[illegible]

FERRAILLAGE DU MASSIF DE FONDATION

VUE EN PLAN

COUPE

NOMENCLATURE					

FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

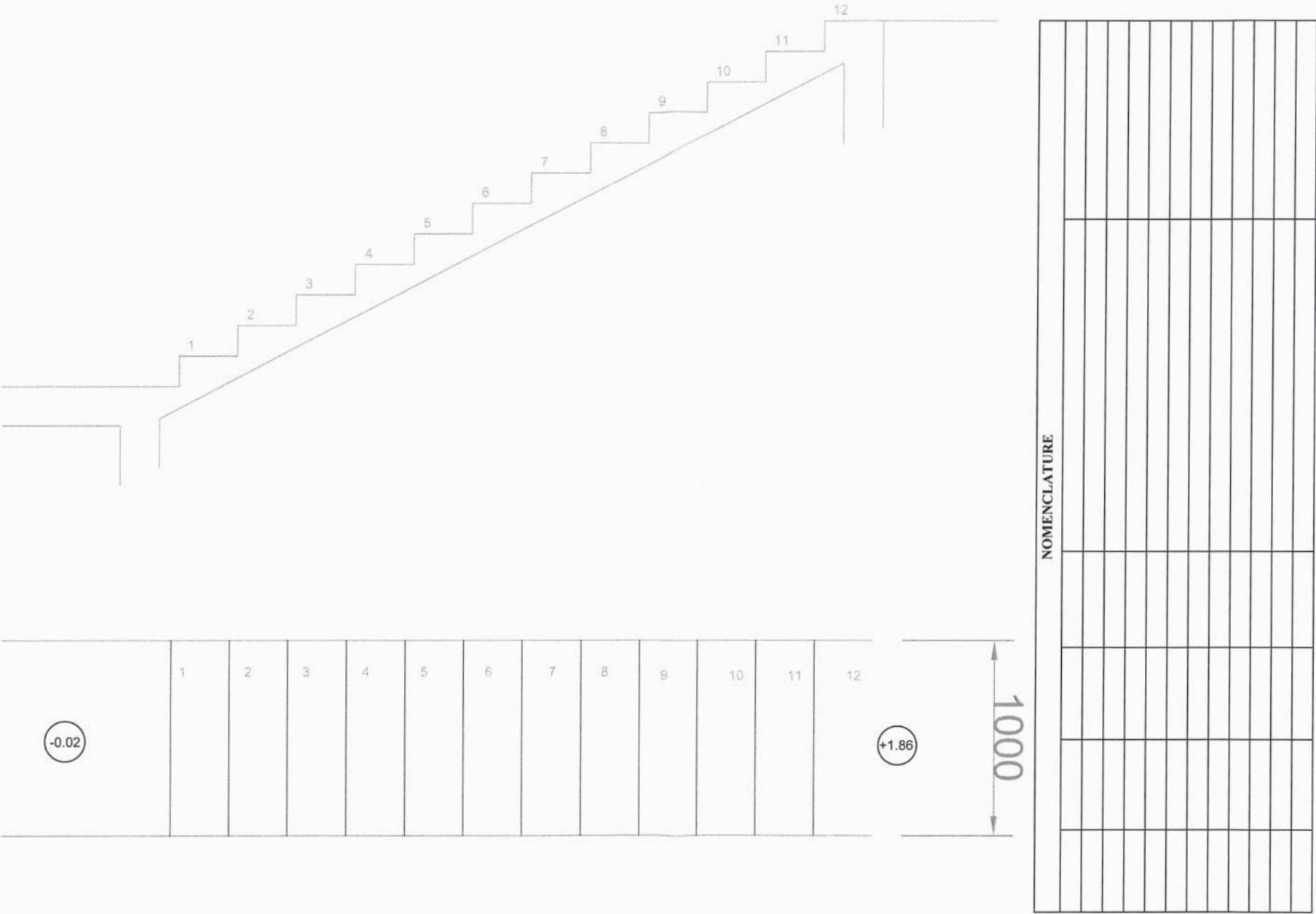
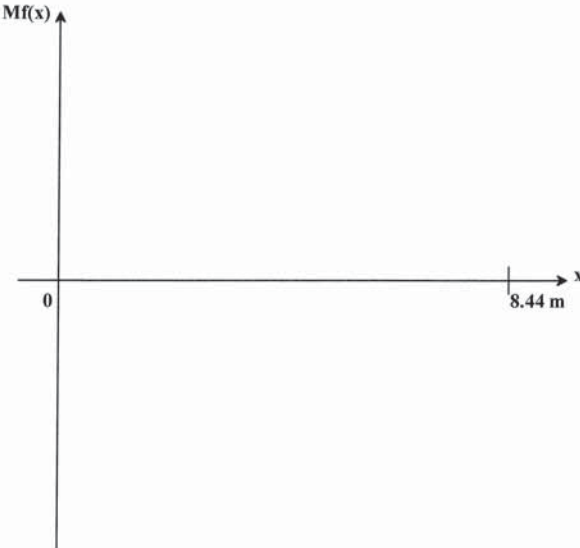
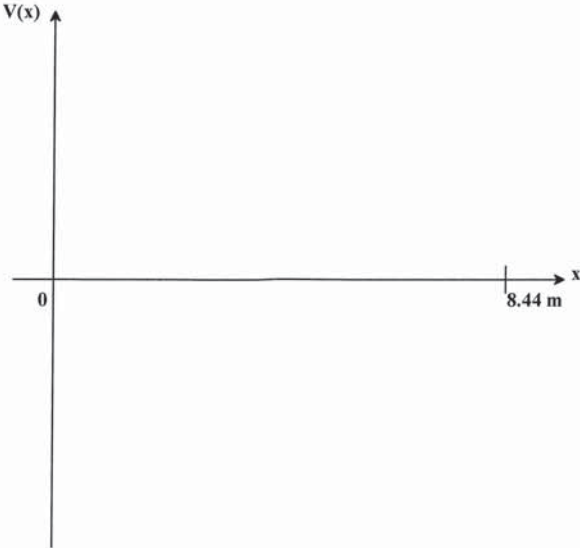
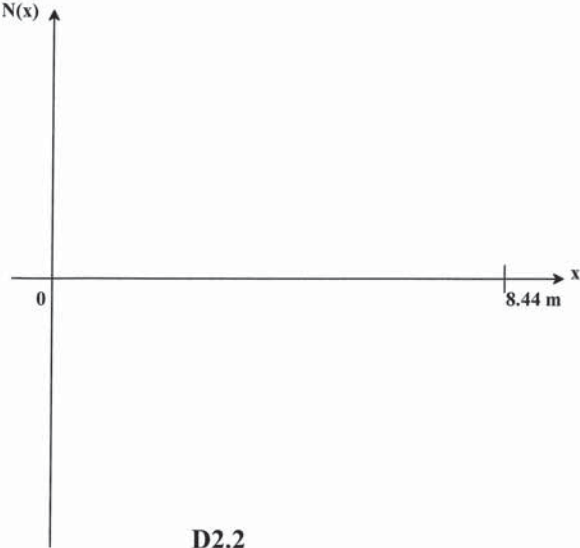
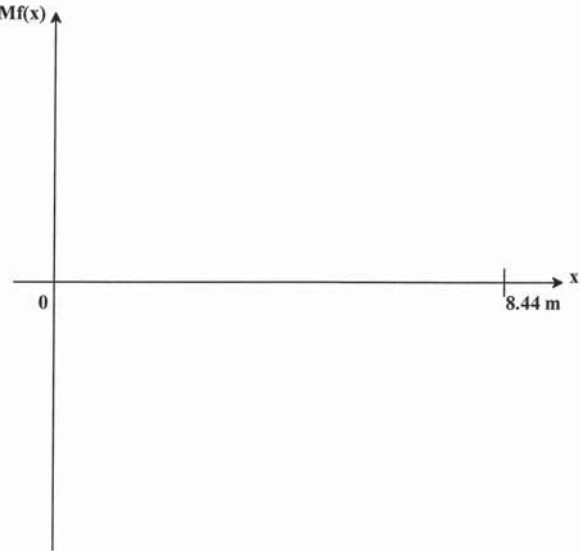
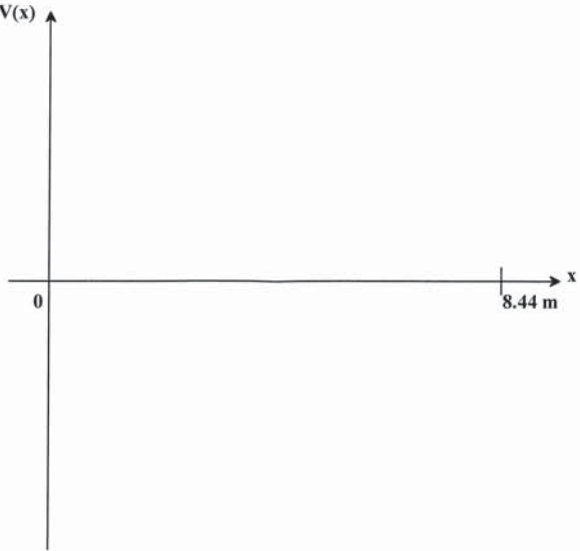
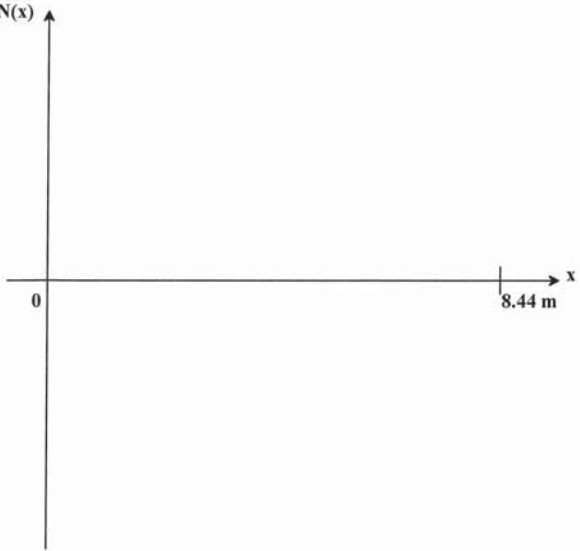


