m.

19.3.2 - La numérotation du modèle ST1

Les nœuds :

L'origine du modèle est placée dans le coin inférieur gauche de l'ouvrage, about gauche compris. La direction longitudinale de l'ouvrage est selon les x croissants et la direction transversale de l'ouvrage est selon les y croissants. En cas de biais φ , la direction transversale est orientée par $\cos(\varphi).x + \sin(\varphi).y$. On adopte la numérotation suivante pour les nœuds : ABBB où :

- A indique la position transversale
- BBB indique la position longitudinale

Par exemple le nœud 12017 est le 17ème nœud longitudinalement et le 12ème transversalement, et le nœud 1001 est celui se trouvant dans le coin inférieur gauche.

Les barres :

De la même manière la numérotation des barres du modèle s'apparente à celle des nœuds. On adopte la numérotation suivante : ABBB où :

- A indique la position transversale
- BBB indique la position longitudinale

Pour les barres transversales, A est multiplié par 100. Par exemple la barre 1020 relie les points 1020 et 1021, il s'agit de la 21ème barre longitudinale de la première rangée de barres longitudinales. La barre 200035 est la 35ème barre transversale de la 2ème rangée de barre transversale, elle relie les points 2035 et 3035.

19.3.3 - Les appuis et surfaces d'influences :

Dans le modèle, on numérote les appuis de la même manière que les nœuds sur lesquels ils sont. Dans la suite du module on aura tendance à parler de l'appuis LA = 2 et AA = 3 ce qui signifie : Ligne d'Appui n°2 et Appareil d'Appui n°3. Le AA n°1 est situé côté droit (en bas dans notre modèle).

La numérotation des surfaces d'influences (SI) est de la forme : KABB où :

- K est l'indicateur de nature des SI :
 1. SI des réactions d'appui
 2. SI des moments longitudinaux sur appuis
 3. SI des moments transversaux sur appuis
 4. SI des moments longitudinaux inter appuis
 5. SI des moments transversaux inter appuis
- A est le numéro de la ligne d'appui (LA).
- BB est le numéro de l'appareil d'appui (AA)

19.3.4 - Les caractéristiques des barres

Les poutres utilisées dans le modèle de grillage tentent d'approcher la réalité du tablier, cependant il existe quelques approximations à connaître.

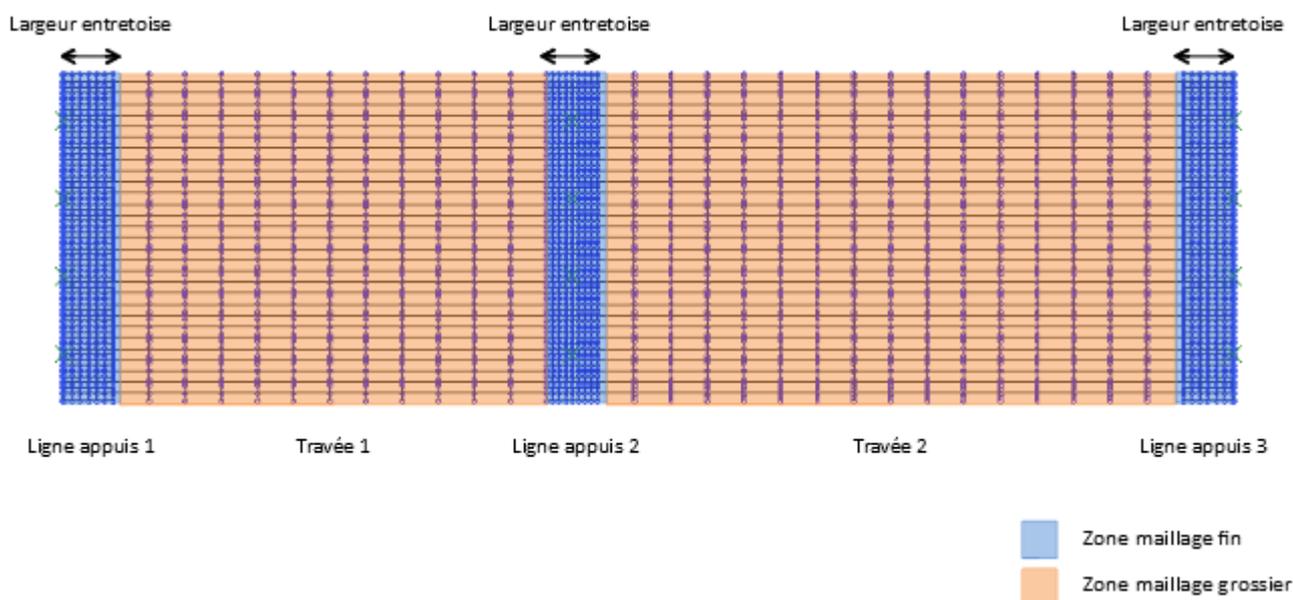
En cas de biais, les barres transversales ont une largeur biaisée $e_{\text{biais_xxx}} = \text{Pas_xxx} * \sin(\varphi)$. Il y a une distorsion de la géométrie de la dalle au niveau des bords de la dalle.

19.4 - Le modèle de grillage pour les ponts PRAD et PRAD TDC

Le modèle de grillage utilisé pour le calcul du chevêtre des PRAD et PRAD TDC est le suivant. Il y a 2 pas de maillage longitudinal différents : un pas de maillage grossier en travées et un pas plus fin au niveau des appareils d'appuis.

Transversalement, le maillage est à pas constant avec un nœud sur chaque file et un nœud intermédiaire au milieu de deux files successives.

Le modèle suivant représente un exemple de maillage.



19.4.1 - Les zones longitudinales

Les zones raffinées :

La zone de maillage raffiné représente les entretoises de l'ouvrage, dans cette zone le pas de maillage par défaut est de 0,25m. Cette valeur peut être modifiée par l'utilisateur. Si la largeur de la zone n'est pas multiple du pas renseigné, un nouveau pas est alors calculé, le plus proche possible du pas initial.

Les zones grossières :

Les zones grossières comprennent la partie en travée de l'ouvrage. Dans cette zone le pas est plus large, le calcul du pas se fait de la même manière avec cette fois un pas par défaut de 1m.

19.4.2 - Les zones transversales

Transversalement, les zones entretoises sont à pas constant. En travée, on a un nœud en face de chaque file et un nœud entre chaque nœud de file qui correspond au hourdis. Il y a également des nœuds intermédiaires en fonction de la forme des poutres des files (rectangulaire, en T, jumelées, etc). Ces nœuds permettent de définir les caractéristiques des barres transversales, notamment la section.

19.4.3 - La numérotation du modèle ST1

Les nœuds :

L'origine du modèle est placée dans le coin inférieur gauche de l'ouvrage, about gauche compris. La direction longitudinale de l'ouvrage est selon les x croissants et la direction transversale de l'ouvrage est selon les y croissants. En cas de biais φ , la direction transversale est orientée par $\cos(\varphi).x + \sin(\varphi).y$. On adopte la numérotation suivante pour les nœuds : AABBCDD où :

- AA indique le numéro de la file sur laquelle se trouve le nœud
- BB indique la position transversale du nœud sur la file AA
- CC indique le numéro de la zone longitudinale dans laquelle se trouve le nœud
- DD indique la position longitudinale du nœud dans la zone CC

Par exemple le nœud 8020607 est le 2^e nœud trans de la file 8 et le 7^e nœud long de la zone 6

Les barres :

De la même manière la numérotation des barres du modèle s'apparente à celle des nœuds. On adopte la numérotation suivante : ZAABCCDD. On ajoute simplement l'indicatif Z qui détermine l'orientation de la barre, 1 = longitudinale et 2 = transversale.