DIAGRAMME DES SOLLICITATIONS DES PANNES ET DU PORTIQUE

D2.1



D2.2



DOSSIER TECHNIQUE

DOCUMENT TECHNIQUE DT1 :

Plan rez-de-chaussée bas - réanimation et stérilisation.

DOCUMENT TECHNIQUE DT2 :

Coupes AA, BB CC et façades.

DOCUMENT TECHNIQUE DT3 :

Carte de neige et valeurs.

DOCUMENT TECHNIQUE DT4 :

Extrait de l'eurocode (poutres).

DOCUMENT TECHNIQUE DT5 :

Extrait de l'eurocode (massif).

DOCUMENT TECHNIQUE DT6 :

Laboratoire escaliers extérieurs.

DOCUMENT TECHNIQUE DT7 :

Extrait de l'eurocode (recouvrement, espacement, ancrage).

DOCUMENT TECHNIQUE DT8 :

Bâtiment de stockage – structure métallique

DOCUMENT TECHNIQUE DT9 :

Coupes DD, EE, FF et façades pharmacie, logistique/morgue.

DOCUMENT TECHNIQUE DT10 :

Extrait du CCTP lot structure métallique.

DOCUMENT TECHNIQUE DT11 :

Carte des vents et valeurs.

DOCUMENT TECHNIQUE DT12 :

Tableau des IPE.

DOCUMENT TECHNIQUE DT13 :

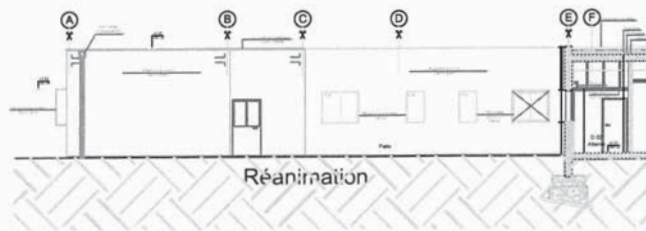
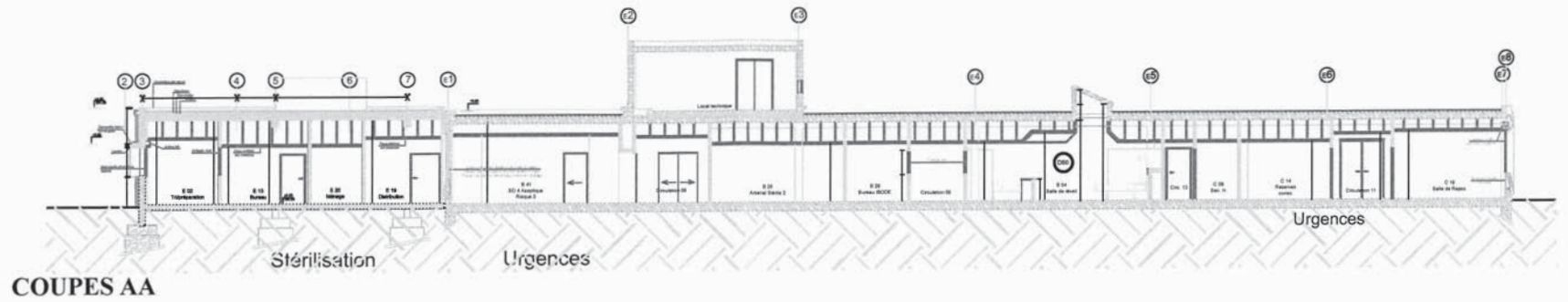
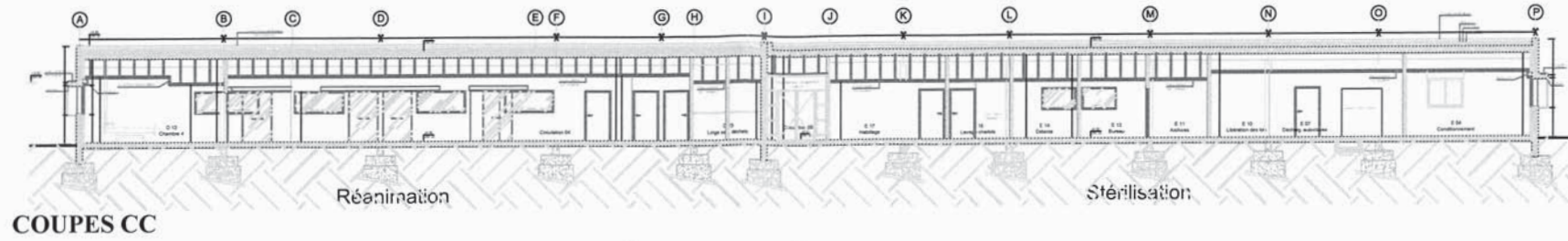
Tableau des sections des aciers.