Le nœud de départ de la barre est le numéro de la barre sans son indicatif Z, elle se développe en x croissant pour une barre longitudinale et en y croissant pour une barre transversale.

19.4.4 - Les appuis et surfaces d'influences :

Les appuis sont de 2 types :

- Des appareils d'appuis, ils portent le numéro du nœud auquel ils sont rattachés
- Des appuis encastrés en culées ou sous les piles, on définit donc une matrice de rigidité le long de la ligne d'appuis. Ils portent le nom du nœud sur lequel ils sont placés, en ajoutant un indicatif (4 = court terme, 5 = long terme).

Dans le cadre d'appuis encastrés aux culées, on ajoute les efforts du remblai du le tablier (poussée des terres et une charge liée à l'exploitation).

La numérotation des surfaces d'influences (SI) est de la forme : PKABB où :

- P désigne le court terme (1) ou le long terme (2)
- K est l'indicateur de nature des SI :
 1. SI des réactions d'appui
 2. SI des moments longitudinaux sur appuis
 3. SI des moments transversaux sur appuis
 4. SI des moments longitudinaux inter appuis
 5. SI des moments transversaux inter appuis
- A est le numéro de la ligne d'appui (LA).
- BB est le numéro de l'appareil d'appui (AA)

19.4.5 - Les caractéristiques des barres

Les poutres utilisées dans le modèle de grillage tentent d'approcher la réalité du tablier, cependant il existe quelques approximations à connaître.

En cas de biais, les barres transversales ont une largeur biaisée $e_{\text{biais_xxx}} = \text{Pas_xxx} * \sin(\varphi)$. Il y a une distorsion de la géométrie de la dalle au niveau des bords de la dalle.

19.5 - Prise en compte des efforts permanents et des effets thermiques dans le chevêtre

Effets permanents et précontrainte éventuelle :

Pour le calcul des dalles (PSIDA, PSIDP), le calcul des efforts permanents est un calcul approximatif ajusté sur les résultats des efforts donnés par le module principal de calcul de flexion longitudinale (M2). Il consiste à étudier les efforts générés sur appuis et entre appuis par une charge uniformément répartie unitaire. On en déduit les réactions par ligne d'appuis (LA) en sommant les forces pour tous les appareils d'appuis (AA) d'une même LA :

$$(R_{LA=i})_{M7} = \sum_j (R_{LA=i, AA=j})_{M7}$$

On calcule ensuite les coefficients de proportionnalité α_i entre les efforts dus à la charge unitaire répartie et les efforts dus aux charges permanentes pour chaque LA :

$$\alpha_i = (R_{LA=i})_{M2} / (R_{LA=i})_{M7}$$

On en déduit les efforts réels, $Eff_réel_{LA=i, AA=j}$ dans le chevêtre avec la bonne répartition :

$$Eff_réel_{LA=i, AA=j} = \alpha_i * Eff_chg_uni_{LA=i, AA=j} (+ Eff_précontrainte)$$

Pour le calcul des ponts à poutrelles enrobées ou des Ponts PRAD, le poids réels des éléments du modèle 3D et des charges sont pris en compte directement dans le modèle.

Pour ces derniers ouvrages, les charges de superstructures sont appliquées à leur position transversale réelle.

Pour les ponts à poutrelles enrobées, le phasage de construction est pris en compte.

Les effets dus à la précontrainte éventuelle sont modélisés par des charges couteaux transversales placées à l'aplomb des chevêtres et correspondant aux efforts de précontrainte calculés par M2. Ces efforts permettent d'avoir les effets hyperstatiques de précontrainte uniquement.

Les effets différés de la précontrainte ne sont pas pris en compte dans le cas des PRAD.

A noter que les efforts internes de précontrainte sont obtenus à partir de la note de calcul 2D (moment longitudinal de la précontrainte) pour pouvoir faire la justification des aciers de flexion longitudinale.

Les effets permanents des remblais et des charges mobiles sur remblais sont pris en compte pour les PRAD ou PRAD TDC s'ils sont encastrés.

Gradient thermique :

Le calcul des efforts dus aux gradients thermiques est direct puisqu'il s'agit des effets du modèle de grillage soumis aux gradients thermiques réels dans les directions longitudinales et transversales.

Dilatation thermique :

La dilatation thermique est prise en compte uniquement pour le calcul du chevêtre incorporé pour les ouvrages s'ils sont encastrés, c'est-à-dire en pratique dans CHAMOA pour les ponts de type PRAD, PRAD_TDC si des matrices de rigidités sont définies au niveau des lignes d'appuis.

Unités :

Les unités des efforts du chevêtre sont les suivantes :

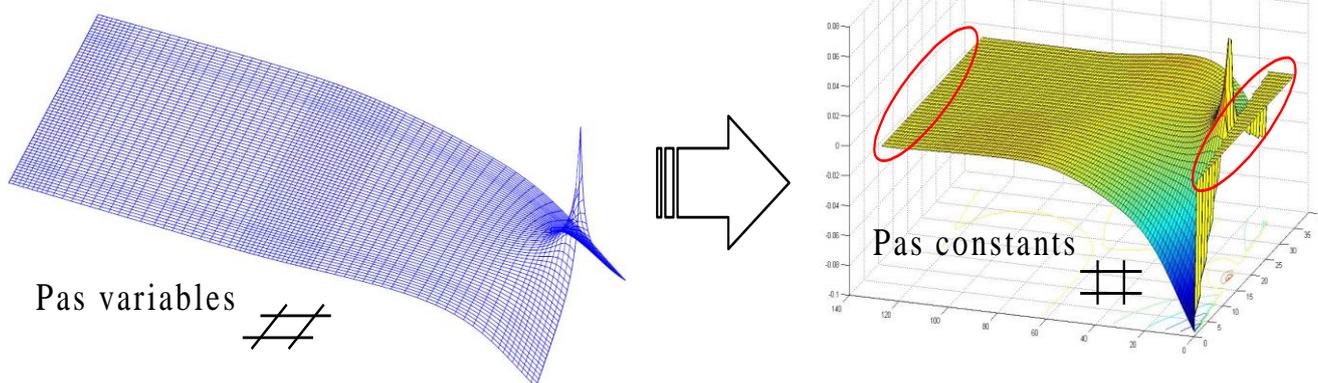
- Réaction d'appuis : kN
- Moment transversal sur appuis : kN.m/ml (selon l'axe normal à l'axe de la LA)
- Moment longitudinal sur appuis : kN.m/ml
- Moment transversal entre appuis : kN.m/ml
- Moment longitudinal entre appuis : kN.m/ml

19.6 - Le traitement des surfaces d'influence

Pour le calcul des efforts dus aux charges d'exploitation, il est nécessaire de connaître les surfaces d'influence pour placer le plus défavorablement les charges mobiles.

Les surfaces d'influences (SI) calculées par ST1 sont les déplacements du modèle soumis à certaines charges spécifiques. Seuls les déplacements aux nœuds du modèle sont connus et ne permettent pas en l'état de faire de calcul d'effort de surcharge. M7 transforme ces SI en surface rectangulaire à pas constant grâce à une interpolation à 3 nœuds souvent utilisée en éléments finis.

Principe de la transformation :



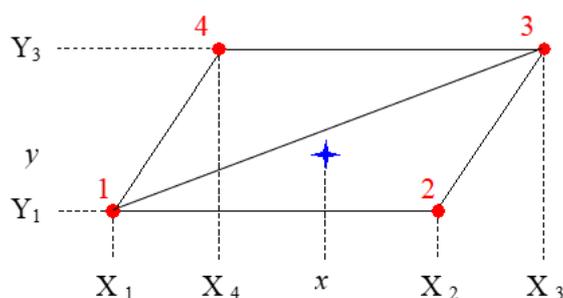
On remarque que les SI de dalles biaisées font apparaître des triangles nuls après les abouts pour rendre la SI rectangulaire.

Les SI brutes sont des surfaces connues sur des nœuds disposés en parallélogrammes (en rectangle si le biais est de 100 degrés). Pour chaque point d'interpolation P de coordonnées (x, y), on commence par chercher les 4 points de la SI brute qui l'entourent. Une fois ces points déterminés, on cherche à savoir dans quel triangle (1-4-3 ou 1-2-3) se trouve le point P. On utilise enfin l'interpolation suivante pour le déplacement u(x, y) :

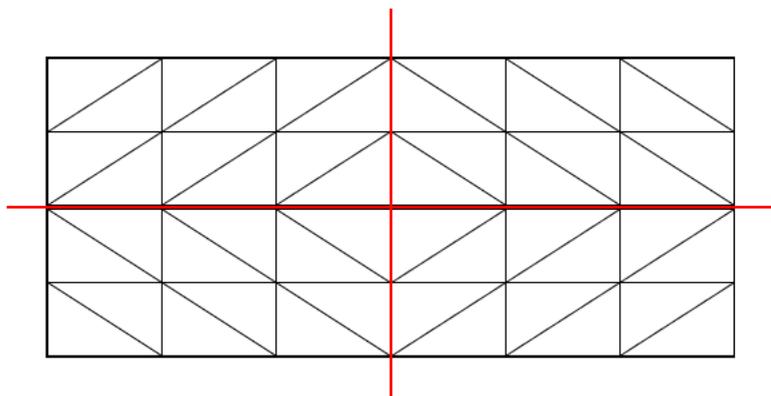
$$u(x, y) = (W1 * u1 + W2 * u2 + W3 * u3) / (W1 + W2 + W3)$$

Avec u_i le déplacement au nœud i et W_i coordonnées généralisées valant dans notre cas :

$$W_i = 1/\text{Distance}(\text{Point}_i, \text{Point}_P)$$



L'orientation des mailles triangulaires (donc de la diagonale 1-3 dans le schéma) dépend de la zone du maillage dans laquelle on se trouve de manière à avoir un traitement symétrique de la surface d'influence. L'ouvrage est alors divisé en 4 zones et l'orientation des mailles se fait de la manière suivante :



Si le point d'interpolation ne tombe pas sur la dalle (cas aux extrémités des dalles biaisées) alors son déplacement est considéré comme nul.

19.7 - Calculs des efforts dus aux charges mobiles

Pour les calculs des efforts dus aux surcharges, M7 a recours au composant « Calech » qui trouve la position des charges mobiles la plus défavorable sur une surface d'influence (SI) et donne l'effet maximal et minimal. M7 parcourt toutes les charges mobiles entrées par l'utilisateur et utilise pour chacune d'entre elles, le composant « Calech » sur toutes les surfaces d'influence formatées pour les états limites (EL) caractéristique et ultime. Le calcul pour l'ELS fréquent est déduit par linéarité de l'EL caractéristique sauf pour le LM1. Les résultats obtenus sont sous forme d'enveloppe.

On rappelle que les unités obtenues avec ce calcul sont les suivantes :

- Réaction d'appuis : kN
- Moment transversal sur appuis : kN.m/ml
- Moment longitudinal sur appuis : kN.m/ml
- Moment transversal entre appuis : kN.m/ml
- Moment longitudinal entre appuis : kN.m/ml

19.8 - Calculs des combinaisons des efforts dans le chevetre

Avant de procéder aux combinaisons d'action, le module M7 rassemble les charges mobiles en groupes :

- LM1 et Trottoir
- LM2
- Trottoir (5 kN/m)
- Q SERV (Véhicule de service)
- LM4
- LM3 (Seul, avec LM1, Lent ou Rapide)
- CIV et Trottoir_RF (Charges françaises)
- Chantier (23 et 34 m³)
- Militaire (MC80, ME80, MC120 et ME120)
- EC Passerelle
- FR Passerelle

Puis il effectue les combinaisons suivantes :

• ELS CARACTÉRISTIQUE :

- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k \quad \oplus \text{LM1 et Trottoir}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus \text{LM2}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k \quad \oplus \text{Trottoir}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k \quad \oplus \text{Q SERV}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k \quad \oplus \text{LM4}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k \quad \oplus \text{LM3}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k \quad \oplus \text{CIV et Trottoir_RF}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k \quad \oplus \text{Chantier}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k \quad \oplus \text{Militaire}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus T_k \quad \oplus (\text{LM1 et Trottoir})_{\text{freq}}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k \quad \oplus \text{EC Passerelle}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k \quad \oplus \text{FR Passerelle}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus T_k \quad \oplus (\text{EC Passerelle})_{\text{freq}}$

• ELS FRÉQUENT :

- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,5 T_k \quad \oplus (\text{LM1 et Trottoir})_{\text{freq}}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus (\text{LM2})_{\text{freq}}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,5 T_k \quad \oplus (\text{Trottoir})_{\text{freq}}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,5 T_k \quad \oplus (\text{LM3})_{\text{freq}}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,5 T_k \quad \oplus (\text{CIV et Trottoir_RF})_{\text{freq}}$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,6 T_k$
- $(P_k \oplus G_k) \quad \oplus 0,5 T_k \quad \oplus (\text{EC Passerelle})_{\text{freq}}$

– $(P_k \oplus G_k) \oplus 0,5 T_k \oplus (FR \text{ Passerelle})_{freq}$

• ELS QUASI-PERMANENT :

– $(P_k \oplus G_k) \oplus 0,5 T_k$

• ELU FONDAMENTAL :

- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (LM1 \text{ et Trottoir})_{ulti}$
- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (LM2)_{ulti}$
- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (Trottoir)_{ulti}$
- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (Q \text{ SERV})_{ulti}$
- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (LM4)_{ulti}$
- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (LM3)_{ulti}$
- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (CIV \text{ et Trottoir}_{RF})_{ulti}$
- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (Chantier)_{ulti}$
- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (Militaire)_{ulti}$
- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (EC \text{ Passerelle})_{ulti}$
- $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (FR \text{ Passerelle})_{ulti}$

• ELU ACCIDENTEL :

– $(P_m \oplus G_{kulti}) \oplus (TS)_{acci}$

Les résultats des combinaisons sont disponibles dans la note de calcul. Pour les résultats détaillés des groupes, des charges permanentes et du gradient thermique, consulter la note de calcul complète du dossier « Module_7 » où les fichiers « _M7 » du dossier « Fichiers_Echanges ».

20 - Listes des Justifications aux Eurocodes

Le paragraphe suivant présente la liste des justifications étudiées dans le logiciel Chamoà.