ECHELLE 1/200

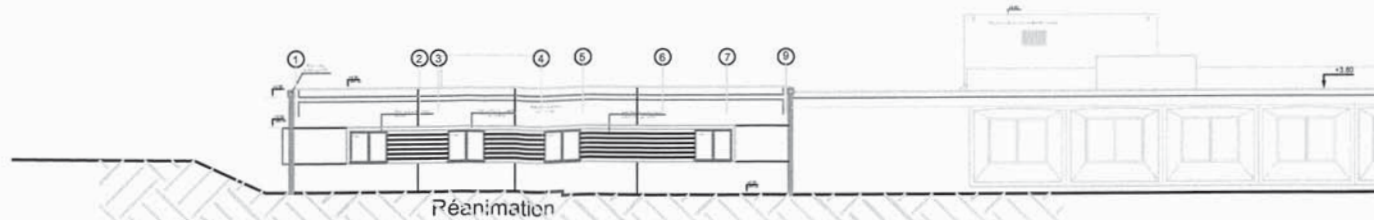


COUPES AA-BB-CC et FACADES REANIMATION - STERILISATION

ECHELLE 1/200



FACADE SUD



CARTE DE NEIGE ET VALEURS

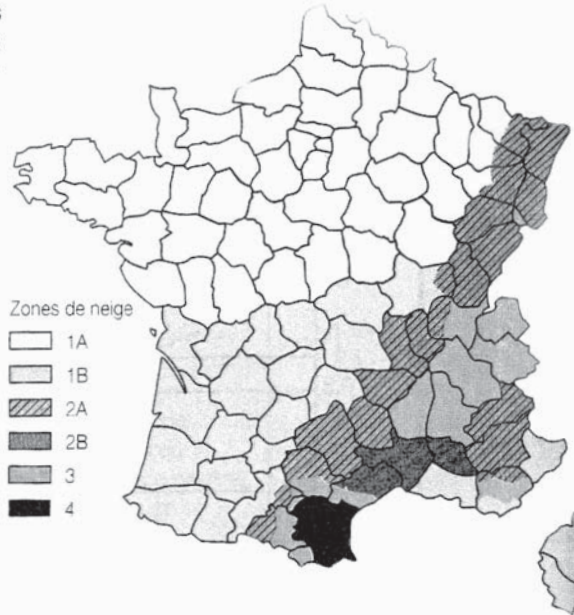
Les règles N84 permettent de déterminer les charges dues à la neige qui s'exercent sur toute surface située au-dessus du sol et notamment sur les toitures. Les règles N84 s'appliquent aux constructions de la France métropolitaine situées à une altitude inférieure à 2 000 m.

La charge de neige sur le sol S_0 est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

La France est divisée en 4 régions : 1, 2, 3 et 4.

Charge de neige	Zone					
	1A	1B	2A	2B	3	4
Sur le sol S_0 (kN/m ²)	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,90
Charge accidentelle S_{0a} (kN/m ²)	–	1,00	1,00	1,35	1,35	1,80

Zones de neige



• Zones dont l'altitude est inférieure à 200 m

Charges accidentelles

Il est introduit une vérification sous charge accidentelle S_a dans certaines zones ou sous-zones conformément aux indications données avec la carte des charges de neige modifiée (ci-contre) qui reprend l'ensemble des indications concernant S_0 et S_{0a} (charges au sol).

La charge accidentelle S_a est obtenue en appliquant les coefficients μ de la même façon qu'à S_0 . Elle est appliquée uniquement pour le « cas de charges » I des règles N 84 sans addition pour l'altitude. La charge S_1 est ajoutée, s'il y a lieu, à l'action accidentelle.

• Zones dont l'altitude est supérieure à 200 m
h en mètres et S_0 en kN/m²

– pour 200 m < h ≤ 500 m.

$$S_0 = S_{0\min} + \left(\frac{0,15 h - 30}{100} \right)$$

– pour 500 m < h ≤ 1 000 m

$$S_0 = S_{0\min} + \left(\frac{0,3 h - 105}{100} \right)$$

– pour 1 000 m < h ≤ 2 000 m

$$S_0 = S_{0\min} + \left(\frac{0,45 h - 255}{100} \right)$$

■ VALEUR DE LA CHARGE S

La charge de neige S , par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de neige, est déterminée par la relation :

$$S = \mu S_0 + S_1$$

μ coefficient nominal fonction de la forme de la toiture

S_0 valeur de la charge de neige sur le sol

S_1 majoration de la charge de neige, égale :

- 0,2 kN/m², lorsque la pente nominale du fil de l'eau de la partie enneigée de toiture (noues par exemple) est inférieure ou égale à 3 % ;
- 0,1 kN/m², lorsque cette pente est comprise entre 3 et 5 %.

■ VALEURS DE μ

• Différents cas de charge

Pour une toiture donnée, on peut considérer :

- 1 cas de charge (IV) correspondant aux déséquilibres de charge pouvant se produire sous l'effet de différents facteurs et phénomènes.
- 3 cas de charge liés à l'effet du vent :
 - cas I : vent faible
 - cas II : vent modéré (à partir de 21,6 km/h)
 - cas III : vent fort (à partir de 72 km/h).

• Valeurs de μ correspondant aux cas de charges I, II et III

Toitures simples à un versant plan	Toitures simples à deux versants plans																				
CAS I Les valeurs de μ sont celles du cas I de la toiture type A.1 CAS II Les valeurs de μ sont celles du cas I de la toiture type A.1 CAS III	CAS I Les valeurs de μ sont celles du cas I de la toiture type A.1 CAS II Les valeurs de μ sont celles du cas I de la toiture type A.1 CAS III																				
Toitures courantes <table> <tr> <td>$0 \leq \beta \leq 30^\circ$</td><td>$\mu_1 = 0,8$</td></tr> <tr> <td>$30^\circ < \beta < 60^\circ$</td><td>$\mu_1 = 0,8 - 0,8 \left(\frac{\beta - 30}{30} \right)$</td></tr> <tr> <td>$\beta \geq 60^\circ$</td><td>$\mu_1 = 0$</td></tr> </table> Toitures avec dispositifs (1) de retenue <table> <tr> <td>$0 \leq \beta \leq 45^\circ$</td><td>$\mu_1 = 0,8$</td></tr> <tr> <td>$45^\circ < \beta < 75^\circ$</td><td>$\mu_1 = 0,8 - 0,8 \left(\frac{\beta - 45}{30} \right)$</td></tr> <tr> <td>$\beta \geq 75^\circ$</td><td>$\mu_1 = 0$</td></tr> </table> (1) Tels que crochets, barres à neige intéressant l'ensemble de la surface et empêchant ou réduisant le glissement de la neige en fonction de la pente. CAS II Sans objet (couvert par le cas I). CAS III Si la toiture est au vent : sans objet ($\mu_1 = 0$). Si la toiture est sous le vent : – si $\beta \leq 15^\circ$: sans objet ($\mu_1 = 0$) – si $\beta > 15^\circ$: les valeurs de μ_1 sont celles du cas I.	$0 \leq \beta \leq 30^\circ$	$\mu_1 = 0,8$	$30^\circ < \beta < 60^\circ$	$\mu_1 = 0,8 - 0,8 \left(\frac{\beta - 30}{30} \right)$	$\beta \geq 60^\circ$	$\mu_1 = 0$	$0 \leq \beta \leq 45^\circ$	$\mu_1 = 0,8$	$45^\circ < \beta < 75^\circ$	$\mu_1 = 0,8 - 0,8 \left(\frac{\beta - 45}{30} \right)$	$\beta \geq 75^\circ$	$\mu_1 = 0$	Toitures courantes <table> <tr> <td>$0 \leq \beta \leq 15^\circ$</td><td>$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$</td></tr> <tr> <td>$15^\circ < \beta \leq 30^\circ$</td><td>$\mu_1 = 0,8 - 0,4 \left(\frac{\beta - 15}{15} \right)$ $\mu_2 = 0,8 - 0,4 \left(\frac{\beta - 15}{15} \right)$</td></tr> <tr> <td>$30^\circ < \beta \leq 60^\circ$</td><td>$\mu_1 = 0,4 - 0,4 \left(\frac{\beta - 30}{30} \right)$ $\mu_2 = 1,2 - 1,2 \left(\frac{\beta - 30}{30} \right)$</td></tr> <tr> <td>$\beta > 60^\circ$</td><td>$\mu_1 = \mu_2 = 0$</td></tr> </table> Avec les limitations suivantes : pour $22,5^\circ < \beta < 35^\circ$ $\mu_2 = 1$	$0 \leq \beta \leq 15^\circ$	$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$	$15^\circ < \beta \leq 30^\circ$	$\mu_1 = 0,8 - 0,4 \left(\frac{\beta - 15}{15} \right)$ $\mu_2 = 0,8 - 0,4 \left(\frac{\beta - 15}{15} \right)$	$30^\circ < \beta \leq 60^\circ$	$\mu_1 = 0,4 - 0,4 \left(\frac{\beta - 30}{30} \right)$ $\mu_2 = 1,2 - 1,2 \left(\frac{\beta - 30}{30} \right)$	$\beta > 60^\circ$	$\mu_1 = \mu_2 = 0$
$0 \leq \beta \leq 30^\circ$	$\mu_1 = 0,8$																				
$30^\circ < \beta < 60^\circ$	$\mu_1 = 0,8 - 0,8 \left(\frac{\beta - 30}{30} \right)$																				
$\beta \geq 60^\circ$	$\mu_1 = 0$																				
$0 \leq \beta \leq 45^\circ$	$\mu_1 = 0,8$																				
$45^\circ < \beta < 75^\circ$	$\mu_1 = 0,8 - 0,8 \left(\frac{\beta - 45}{30} \right)$																				
$\beta \geq 75^\circ$	$\mu_1 = 0$																				
$0 \leq \beta \leq 15^\circ$	$\mu_1 = \mu_2 = 0,8$																				
$15^\circ < \beta \leq 30^\circ$	$\mu_1 = 0,8 - 0,4 \left(\frac{\beta - 15}{15} \right)$ $\mu_2 = 0,8 - 0,4 \left(\frac{\beta - 15}{15} \right)$																				
$30^\circ < \beta \leq 60^\circ$	$\mu_1 = 0,4 - 0,4 \left(\frac{\beta - 30}{30} \right)$ $\mu_2 = 1,2 - 1,2 \left(\frac{\beta - 30}{30} \right)$																				
$\beta > 60^\circ$	$\mu_1 = \mu_2 = 0$																				

• Toitures plus complexes

Pour les cas de toitures plus complexes, se référer au DTU 06-006, règles N84 modifiées 1995.

EXTRAIT DE L'EUROCODE - POUTRES

SECTION 9 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX ÉLÉMENTS ET RÈGLES PARTICULIÈRES

9.1 Généralités

(1) P Les exigences vis-à-vis de la sécurité, de l'aptitude au service et de la durabilité sont satisfaites par application des règles données dans cette Section en plus des règles générales données par ailleurs.

(2) Il convient que les dispositions constructives des éléments soient conformes aux modèles de calcul adoptés.

(3) Des sections minimales d'armatures sont prescrites afin d'empêcher une rupture fragile, de larges fissures et également pour résister à des efforts provenant d'actions gênées.

Note : Les règles données dans cette Section sont principalement applicables aux bâtiments en béton armé.

9.2 Poutres

9.2.1 Armatures longitudinales

9.2.1.1 Sections minimale et maximale d'armatures

(1) Il convient que la section d'armatures longitudinales tendues ne soit pas inférieure à $A_{s,min}$.

Note 1 : Voir également 7.3 pour la section d'armatures longitudinales tendues permettant la maîtrise de la fissuration.

Note 2 : La valeur de $A_{s,min}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est indiquée dans ce qui suit :

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_y} b_z d \quad A_{s,min} \geq 0,0013 b_z d \quad (9.1N)$$

où : b_z désigne la largeur moyenne de la zone tendue ; pour une poutre en T dont la membrure supérieure est comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte dans le calcul de b_z .

f_{ctm} Il convient de déterminer f_{ctm} en fonction de la classe de résistance appropriée, conformément au Tableau 3.1.

Toutefois, pour les éléments secondaires, où un certain risque de rupture fragile peut être accepté, $A_{s,min}$ peut être égal à 1,2 fois la section exigée dans la vérification aux ELU.

(2) Il convient de considérer les sections contenant une quantité d'armatures inférieures à $A_{s,min}$ comme des sections non armées (voir la Section 12).

(3) Il convient que la section des armatures tendues ou comprimées n'excède pas $A_{s,max}$ en dehors des zones de recouvrement.

Note : La valeur de $A_{s,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $A_{s,max} = 0,04 A_c$.

(4) Pour des éléments précontraints avec des armatures non adhérentes de manière permanente ou avec des câbles extérieurs de précontrainte, il convient de vérifier que le moment résistant ultime est supérieur au moment de fissuration en flexion. Un moment résistant de 1,15 fois le moment de fissuration est suffisant.

9.2.1.2 Autres dispositions constructives

(1) Pour une poutre formant une construction monolithique avec ses appuis, il convient de dimensionner la section sur appuis pour un moment fléchissant résultant de l'encastrement parti d'au moins β_2 fois le moment fléchissant maximal en travée, y compris lorsque des appuis simp ont été adoptés dans le calcul.

Note 1 : La valeur de β_2 à utiliser pour les poutres, dans un pays donné, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\beta_2 = 0,15$.

Note 2 : La section minimale d'armatures longitudinales définie en 9.2.1.1 (1) s'applique.

(2) Aux appuis intermédiaires des poutres continues, il convient de répartir la section totale des armatures tendues A_s d'une section transversale en T sur la largeur participante de la membrure supérieure (voir 5.3.2). Une partie de ces armatures peut être concentrée au droit de l'âme (voir Figure 9.1).

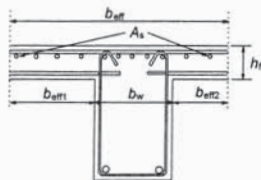


Figure 9.1 : Agencement des armatures tendues dans une section en T

(3) Il convient de maintenir toute armature longitudinale comprimée (de diamètre ϕ) prise en compte dans le calcul de résistance au moyen d'armatures transversales espacées au plus de 15 ϕ .