20.1 - Lexique

EC ou EN: Norme Eurocode

- *BPAAd* Béton adhérent au sens EC par opposition à la précontrainte extérieure.
- *AN* Annexe Nationale

Etats limites étudiées (EL):

- *ELS_CAR* Etat Limite de Service caractéristique
- *ELS_FREQ* Etat Limite de Service fréquent
- *ELS_QP* Etat Limite de Service Quasi permanent
- *ELU* Etat Limite Ultime
- *ELF* Etat Limite de Fatigue

Situation de projet:

- *EXPL* Exploitation
- *CONS* Construction
- *CONS(MET)* Construction Mise en Tension
- *ACCI* Accident

Type d'études:

- *LONG_SN* Direction longitudinale (axe de l'ouvrage) : Contrainte Normale
- *TRANS_SN* Direction transversale(axe normal à l'axe de l'ouvrage) :Contrainte normale
- *LONG_ST* Direction longitudinale (axe de l'ouvrage) : Contrainte tangente

Matériaux justifiés:

- *BET* Béton
- *FER_LON* Acier longitudinaux de flexion
- *FER_TRAN* Aciers transversaux de flexion
- *FER_ETR* Étriers d'effort tranchant
- *PREC* Précontrainte
- *MIXT* Justification de section(ex moment résistant ELU)

Effet étudié

- *SIGMA_X* Contrainte Normale
- *SIGMA_XZ* Contrainte tangente
- *W* Ouverture de fissure
- *(N,M)* Couple Effort normal et Moment Flexion
- *T* Effort tranchant

Numéro de justification

- *EN 199X-X-X* Norme EN appliquée
- *SETRA/CEREMA* Disposition supplémentaire imposée par le SETRA ou le CEREMA non décrite par la norme EN
- *F62TV* Fascicule 62 titre V pour les fondations (Règles non décrites dans la norme et reprises en complément de l'EN)

20.2 - Justifications aux ELS

20.2.1 - Sous sollicitations normales (SN)

Limitation des contraintes dans le béton

En exploitation

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	ELS_CAR	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-1-1 §7.2(2) AN EN1992-2 §7.2(102)	1
EC	ELS_QP	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-1-1 §7.2(3)	2
EC (Bpad)	ELS_QP	EXPL	LONG_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-2 NA §7.3.1(105) tableau 7.101NF(2)(3)	3
EC (Bpad)	ELS_FR	EXPL	LONG_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-2 NA §7.3.1(105) tableau 7.101NF (3)	4
EC (BPad)	ELS_CAR	EXPL	LONG_SN	BET	SIGMA_X	CEREMA	5
EC	ELS_CAR	EXPL	LONG_SN	BET	SIGMA_X	CEREMA F62TV A3.1 et C4.2.14	6

- 1 $\sigma_{x_compr} \leq k1.f_{ck}$ $k1=0,6$ classe XD, XF, XS
- 2 $\sigma_{x_compr} \leq k2.f_{ck}$ $k2=0,45$ (calcul linéaire)
- 3 "qualité" de fissuration : $\sigma_{x_tract} \geq 0$ en zone d'enrobage (classe XC 2, 3,4)
- 4 "qualité" de fissuration : $\sigma_{x_tract} \geq 0$ en zone d'enrobage (classes XD1, 2,3 XS1, 2, 3)
- 5 $\sigma_{x_tract} \geq -f_{ctm}$ (Critère de dimensionnement de la précontrainte)
- 6 pieux : $\sigma_{x_compr} \leq k_f.f_{ck}$ $k_f=0,3$ et $f_c = \inf(f_{cj}; f_{ck}; f_{clim})/k1.k2$

En construction

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	ELS	CONS	LONG_SN TRANS_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-1-1 §7.2(2) AN EN1992-2 §7.2(102)	1
EC (BP)	ELS	CONS (MT)	LONG_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-1-1 §5.10.2.2(5)	1bis
EC	ELS_QP	CONS	LONG_SN TRANS_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-1-1 §7.2(3)	2
EC(BP)	ELS_QP	CONS (MT)	LONG_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-1-1 §5.10.2.2 CEREMA	2bis
EC	ELS_QP	CONS	LONG_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-2 §113.3.2(103) AN	3
EC (BP)	ELS_QP	CONS (MT)	LONG_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-2 §113.3.2(104)	3bis
EC (BP)	ELS_QP	CONS (MT)	LONG_SN	BET	SIGMA_X	EN1992-2 §113.3.2(101) : EN1992-2 §7.3.1(105)	3ter
EC	ELS_CAR	EXPL	LONG_SN	BET	SIGMA_X	CEREMA F62TV A3.1 et C4.2.14	4

- 1 $\sigma_{x_compr} \leq k.f_{ck}$ $k=0,6$ classe XD, XF, XS ; en classe X0 pas de limitation
- 1bis $\sigma_{x_compr} \leq k.f_{ck}(t)$ $k=0,6$ Mise en tension
(PRAD: éventuellement $k = 0,7$ en pré-tension si justifié par des essais ou l'expérience)
- 2 et 2bis $\sigma_{x_compr} \leq k2.f_{ck}(t)$ $k2=0,45$ (calcul linéaire)
- 3 $\sigma_{x_tract} > k.f_{ctm}$ $k=1$
- 3bis $\sigma_{x_tract} \geq 0$ en zone d'enrobage (si classes d'env XD, XS de comb fréquente exploitation en BP)
- 3ter $\sigma_{x_tract} > k.f_{ctm}$ $k=0$ (classe XC, XD, XS)
CEREMA : pas de limite en principe à la mise en tension (classe X0), $k=0.7$
- 4 pieux : $\sigma_{x_compr} \leq k.f_{ck}=0,3$ et $f_c = \inf(f_{cj}; f_{ck}; f_{clim})/k1.k2$ ($\sim < 20\text{MPa}$)

Limitation des contraintes dans les aciers passifs

En exploitation

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	ELS_CAR	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	FER_LON	SIGMA_X	EN1992-1-1 §7.2(5)	1
EC	ELS_CAR	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	FER_LON	SIGMA_X	EN1992-1-1 §7.2(5)	2
EC	ELS_CAR	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	FER_LON	SIGMA_X	CEREMA F62TV A3.1 et C4.2.14	3
EC	ELS_FRE	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	FER_LON	SIGMA_X	EN92-2 §7.3.1+AN EC2-1-1 §7.3.1	4
"EC (BA)" (PRAD partie BA about Poutre)	ELS_FRE	EXPL	LONG_SN	FER_LON	SIGMA_X	EN92-2 §7.3.1+AN EC2-1-1 §7.3.1 +CEREMA W_{PRAD}	5

- 1 $\sigma_{x_tract} \leq k3.f_{yk}$ $k3=0,8$
- 2 $\sigma_{x_tract} \leq k4.f_{yk}$ $k4=1$ (déformation imposée)
- 3 Pieux: $\sigma_{x_tract} \leq k.f_{yk}$ $k=2/3$
- 4 Maîtrise de fissuration : limitation de l'ouverture des fissures
Critère simplifié appliqué sur les aciers passifs : en flexion simple, $\sigma_{x_tract} \leq k.w$ $k=1000$
- 5 PRAD en zone BA about de poutre : Critère de limitation de fissuration : $\sigma_{x_tract} \leq k.w_{PRAD}$
 $k=1000$ avec des valeurs sepcifiques w_{PRAD} définies par le CEREMA

En construction

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	ELS	CONS	LONG_SN TRANS_SN	FER_LON	SIGMA_X		1
EC (BP)	ELS_QP	CONS (MET)	LONG_SN	FER_LON	SIGMA_X	EN1992-2 §113.3.2(104)	2
"EC (BA)" (PRAD partie BA About Poutre)	ELS_QP	CONS	LONG_SN	FER_LON	SIGMA_X	EN1992-2 §113.3.2(104) +CEREMA W_{PRAD}	3