9.2.1.3 Épure d'arrêt des armatures longitudinales tendues

(1) Il convient, dans toutes les sections, de prévoir un ferrailage suffisant pour résister à l'enveloppe de l'effort de traction agissant, comprenant l'effet des fissures inclinées dans les âmes et les membrures.

(2) Pour des éléments avec des armatures d'effort tranchant, il convient de calculer l'effort de traction supplémentaire ΔF_{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 $a = d$, conformément à 6.2.2 (5). Cette "règle de décalage" peut également être employée pour des éléments comportant un ferrailage d'effort tranchant, où :

$$a = z (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad (\text{symboles définis en 6.2.3}) \quad (9.2)$$

L'effort de traction supplémentaire est illustré sur la Figure 9.2.

(3) La résistance des barres sur leur longueur d'ancrage peut être prise en compte en supposant une variation linéaire de l'effort, voir la Figure 9.2. Par sécurité, la contribution de cette longueur d'ancrage peut être négligée.

(4) Il convient que la longueur d'ancrage d'une barre relevée contribuant à la résistance à l'effort tranchant ne soit pas inférieure à 1,3 l_{ad} dans la zone tendue et à 0,7 l_{ad} dans la zone comprimée. Cette longueur est mesurée à partir du point d'intersection de l'axe de la barre relevée et de celui des armatures longitudinales.

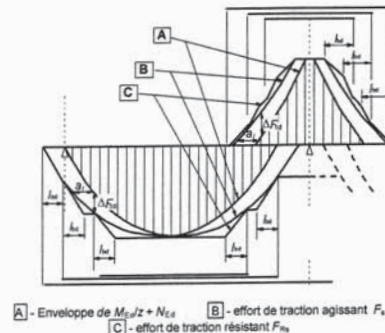


Figure 9.2 : Illustration de l'épure d'arrêt des armatures longitudinales, tenant compte de l'effet des fissures inclinées et de la résistance des armatures dans leur longueur d'ancrage

9.2.1.4 Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité

(1) Il convient, au niveau des appuis, considérés dans le calcul comme faiblement ou pas encastres que l'aire des armatures inférieures soit au moins β_2 fois l'aire des armatures présentes en travée.

Note : La valeur de β_2 à utiliser pour les poutres, dans un pays donné, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\beta_2 = 0,25$.

(2) L'effort de traction à ancrer peut être déterminé conformément à 6.2.3 (7) (éléments avec armatures d'effort tranchant), en incluant l'effet de l'effort normal s il existe, ou en appliquant la règle de décalage :

$$F_R = |V_{Ed}| \cdot a_t / z + N_{Ed} \quad (9.3)$$

où N_{Ed} est l'effort normal agissant, à ajouter ou à soustraire de l'effort de traction, voir 9.2.1.3 (2).

(3) La longueur d'ancrage est l_{ad} conformément à 8.4.4, mesurée à partir de la ligne de contact entre la poutre et l'appui. La pression transversale peut être prise en compte pour un appui direct. Voir la Figure 9.3.

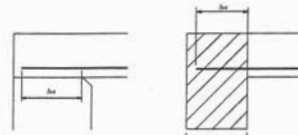


Figure 9.3 : Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis d'extrémité

9.2.1.5 Ancrage des armatures inférieures au niveau des appuis intermédiaires

(1) L'aire de la section des armatures indiquée en 9.2.1.4 (1) s'applique.

(2) Il convient que la longueur d'ancrage ne soit pas inférieure à 10 ϕ dans le cas des barres droites, au diamètre du mandrin dans le cas des crochets et des coudes avec des diamètres de barre au moins égaux à 16 mm, ou à deux fois le diamètre du mandrin dans les autres cas (voir Figure 9.4 a)). Ces valeurs minimales sont normalement valables mais une analyse plus fine peut être effectuée, conformément à 6.6.

(3) Il convient de spécifier, dans des documents du contrat, les armatures exigées pour résister à des moments positifs éventuels (par exemple : tassement de l'appui, explosion, etc.). Il convient que ces armatures soient continues, ce qui peut être réalisé au moyen de recouvrements (voir Figure 9.4 b) ou c)).

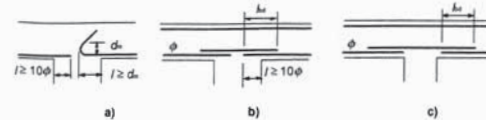


Figure 9.4 : Ancrage au niveau des appuis intermédiaires

9.2.2 Armatures d'effort tranchant

(1) Il convient que les armatures d'effort tranchant forment un angle α compris entre 45° et 90° avec l'axe longitudinal de l'élément structural.

(2) Les armatures d'effort tranchant peuvent être composées d'une combinaison de :
- cadres, étriers ou épingles entourant les armatures longitudinales tendues et la zone comprimée (voir Figure 9.5) ;
- barres relevées ;
- cadres ouverts, échelles, épingles, etc., façonnés sans entourer les armatures longitudinales mais correctement ancrés dans les zones comprimées et tendues.

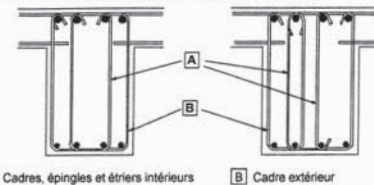


Figure 9.5 : Exemples d'armatures d'effort tranchant

(3) Il convient que les cadres, étriers et épingles soient efficacement ancrés. Un recouvrement sur le brin vertical situé près de la surface de l'âme est autorisé sous réserve que le cadre ne participe pas à la résistance à la torsion.

(4) Il convient qu'au moins β_2 des armatures d'effort tranchant nécessaires soient sous forme de cadres, étriers ou épingles.

Note : La valeur de β_2 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\beta_2 = 0,5$.

(5) Le taux d'armatures d'effort tranchant est donné par l'Expression (9.4) :

$$\rho_r = A_{wr} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (9.4)$$

où :

ρ_r est le taux d'armatures d'effort tranchant
 ρ_r ne devrait pas être inférieur à $\rho_{r,min}$
 A_{wr} est l'aire de la section des armatures d'effort tranchant régnant sur la longueur s
 s est l'espacement des armatures d'effort tranchant, mesuré le long de l'axe longitudinal de l'élément
 b_w est la largeur de l'âme de l'élément
 α est l'angle entre les armatures d'effort tranchant et l'axe longitudinal (voir 9.2.2 (1)).

Note : La valeur de $\rho_{r,min}$ à utiliser pour des poutres, dans un pays donné, peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'Expression (9.5N) :

$$\rho_{r,min} = (0,08 \sqrt{f_{cd}}) / f_{yk} \quad (9.5N)$$

(6) Il convient que l'espacement longitudinal maximal entre les cours d'armatures d'effort tranchant ne soit pas supérieur à $s_{r,max}$.

Note : La valeur de $s_{r,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'Expression (9.6N) :

$$s_{r,max} = 0,75d (1 + \cot \alpha) \quad (9.6N)$$

où α est l'inclinaison des armatures d'effort tranchant par rapport à l'axe longitudinal de la poutre.

(7) Il convient que l'espacement longitudinal maximal entre les barres relevées ne soit pas supérieur à $s_{r,max}$.

Note : La valeur de $s_{r,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'Expression (9.7N) :

$$s_{r,max} = 0,6 d (1 + \cot \alpha) \quad (9.7N)$$

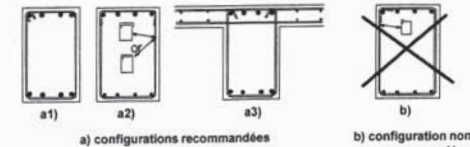
(8) Il convient que l'espacement transversal des brins verticaux dans une série de cadres, étriers ou épingles d'effort tranchant ne soit pas supérieur à $s_{r,max}$.

Note : La valeur de $s_{r,max}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est donnée par l'Expression (9.8N) :

$$s_{r,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (9.8N)$$

9.2.3 Armatures de torsion

(1) Il convient que les cadres de torsion soient fermés et soient ancrés au moyen de recouvrements ou de crochets (voir Figure 9.6) et qu'ils soient perpendiculaires à l'axe de l'élément structural.



a) configurations recommandées

b) configuration non recommandée

Note : Il convient que dans la deuxième variante (croquis du bas) de a2) le cadre ait une longueur de recouvrement complète le long de l'extrados.

Figure 9.6 : Exemples de configurations pour des cadres de torsion

(2) Les recommandations de 9.2.2 (5) et (6) sont généralement suffisantes pour la définition de la quantité minimale de cadres de torsion.

(3) Il convient que l'espacement longitudinal des cadres de torsion ne soit pas supérieur à $u/8$ (voir 6.3.2, Figure 6.11, pour la notation), ou à la limite du 9.2.2 (6), ou encore à la plus petite dimension de la section transversale de la poutre.

(4) Il convient de disposer les barres longitudinales de sorte qu'il y ait au moins une barre à chaque angle, les autres étant distribuées uniformément le long du périmètre intérieur des cadres, avec un espacement n'excédant pas 350 mm.

9.2.4 Armatures de peau

(1) Il peut être nécessaire de prévoir des armatures de peau, soit pour maîtriser la fissuration soit pour assurer une résistance adaptée à l'éclatement de l'enrobage.

Note : Des règles de dispositions constructives pour les armatures de peau sont données en Annexe informative J.

9.2.5 Appuis indirects

(1) Lorsqu'une poutre est portée par une autre poutre, au lieu d'un voile ou d'un poteau, il convient que les armatures soient conçues pour résister aux réactions mutuelles. Ces armatures viennent en complément de celles exigées pour d'autres raisons. Cette règle s'applique également à une dalle qui n'est pas appuyée en partie supérieure d'une poutre.

EXTRAIT DE L'EUROCODE - MASSIF

9.6.3 Armatures horizontales

- (1) Il convient de prévoir des armatures horizontales parallèles aux parements du voile (et aux bords libres) sur chaque face. Il convient que l'aire de la section de ces armatures ne soit pas inférieure à $A_{s, \text{min}}$.

Note : La valeur de $A_{s, \text{min}}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est 25% des armatures verticales ou $0,001 A_c$, si cette valeur est supérieure.

- (2) Il convient de limiter à 400 mm l'espacement entre deux barres horizontales adjacentes.

9.6.4 Armatures transversales

- (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.

- (2) Lorsque les armatures principales sont celles des lits situés le plus près des parements du voile, il convient également de prévoir au moins 4 armatures transversales en forme de cadre ou d'étrier par m² de surface de voile.

Note : Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales lorsque des treillis soudés et des barres de diamètre $\phi \leq 16$ mm sont employés avec un enrobage de béton supérieur à 20 mm.

9.7 Poutres-cloisons

- (1) Il convient normalement de ferriller les poutres-cloisons (pour la définition voir 5.3.1 (3)) avec des treillis d'armatures perpendiculaires situés près de chaque face, avec un minimum de $A_{s, \text{clmin}}$.

Note : La valeur de $A_{s, \text{clmin}}$ à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est 0,1% avec un minimum de 150 mm²/m sur chaque face et dans chaque direction.

- (2) Il convient de limiter la distance entre deux barres adjacentes de la maille à deux fois l'épaisseur de la poutre-cloison ou à 300 mm si cette valeur est inférieure.

- (3) Il convient, pour l'équilibre dans le noeud (voir 6.5.4), d'ancrer les armatures correspondant aux tirants considérés dans le modèle de calcul soit en plantant les barres, soit en employant des retours en U, soit encore au moyen de dispositifs d'ancrage, à moins qu'une longueur suffisante soit disponible entre le noeud et l'extrémité de la poutre, laissant une longueur d'ancrage de $l_{a,d}$.

9.8 Fondations

9.8.1 Semelles en tête de pieu

- (1) Il convient que la distance du bord externe du pieu au bord de la semelle soit telle que les efforts de liaison dans la semelle puissent être correctement ancrés. Il convient de prendre en considération l'écart de position prévue des pieux sur le charlier.

- (2) Il convient de calculer les armatures dans une semelle en tête de pieux en employant la méthode adéquate - méthode des bielles et tirants ou méthode par flexion.

- (3) Il convient de concentrer les armatures principales de traction résistant aux effets des actions dans les zones tendues situées entre les pieux. Il convient de prévoir un diamètre minimal de barres ϕ_{min} . Si l'aire de la section de ces armatures est au moins égale au ferrillage minimal requis, on peut omettre les barres réparties uniformément le long de la surface inférieure de l'élément. En outre, les côtés et la face supérieure de l'élément peuvent être non armés si aucun risque de développement de contraintes de traction n'existe dans ces parties de l'élément.

Note : La valeur de ϕ_{min} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\phi_{\text{min}} = 8$ mm.

- (4) Des barres transversales soudées peuvent être employées pour l'ancrage des armatures tendues. Dans ce cas, la barre transversale peut être considérée comme faisant partie des armatures transversales de la zone d'ancrage de la barre considérée.

- (5) On peut considérer que la compression provoquée par la réaction d'appui du pieu se diffuse avec un angle de 45 degrés à partir du bord de celui-ci (voir Figure 9.11). Cette compression peut être prise en compte dans le calcul de la longueur d'ancrage.

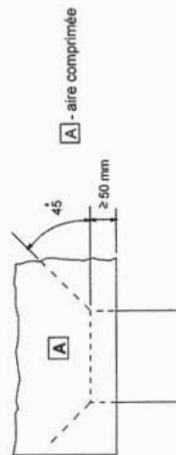


Figure 9.11 : Aire comprimée augmentant la résistance à l'entraînement des armatures

9.8.2 Semelles de fondation de poteaux ou de voiles

9.8.2.1 Généralités

- (1) Il convient d'ancrer les armatures principales conformément aux stipulations de 8.4 et de 8.5 et de respecter un diamètre minimal d'armatures ϕ_{min} . Dans les semelles, on peut utiliser le modèle de conception décrit en 9.8.2.2.

Note : La valeur de ϕ_{min} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\phi_{\text{min}} = 8$ mm.

- (2) Les armatures principales des semelles circulaires peuvent être orthogonales et concentrées au milieu de la semelle sur une largeur de $50\% \pm 10\%$ du diamètre de celle-ci, voir la Figure 9.12. Dans ce cas, il convient de considérer, dans le calcul, les parties non armées de l'élément comme du béton non armé.

- (3) Lorsque les effets des actions causent une traction sur l'extrados de la semelle, il convient de vérifier les contraintes de traction résultantes et de ferriller en conséquence.