- 1 Voir § exploitation ELS cara
- 2 Critère de limitation de fissuration : $\sigma_{x_tract} \leq k*w=1000*0.2\text{mm}$ (classe X0, XC)
- 3 PRAD pour ZONE_VERIF_BA_POU: Critère de limitation de fissuration : $\sigma_{x_tract} \leq k*w_{PRAD}$ $k=1000$
avec des valeurs sepcifiques w_{PRAD} définies par le CEREMA

Limitation de la fissuration (Eurocode)

En exploitation

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC(BA)	ELS_FRE	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	BET	w	EN92-2 §7.3.1+AN EC2-1-1 §7.3.1	1
EC(BP)	ELS_FRE	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	BET	w	EN92-2 §7.3.1+AN EN2-1-1 §7.3.1	2
EC(BA) PRAD about	ELS_FRE	EXPL	LONG_SN	BET	w	CEREMA	3

- Maîtrise de fissuration : limitation de l'ouverture des fissures (2 méthodes pour calculer w) en BA et BP non adhérent
 $w \leq w_{max}$ fonction de la classe d'environnement :
 0.3 pour classe XC et 0.2 pour classe XD,XS
 Critère simplifiée sur les aciers passifs : en flexion simple, $\sigma_{x_tract} \leq k.w$ $k=1000$
- Maîtrise de fissuration: limitation de l'ouverture des fissures (2 méthodes pour calculer w) en BP_adhérent
 $w \leq w_{max}$ fonction de la classe d'environnement, 0.2 pour classe XC
 Remarque : Le guide EC2 indique que la méthode directe est bien adaptée aux sections rectangulaires en flexion composée non déviée. Cependant, cette méthode, comme la méthode directe fait appel soit au diamètre des armatures, soit à l'espacement, ce qui n'est pas accessible au programme. La méthode simplifiée qui limite la contrainte dans les aciers passifs à 1000 wmax est la méthode retenue pour le programme.
- PRAD BA about : le Cerema préconise 0,14 mm (pour toutes les classes d'exposition, hormis XD et XS pour lesquelles se restreint à 0,10 mm)

En construction

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC(BA)	ELS_QP	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	BET	w	EN1992-2 §113.3.2(101) : EN1992-2 §7.3.1(105)	1
EC(BP)	ELS_QP(MT)	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	BET	w	EN1992-2 §113.3.2(101) : EN1992-2 §7.3.1(105)	2
EC(BA) PRAD about	ELS_QP	EXPL	LONG_SN	BET	w	CEREMA	3

- Maîtrise de fissuration : limitation de l'ouverture des fissures en BA et BP non adhérent
 $w \leq w_{max}$ fonction de la classe d'environnement :
 0.3 pour classe XC et 0.2 pour classe XD,XS
 Critère simplifiée : $\sigma_{x_tract} \leq k.w$ $k=1000$
 En pratique : Critère non utilisé car aucune phase d'exécution vérifiée (ex. de situation vérifiable, mais non vérifiée : Portique ou cadre lors de la mise en œuvre des remblais techniques)
- Maîtrise de fissuration: limitation de l'ouverture des fissures en BP_adhérent
 $w \leq w_{max}$ fonction de la classe d'environnement, 0.2 pour classe XC
- PRAD BA about : le Cerema préconise 0,14 mm (pour toutes les classes d'exposition, hormis XD et XS pour lesquelles se restreint à 0,10 mm)

Limitation des contraintes dans les câbles et torons de précontrainte

En exploitation

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC (BP)	ELS_CAR	EXPL	LONG_SN	PREC	SIGMA_X	EN92-2 § 7.2(5)	1

- 1 $\sigma_p(x) \leq k_5 \cdot f_{pk}$ $k_5=0,75$, modifié en 0,80 par l'AN

En construction

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC (BP)	ELS	CONS	LONG_SN	PREC	SIGMA_X	EN92-1-1 §5.10.2.1 DAN	1
EC (BP)	ELS	CONS	LONG_SN	PREC	SIGMA_X	EN92-1-1 §5.10.3 DAN	2

A la mise en tension avant relâchement :

- 1 $\sigma_p(P_m \text{ tête ancrage}) \leq \min(k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0k})$ $k_1=0,8$ $k_2=0,9$ (Post tension)
 En prétension, condition précédente valable ou peut-être remplacé sous certaines conditions :
 $\sigma_p(P_m \text{ tête ancrage}) \leq k_3 \cdot f_{p01k}$ ($k_3=0,95$)
 Après mise en tension (juste après relâchement, soit : $P_0 - DP_i$ (perte instantané)) :
- 2 $\sigma_p(x) \text{ sous } P_m \leq \min(k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 \cdot f_{p0k})$
 Post tension : $k_7=0,77$ $k_8=0,87$
 Prétension : $k_7=0,8$ $k_8=0,9$

20.2.2 - Sous sollicitations tangentes

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC (Ame Poutre)	ELS	EXPL CONS	LONG	BET	SIGMA_XZ	EN1992-2 §7.3.1 (110) AN et AnnexeQQ	1
EC (Dalle)	ELS	EXPL CONS	LONG_ST	BET	SIGMA_XZ	(BPEL)9.5 annexe 12A EN1992-2 AnnexeQQ	2

PRAD : Ame de poutre BP : $-f_{ctb} \leq \sigma_1 = \sigma_x/2 - \sqrt{(\sigma_x/2)^2 + \tau^2}$

- 1 AN => BA : critère vérifié si $1 \leq \cotan(\theta) \leq 1,5$ (θ : angle bielle tranchant ELU)
 PSIDP: Permet de ne pas vérifier la fissuration des âmes
 DALLE uniquement :
- 2 torsion = $6 \cdot M_{torsion} / h^2 \leq \tau_{adm}$ (peu préjudiciable) = $f_{ctb}(\sigma_{compr_principal})$ (τ ~quasi nul si biais faible) : Critère nécessaire si dimensionnement des aciers transversaux à l'ELS, CHAMOA-P : Dimensionnement ELU seul => critère non appliqué dans CHAMOA-P

20.3 - Justifications aux ELU

Pour les PRAD, les calculs de justification sont à faire avec la longueur de scellement ELU lbpd (EN1992-1-1 §8.10.2)

20.3.1 - Sous sollicitations normales (SN)

En situation d'exploitation

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	ELU	EXPL ACCI	LONG_SN TRANS_SN	MIXT	(N, M)	92-1-1 §6.1 §2.4.2.4 §3	1

1 (N ; M) ∈ courbe < (N_lim ; M_lim) >

En situation de construction

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	ELU	CONS	LONG_SN TRANS_SN	MIXT	(N, M)	92-1-1 §6.1 §2.4.2.4 §3	1

1 (N ; M) ∈ courbe < (N_lim ; M_lim) >

20.3.2 - Sous sollicitations tangentes (ST)

Justifications générales

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	ELU	EXPL CONST	LONG_ST TRANS_ST	MIXT	T	EN 92-1-1 §6.2.1 à 6.2.3	1
EC	ELU	ACCI	LONG_ST TRANS_ST	MIXT	T	EN 92-1-1 § 6.2	1

- 1 Si $T < V_{rdc}(f_{ck})$ pas d'armature cisaillement sinon calcul AS/ST tel que $T \leq V_{rd} = \min(V_{rds}(f_{ywd}), V_{rdmax}(f_{cd}))$

Torsion des poutres de bords libres, d'about pour tous les ouvrages et les poutres de chevêtre pour les PRAD (non traité dans CHAMOA-P)

Calcul sur poutre de hauteur "h" largeur "a"

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	ELU	EXPL CONS	LONG_ST	BET	T,V	92-1-1 §6.3.2(5)	1
EC	ELU	EXPL CONS	LONG_ST	FER	BETA	92-1-1 §6.2.3(2)	2
EC	ELU	EXPL CONS	LONG_ST	BET	T,V	92-2 §6.3.2(104)	3
EC	ELU	EXPL CONS	LONG_ST	FER	AT/ST	92-1-1 §6.2.3(6.8) §6.3.2	4
EC	ELU	EXPL CONS	LONG_ST	FER	AS	92-2 §6.3.2(103)	5
EC		EXPL	LONG_ST	FER	ST	92-1-1 §9.2.3	6

- 1 $T_{ed} / T_{rdc} + V_{ed} / V_{rdc}(f_{ck}) \leq 1$? si vérifié pas de justifications supplémentaires requises sinon vérifier 2,3,4,5
- 2 $1 < \cotan(\theta) = \frac{\tau_v + \tau_t}{\sigma} < 2.5$
- 3 $T_{ed} / T_{rdmax}(f_{cd}) + V_{ed} / V_{rdmax}(f_{cd}) < 1$? $z = a$
- 4 $V_{ed} + V_{ed,mt} \leq z \cdot [A_t / s_t \cdot f_{ywd} \cdot \cotan(\theta)]$? et $V_{ed,mt} / z = \tau_t \cdot e = T_{ed} / (2 \cdot \omega)$ $e = A / u = 0.5 \cdot (a \cdot h) / (a + h)$
- 5 $A_c \cdot \sigma_{moyen} = N = A_p \cdot \sigma_{map}$? (Rq: $A_l \cdot \tau_{torsion} \cdot f_y / u_k \geq T_u / (2 \cdot \omega) \cdot \cotan(\theta) - A_c \cdot \sigma_{moyen} - A_p \cdot \sigma_{map} / u_k$)
- 6 $u_k = 2 \cdot (a + h)$ $\omega = (h - e) \cdot (a - e)$ (poutre de largeur a de hauteur h) $A = a \cdot h$
- 6 $s_t < \min(u_k / 8 ; 0.75 \cdot d)$ & $(d = 0.9h)$

20.4 - Justifications indépendantes d'un Etat Limite

20.4.1 - Sous sollicitations normales

Fragilité

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	-	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	FER_LONG FER_TRAN	-	92-1-1 §9.2.1.1 §9.3.1.1 AN 92-2 §9.2.1.1	1

- 1 Poutre, dalle (piedroit, semelle, pieux) - Ferrailage minimal - (fragilité)
 $As_{min}/btd \geq 0.26.fctm/fyk$
 (NB : pour les dalles, le coefficient 1,2 s'applique sur As_{elu} , si $As_{elu} * 1.2 \leq As_{min}$)

Ferrailage plancher, peau et maximal

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	-	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	FER_LONG FER_TRAN	-	92-1-1 §9.2.1.1 §9.3.1.1	1
EC(BA)	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		92.1.1 §9.6.2	2
EC(BA)	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		92.1.1 §9.6.3	3
EC	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		92-1-1 §9.3.1.1	4
EC	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		CEREMA	4bis
EC(BA)	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		92.1.1 §9.6.2	5
RF-EC(BA)	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		Fasc62B4.3.2	6,7
EC(BA)	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		92.1.1 §9.8.5	8
RF-EC(BA)	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		CEREMA	9
EC	-	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	FER_LONG FER_TRAN		CEREMA	10
EC	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		AN92-2 §9.1(103)	11
EC (BP)	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		AN92-2 §9.1(103)	12

- | | | |
|------|---|--|
| 1 | Poutre et dalle - Ferrailage plancher
Ce critere n'est plus appliqué suite aux modifications de l'annexe nationale | $As_{min} \geq 0,0013.b.t.d$ |
| 2 | Voiles (piédroits) - Ferrailage plancher | $As_v, min \geq 0,002.Ac$ |
| 3 | Voiles (piédroits)- Ferrailage plancher | $As_h, min \geq 0,001.Ac$ |
| 4 | Poutre, dalle -Ferrailage maximal | $As_{long}, max < 0.04.Ac$ |
| 4bis | Ferrailage maximal
Etendu aux aciers transversaux et aux semelles(CEREMA) | $As_{long}, max < 0.02.Ac$ |
| 5 | Voiles (piédroits) Ferrailage max | $As_v, max \leq 0,04.Ac$ |
| 6 | Semelle Ferrailage plancher | $As_{trans_inf}, min = 0,1%.Ac$ |
| 7 | Semelle Ferrailage plancher
Pieux- Ferrailage plancher | $As_{trans_sup}, min = 0,05%.Ac$
$As_{long}, min \geq k(Ac).Ac$ |
| 8 | | Si $Ac \leq 0.5m^2$ $As = 0.005 Ac$
Si $0.5m^2 < Ac \leq 1m^2$ $As = 25cm^2$
Si $Ac > 1m^2$ $As = 0.0025 Ac$ |
| 9 | Pieux- Ferrailage max | $As_{long}, max \leq 2%.Ac$ |
| 10 | Poutre et dalle - Ferrailage peau | $As_{min} \geq 3cm^2/ml$ |
| 11 | Poutre et dalle (radier)- Ferrailage peau | $As_{min} \geq 5 cm^2/ml$ en classe XD ou XS |
| 12 | Poutres précontraintes (BP et PRAD) | $As_{min} \geq 0,1%.Ac$ à répartir sur les 2 faces |

Espacement

Ces règles ne sont pas vérifiées dans le logiciel puisque l'on calcule uniquement les quantités d'acier à chaque section.

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC(BA)	-	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	FER_LONG FER_TRAN		92.1.1§8.2	1
EC(BP post tension)	-	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	FER_LONG FER_TRAN		92.1.1§8.10.1.3	1b
EC(BP PRAD)	-	EXPL	LONG_SN	PREC		EN1992-1-1§8.10.1.3	1c
EC (BA)	-	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	FER_LONG FER_TRAN		92-1-1 §9.3.1.1(3)	2
EC(BA)	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		92.1.1§9.6.2	3
EC(BA)	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		92.1.1§9.6.2	4
EC(BA)	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		EN1536§7.6.2.5	5
EC(BA)	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		92.1.1§9.8.5 EN1536§7.6.2.4	6
EC(BA)	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		EN1536§7.6.2.8	8

- 1 Dalle, piedroit, semelle, radier, pieux, etc...
 s ou $st > \max(k_1(1) \cdot \phi ; dg + k_2(5\text{mm}) ; 20 \text{ mm})$
 $\phi_{eq} = \phi$ si 1acier ou $= \phi * 2$ si 2ou3aciers
- 1b Dalle, Poutre psot tension
 $s_{prec_h} > \max(\phi_{gaine} ; dg + 5\text{mm} ; 50 \text{ mm})$
 $s_{prec_v} > \max(\phi_{gaine} ; dg ; 40 \text{ mm})$
- 1c Poutres pré-tension
 $s_{prec_h} > \max(2 \cdot \phi_{gaine} ; dg + 5\text{mm} ; 20 \text{ mm})$
 $s_{prec_v} > \max(2 \cdot \phi_{gaine} ; dg)$
- 2 Dalle
 $s_l \leq \min(kl \cdot \text{epaisseur} ; s_{lmax})$
 $s_t \leq \min(kt \cdot \text{epaisseur} ; s_{tmax})$
- 3 Voiles (piédroits)
 $s_v \leq \min(3 \cdot \text{evoile} ; 400 \text{ mm})$
- 4 Voiles (piédroits)
 $s_h \leq 400 \text{ mm}$
- 5 Pieux
 $s_{min} = 0.1\text{m}$
- 6 Pieux
 $s_{max} = 0.2\text{m}$
- 8 Pieux
 $s_{lit} \geq \max(2 \cdot \phi ; 1.5dg)$