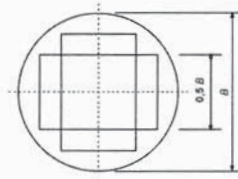


Figure 9.12 : Armatures orthogonales dans une semelle circulaire

9.8.2.2 Ancrage des barres

- (1) L'effort de traction dans les armatures est déterminé à partir des conditions d'équilibre, en tenant compte de l'effet des fissures inclinées, voir Figure 9.13. Il convient que l'effort de traction F_s trouvé à l'abscisse x soit ancré dans le béton avant cette même distance x prise à partir du bord de la semelle.

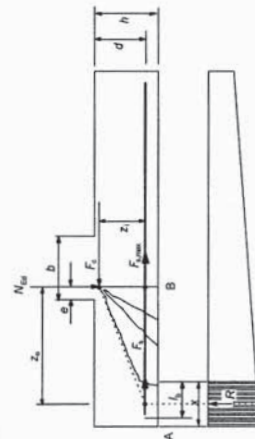


Figure 9.13 : Modèle pour l'effort de traction vis-à-vis des fissures inclinées

- (2) L'effort de traction à ancrer est donné par :

$$F_s = R_s \cdot z_1 / z_2 \quad (9.13)$$

où :

R_s est la résultante de la pression du sol sur la distance x

z_s est le bras de levier des forces externes, c.-à-d. la distance entre R et l'effort vertical N_{ed}

N_{ed} est l'effort vertical correspondant à la pression totale du sol entre les sections A et B

z_1 est le bras de levier des forces internes, c.-à-d. la distance entre les armatures et l'effort horizontal F_c

F_c est l'effort de compression correspondant à l'effort de traction maximal $F_{s, \text{max}}$

- (3) Les bras de levier z_s et z_1 peuvent être déterminés vis-à-vis des zones comprimées nécessaires pour équilibrer, respectivement, N_{ed} et F_c . Comme simplification, z_s peut être déterminé en supposant que $e = 0,15b$, voir Figure 9.13, et z_1 peut être pris égal à $0,9d$.

- (4) La longueur d'ancrage disponible pour les barres droites est notée l_a sur la Figure 9.13. Si cette longueur n'est pas suffisante pour ancrer F_s , les barres peuvent être soit repliées vers le haut pour augmenter la longueur disponible, soit équipées de dispositifs d'ancrage d'extrémité.

- (5) Pour les barres droites sans dispositif d'ancrage d'extrémité, la valeur minimale de x est déterminante. Comme simplification, on peut adopter $x_{\text{min}} = h/2$. Pour d'autres types d'ancrage, des valeurs plus élevées de x peuvent être plus déterminantes.

9.8.3 Longrines de redressement

- (1) Des longrines de redressement peuvent être employées pour équilibrer l'excentricité du chargement des fondations. Il convient de calculer les poutres pour qu'elles résistent aux moments de flexion et efforts tranchants résultants. Il convient de prévoir un diamètre minimal de barre ϕ_{min} pour les armatures de flexion.

Note : La valeur de ϕ_{min} à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $\phi_{\text{min}} = 8$ mm.

- (2) Il convient également de calculer les longrines de redressement pour une charge minimale descendante q_1 si les engins de compactage peuvent solliciter les longrines.

Note : La valeur de q_1 à utiliser dans un pays donné peut être fournie par son Annexe Nationale. La valeur recommandée est $q_1 = 10$ kN/m.

9.8.4 Semelles de poteaux fondées au rocher

- (1) Il convient de prévoir des armatures transversales adéquates pour résister aux efforts d'éclatement dans la semelle lorsque la pression du sol aux états-limites ultimes est supérieure à q_2 . Ces armatures peuvent être distribuées uniformément sur la hauteur h dans la direction de l'effort d'éclatement (voir Figure 9.14). Il convient de respecter un diamètre minimal ϕ_{min} .

Note : Les valeurs de q_2 et de ϕ_{min} à utiliser dans un pays donné peuvent être fournies par son Annexe Nationale. Les valeurs recommandées sont $q_2 = 5$ MPa et $\phi_{\text{min}} = 8$ mm.

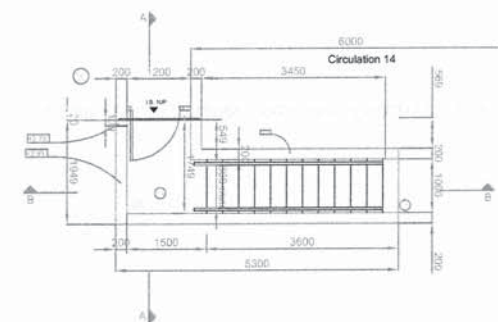
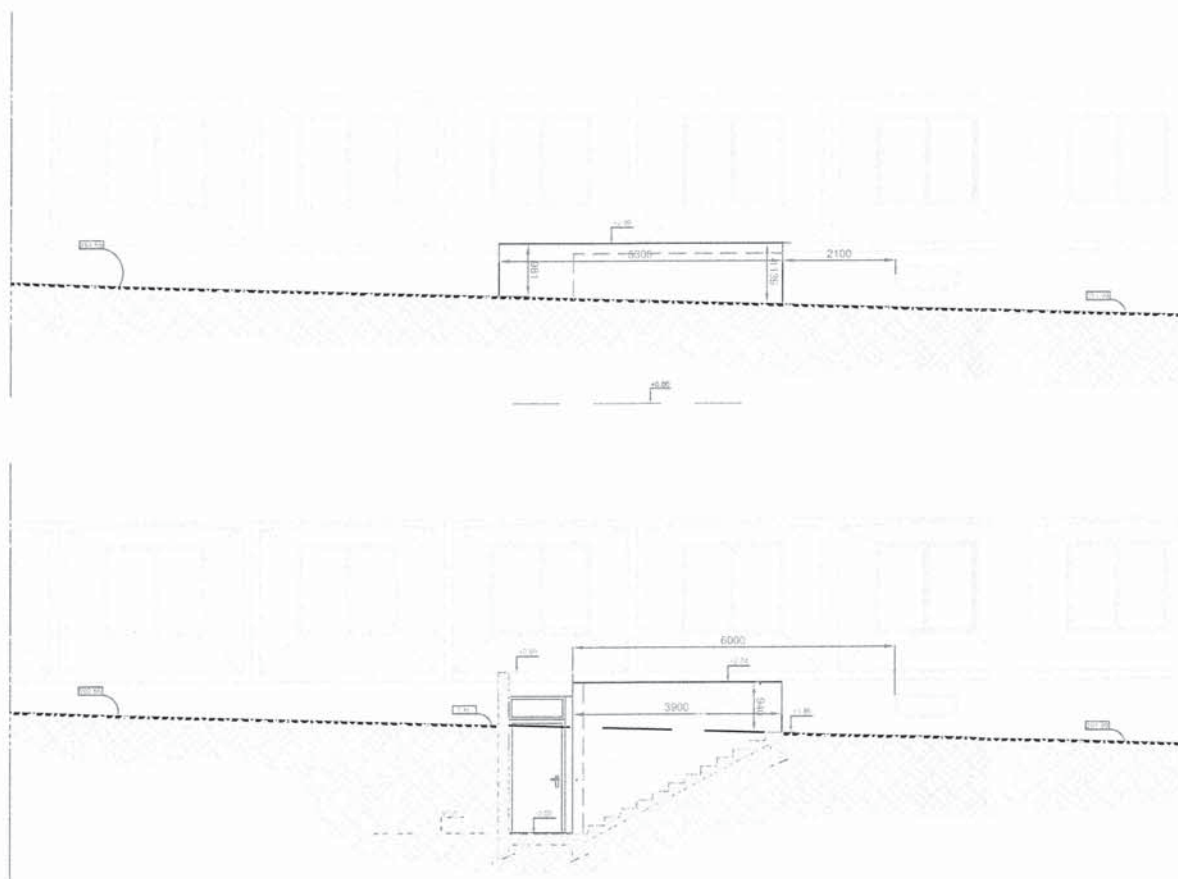
- (2) L'effort d'éclatement F_s peut être calculé comme suit (voir Figure 9.14) :

$$F_s = 0,25 (1 - c/h) N_{ed,s} \quad (9.14)$$

où h est la plus petite des valeurs b et H .