Règle ferrailage spécifique

L'encorbellement dans Chamois est calculé en zone courante, l'utilisateur doit ajouter la règle complémentaire suivante:

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
RF-EC(BP)	-	EXPL	LON_SN TRANS_SN	FER_LONG FER_TRAN		CEREMA	1

- 1 Encorbellement aux abouts de l'ouvrage (longueur = $1.5 \cdot \text{largeur_encorbellement}$)
 $A_{s_trans_sup} \geq 2 \cdot A_{s_trans_sup_calcul_travee}$
 $A_{s_long_inf} \geq 2 \cdot A_{s_long_inf_calcul_travee}$

Règle ferrailage non sectionnelle

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		92-1-1§9.3.1.1(2)	1
EC(BA)	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		92.1.1§9.6.3	2
RF-EC(BA)	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		Fasc62B4.3.2	3

- 1 Dalle $As_{trans_sup} \geq 0,2.As_{long_sup}$ $As_{trans_inf} \geq 0,2.As_{long_inf}$
- 2 Voiles $As_{h,min} \geq 0,25.As_v$ appliquée pour la face coté air
- 3 Semelle $As_{trans,min} \geq 0,25.As_{long}$ appliqué sur chaque face

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC-RF	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		CEREMA	1
EC-RF	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		CEREMA	2
EC-RF	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		CEREMA	3

- 1 Dalle et traverse $As_{trans_sup} \geq 0,5.As_{trans_inf}$
- 2 Radier $As_{trans_sup} \geq 0,5.As_{trans_inf}(traverse)$ et $As_{trans_inf} \geq 0,5.As_{trans_inf}(traverse)$
- 3 Voiles $As_{h,min} \geq (HA14 s=0.20m \text{ sur } 2m \text{ en partant du piedroit})$ Reprise bétonnage

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		CEREMA	1
EC	-	EXPL	TRANS_SN	FER_TRAN		92-1-1§9.3.1.1(2)	2

- 1 Encorbellement $As_{long_sup} \geq As_{trans_sup}/5$
- 2 Encorbellement $As_{trans_inf} \geq As_{long_inf}/5$

20.4.2 - Sous sollicitations tangentes

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	-	EXPL ACCI	LONG_ST	FER_ETR	-	92-1-1 §9.2.2	1
EC		EXPL	LONG_ST TRANS_ST	FER_ETR		92.1.1 §9.2.2 (6)(8)	2
EC		EXPL	LONG_ST	FER_ETR		92.1.1 §9.6.4 et 9.5.3 (1) et 9.5.3(2)	3
EC(BA)	-	EXPL	LONG_ST	FER_ETR		EN1536§7.6.3	4
EC(BA)	-	EXPL	LONG_ST	FER_ETR		F 62, Titre V §C5 4.24	5
EC(BA)	-	EXPL	LONG_ST	FER_ETR		CEREMA 92.1.1§8.2	6

- 1 poutres : $Ast/(bw.St) \geq 0.08 (fck)^{0.5}/f_{yk}$
si critère général ELU non vérifié (nécessite des aciers de cisaillement)
- 2 poutre : $st_{long} \leq st_{max_long} = 0.75d$ et $st_{trans} \leq st_{max_trans} = \min(0.75d; 0,6m)$
si critère général ELU non vérifié (nécessite des aciers de cisaillement)
- 3 Voile : Si $As_v \geq 0,02.Ac$, $st_{max} \leq \min(20. \phi_v ; e_{voile} ; 400 \text{ mm})$
- 4 Pieux $st_{min} \geq slong$ et $\phi_{min} = \max(6mm ; \phi_v/4)$
- 5 Pieux $st_{max} \leq \min(35cm; 15*PHI_{long})$
Dalle, piedroit, semelle, radier, pieux, etc...
- 6 $st_{min} > \max(k1(=1)*\phi_{eq} ; dg+k2(5mm); 20 \text{ mm})$
 $\phi_{eq} = \phi_{et}$ si 1 acier ou $\phi_{et}*2$ si 2 acier

20.5 - Rupture fragile dépendant d'un état limite (Eurocode)

Fragilité Acier Passif

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC (BA)	ELSCAR	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		92-2 §7.3.2(102)	1a
EC (BA/BP)	ELSCAR	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		92-2 §7.3.2(102) eq 7.1	1b
EC (BA/BP)	ELSCAR	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		92-2 §7.3.2(102)	1c
EC (BP PRAD)	-	EXPL	LONG_SN	FER_LONG		92-2 §7.3.2(4) AN 1992-1-1 §7.3.2(4)	2

- 1a Ferrailage de non-fragilité (méthode 1:BA) $As_{min.fyk} = F_{tracbeton}$ avant fissuration $(bh/2 * f_{ctm}/2)$
- 1b Ferrailage de non-fragilité (méthode 2:ECBABP) $As_{min.σs} = k.kc.fct.Act$ (kc $fct^{\circ}(sigc:contrainte\ normale\ moyenne)$ Chamoia
- 1c Ferrailage de non-fragilité (méthode 3:BA-BP) $As_{min} = M_{fis}/z_s.fyk$ avec $M_{fis} = (f_{ctm} + sigc) \cdot I / y_{fib_tendue}$
- 2 PRAD: aucun ferrailage minimal requis si $\sigma_{ct} \geq -1,5 f_{ct,eff}$ à l'ELS Caractéristique

Rupture Fragile Précontrainte (Post tension)

Pretension Annexe nationale Clause 6.1 (109) Note
"Les éléments précontraints par pré-tension, ne sont pas concernés par la rupture fragile"

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC (BP)	ELU	EXPL-ACC	LONG_SN	FER_LON		EN92-2 §6.1(109a)	1
EC (BP)	ELU	EXPL	LONG_SN	FER_LON		EN 92-2 §6.1(109b- 110)	2
EC (BP)	ELU	EXPL	LONG_ST	FER_ETR		EN92-2 §6.1(109a) annexe QQ de l'EN1992-2	3

(Dans le cas BA/BPEL la rupture fragile est prise en compte avec le ferrailage minimal réglementaire)

- Méthode (A) calcul Chamoia:
Dimensionnement des aciers passifs capables de reprendre une rupture de n câble de précontrainte ;
Calcul de n_{cable} ($n_{cable} < n_{totcable}$) : (Calcul section):
 $\sigma_{freq, fib_tendue}(M_{elsfreq}, N_{elsfreq}) - n_{cable} \cdot (N_{ps}/S + M_{psiso} \cdot y/l) = -f_{ctm}$
 $\Rightarrow 0 \leq n_{cable} \leq n_{totcable}$
NB: ($N_{ps} = 1 \text{cable} \cdot A_p \cdot \sigma_{map}(section)$ et $M_{psiso} = N_{ps} \cdot e$)
Vérification :
 $[M_{elsfreq} - n_{cable} \cdot M_{psiso} ; N_{elsfreq} - n_{cable} \cdot N_p] \leq [M_{r_elu_acc}(n_{tot} - n_{cable}) ; N_{elsfreq} - n_{cable} \cdot N_p]?$
NB: $N_{elsfreq} = N_p(st1, n_{totcable}) + (Next=0) \cdot n_{totcable} \cdot N_p(1 \text{cable})$
 $\Rightarrow 1 \text{cable} : N_p = (N_{elsfreq} - Next) / n_{totcable}$ et $M_{psiso} = N_p \cdot e$
Attention: en fait ce critère n'a de sens que pour les câbles excentrés, en l'occurrence si l'on est amené à supprimer $n_{cable} > X\% \cdot (n_{totcable})$, on ne devrait pas avoir à vérifier ce critère .
- Méthode (B) : voir méthode (1c) § fragilité $As_{min} = M_{rep}/(z \cdot fy)$
- Justification à l'effort tranchant sans l'effet des câbles à la section située à 1m de l'appui.
Ce calcul n'est pas fait dans Chamoia
Effort tranchant ELU : $V_{el} = 1,35 \cdot V_g + V_p + 1,35 \cdot V_q$
L'effort tranchant V_1 sous charge fréquente, sans l'effet de la précontrainte : $V_1 = V_g + V_q, \text{fréq}$
 $V_1 > V_{elcara} = V_g + V_p + V_q, \text{cara}$ car $V_p < 0$

Si $V1 \leq \text{Veluadm OK}$
Sinon
 $fctb = (1 - 0.8 * \sigma_{3\max} / f_{ck}) * f_{ctk0.05}$ ($0 < \sigma_{3\max} < 0.6 f_{ck}$)
si $0 < \sigma_{1\min} > -fctb$, acier de fragilité suffisent
si $\sigma_{1\min} < -fctb < 0$, il faut vérifier $V1 < \text{Veludam}$ accident et vérification à la fatigue des armatures tranchants

20.6 - Renforcement Acier Longitudinaux extradados sur ligne d'appuis de PSIDP

Ce critère n'est pas vérifié dans Chamoia_P

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	ELU	EXPL CONS	LONG_SN TRANS_SN	MIXT	(N, M)	92-1-1 §6.1 §2.4.2.4 §3	1
BAEL	ELU	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	MIXT	(N, M)	A4.3.1 à A4.3.4	1
BPEL	ELU	EXPL	LONG_SN TRANS_SN	MIXT	(N, M)	6.3.2(6.3)	1

$(N ; M + DM) \in \text{courbe} < (N_{\text{lim}} ; M_{\text{lim}}) >$ DM: incrément de Moment du appareils d'appuis
 $DM_{\text{neg}} = M * (0.5 * \text{ecart_AA} / \text{larg_tablier}) * \text{larg_tablier} / [(\text{Long_Travee_av} + \text{Long_travee_ap}) / 2]$
 $DM_{\text{neg}} = M * (0.5 * \text{ecart_AA}) / [(\text{Long_Travee_av} + \text{Long_travee_ap}) / 2]$
 $DM_{\text{pos}} = -2 * DM_{\text{neg}}$

20.7 - Justifications ELS équivalentes ELF (Fatigue)

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC	ELS CARA	EXPL	LONG_SN	BET	SIGMA	EC2-2 §6.8.1 (102)	1
EC	ELS CARA	EXPL	LONG_ST	FER_LON	SIGMA	EC2-2 §6.8.1 (102)	2
EC(BP)	ELS-FRE	EXPL	LONG_SN	BET	SIGMA	EC2-2 §6.8.1 (102)	3

1 Justification du béton $\sigma_{cc} \leq (k_{fat} = 0.6) * f_{ck}$
2 Justification de l'acier $\sigma_s \leq 300 \text{MPa}$
3 Justification de la précontrainte $\sigma_{ct} \geq 0$
NB Les fondations n'ont pas à être justifiées (semelles, pieux)

20.8 - Justification du sol sous fondations superficielles

Règlement	Etat limite	Situation de projet	Etude	Matériau	Effet	Numéro de justification	Description de la justification
EC/F62TV	ELS_CARA	EXPL	LONG	SOL	PRES	F62TV B3.1.2	1
E/F62TV	ELU	EXPL EXEC	LONG	SOL	PRES	F62TV B3.1.1	2
EC/F62TV	ELU	EXPL EXEC	LONG	SOL	LCOMP	F62TV B3.2	3
EC/F62TV	ELS_CARA	EXPL	LONG	SOL	LCOMP	F62TV B3.3	4
EC/F62TV	ELS_FRE	EXPL	LONG	SOL	LCOMP	F62TV B3.3	5
EC/F62TV	ELU	EXPL EXEC	LONG	SOL	H	F62TV B3.4	6

- 1 Poinçonnement : $q \leq q_{lim}$ fonction de $q'u, q'0, i\delta, i\beta, i\delta\beta (H,V), \gamma q$ (coefficient $i\delta\beta$ modification CEREMA, voir)
- 2 Poinçonnement : $q \leq q_{lim}$ fonction de $q'u, q'0, i\delta, i\beta, \gamma q$
- 3 Renversement : $\% A_{comp} \geq 10\%$
- 4 Décompression : $\% A_{comp} \geq 75\%$
- 5 Décompression : $\% A_{comp} = 100\%$
- 6 Glissement : $H \leq H_{lim}$ fonction de $\phi', c', \gamma g1, \gamma g2, V$

A la date de création de chamo, la réglementation sur les fondations n'était pas arrêtée. Une mise à jour Eurocode doit être réalisée suite à la parution en 2015 des normes fondations.

20.9 - Calcul des sollicitations dans les fondations profondes

Les justifications à effectuer concernent les vérifications de flexion composée et sont les justifications citées aux § 1, 2 et 3 pour le béton armé.

Les justifications de portance ne sont pas traitées par Chamo. Les efforts N dans les pieux sous ELS_QP, ELS_FRE, ELS_R et ELU fondamental sont fournis.

Le déplacement des têtes de pieux doit également être vérifié : Un critère de flèche semble également utile pour le dimensionnement des pieux.

Pour mémoire, les frottements négatifs, les effets de groupe, les déplacements latéraux g_z , (etc) ne sont pris en compte par chamo.

20.10 - Autres Justifications non faites dans le programme Chamo

Les calculs chamo doivent être complétés par des calculs complémentaires en post traitement par l'utilisateur. Pour mémoire, on peut en lister ici quelques-uns significatifs :

- Calcul des aciers de Chevêtres incorporés PSIDA, PSIDP, PPE, PRAD, PRAD_TDC
- PSIDP : Doublement des aciers transversaux pour les larges encorbellements en zones d'about
- PSIDP : Renforcement local des aciers longitudinaux sur les zones d'appareils d'appuis.
- Justifications d'about de poutre pour les PSIDP (Diffusion, ...)
- Aciers de constructions et longueurs d'ancrage
- PRAD justifications d'abouts (Equilibre du coin, ...)
- Justifications parasismiques

Le Programme Chamoia P permet le calcul aux Eurocodes des ponts routes et passerelles de type dalles en béton armé ou béton précontraint construits sur cintre, ou de type cadre ou portique en béton armé et les ponts à poutres précontraintes par prétension par adhérence. Les ouvrages sont supposés à une seule chaussée (sans terre-plein central) et calculés pour un biais entre 70 et 100 grades et jusqu'à 50 grades pour les portiques et cadres larges.

Les phases d'exploitation possibles sont :

Phase définitive (ouvrage en service avec son profil en travers final).

Phase provisoire (optionnelle - généralement circulation de dumpers sur profil réduit en phase chantier).

Phase d'exécution, le cas échéant (PSIDP mise en tension de câbles, PRAD phasage de construction).

Le programme calcule les efforts en flexion longitudinale et transversale en travée. Il justifie l'ouvrage en flexion et à l'effort tranchant. Il calcule automatiquement les quantités d'aciers passifs. Les épaisseurs peuvent être vérifiées ou dimensionnées par le programme.

Les aciers de flexion transversale en travée sont calculés.