LABORATOIRE ESCALIER EXTERIEUR

ECHELLE 1/100



EXTRAIT DE L'EUROCODE – RECOUVREMENT/ESPACEMENT/ANCRAGE

8.4 Ancrage des armatures longitudinales

8.4.1 Généralité

- (1)^{1P} Les barres, fils ou treillis soudés doivent être ancrés de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.
- (2) Différents modes d'ancrage sont illustrés par la Figure 8.1 (voir aussi 8.5 (3)).

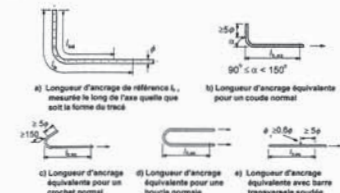


Figure 8.1 : Méthodes d'ancrage des barres

- (3) Les crochets et les crochets ne contribuent pas aux ancrages des barres comprimées.
- (4) Il convient d'éviter la rupture du béton à l'intérieur d'ancrages en respectant 8.3 (3).
- (5) Lorsque des dispositifs mécaniques sont utilisés, il convient que les exigences d'essai soient conformes à la norme de Product conformity as to Agrément Technique Européen.
- (6) Pour la transmission des forces de précontrainte, on se reportera à 8.10.

8.4.2 Contrainte ultime d'adhérence

- (1)^{1P} La contrainte ultime d'adhérence doit être suffisante pour éviter la rupture d'adhérence.
- (2) Pour les armatures à haute adhérence, la valeur de calcul de la contrainte ultime d'adhérence f_{ad} peut être prise égale à :
- $$f_{ad} = 0,25 \cdot \sigma_s \cdot \sigma_{yk} \quad (8.2)$$

- où :
- f_{ad} est la résistance de calcul en traction du béton, telle qu'indiquée en 3.18 (2)^{1P}. Compte de la fragilité croissante des bétons à haute résistance, il convient de limiter f_{ad} à la valeur correspondant à la classe C50/60, à moins que l'on puisse vérifier que la capacité d'adhérence mesurée augmente au-delà de cette limite.
 - σ_s est un coefficient de la contrainte d'adhérence et la position de la barre au cours du bétonnage (voir Figure 8.2).
 - σ_{yk} est la contrainte d'adhérence soit "normale" et $\sigma_{yk} = 0,7$ dans tous les autres cas et pour les barres dans les éléments structuraux réalisés au moyen de coffrages plans, à moins que l'on puisse démontrer que les conditions d'adhérence sont "bonnes".
 - est la valeur de la barre $\sigma_{yk} = 1,0$ pour $\rho \leq 32$ mm $\sigma_{yk} = 1,15$ pour $\rho > 32$ mm

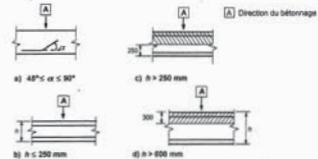


Figure 8.2 : Illustration des conditions d'adhérence

8.4.3 Longueur d'ancrage de référence

- (1)^{1P} Le calcul de la longueur d'ancrage requise doit tenir compte du type d'acier et des propriétés d'adhérence des armatures.
- (2) En admettant une contrainte d'adhérence constante égale à f_{ad} , la longueur d'ancrage de référence l_{ank} nécessaire pour ancrer l'effort F_{sd} qui agit dans une barre droite est :
- $$l_{ank} = F_{sd} / (A_s \cdot f_{ad}) \quad (8.3)$$
- où :
- F_{sd} est la contrainte de calcul de la barre dans la section à partir de laquelle on mesure l'ancrage.
 - Des valeurs de l_{ank} sont données en 8.4.2.

- (3) Dans le cas des barres pliées, il convient de mesurer la longueur d'ancrage de référence l_{ank} et la longueur de calcul l_{calc} le long de la barre (voir Figure 8.1a).
- (4) Lorsque les treillis soudés sont constitués de fils ou barres soudés, il convient de remplacer le diamètre ϕ (en 8.3) par le diamètre ϕ_{eq} à ϕ_{eq} .

8.4.4 Longueur d'ancrage de calcul

- (1) La longueur d'ancrage de calcul l_{calc} est :
- $$l_{calc} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{ank} \quad (8.4)$$
- où :
- α_1 est le coefficient de la forme des barres, l'arrangement étant supposé correct (voir Figure 8.1).
 - α_2 est le coefficient de la forme des barres, l'arrangement étant supposé correct (voir Figure 8.1).
 - α_3 est le coefficient de la forme des barres, l'arrangement étant supposé correct (voir Figure 8.1).
 - α_4 est le coefficient de la forme des barres, l'arrangement étant supposé correct (voir Figure 8.1).
 - α_5 est le coefficient de la forme des barres, l'arrangement étant supposé correct (voir Figure 8.1).

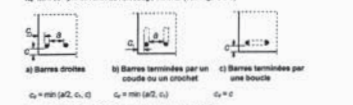


Figure 8.3 : Valeurs de alpha pour les poutres et les dalles

- (2) Le produit vérifie :
- $$\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \geq 0,7 \quad (8.5)$$
- où :
- α_1 est le coefficient de la forme des barres, l'arrangement étant supposé correct (voir Figure 8.1).
 - α_2 est le coefficient de la forme des barres, l'arrangement étant supposé correct (voir Figure 8.1).
 - α_3 est le coefficient de la forme des barres, l'arrangement étant supposé correct (voir Figure 8.1).
 - α_4 est le coefficient de la forme des barres, l'arrangement étant supposé correct (voir Figure 8.1).
 - α_5 est le coefficient de la forme des barres, l'arrangement étant supposé correct (voir Figure 8.1).

- où :
- l_{ank} est la longueur d'ancrage minimale en l'absence de toute autre limitation.
 - $l_{ank} = \max(3l_{sd}, 10\phi, 100 \text{ mm})$
 - $l_{ank} = \max(3l_{sd}, 10\phi, 100 \text{ mm})$

- (2) Une simplification à 8.4.4 (1) consiste à considérer que l'ancrage de barres tendues selon les formes de la Figure 8.1 peut être assuré moyennant la prise en compte d'un facteur d'ancrage équivalent α_1 définies sur chaque barre, qui peut être prise égale à :
- $\alpha_1 = 1,0$ pour les formes des Figures 8.1a à 8.1c (voir Tableau 8.2 pour les valeurs de α_1).
 - $\alpha_1 = 0,7$ pour les formes de la Figure 8.1d (voir Tableau 8.2 pour les valeurs de α_1).

ou, et si sont définies en (1) et dans la Figure 8.2

l_{calc} est calculé au moyen de l'Expression (8.3)

Facteur d'influence	Type d'ancrage	Armatures de béton armé	
		Barres	Treillis soudés
Forme des barres	Droit	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Barres pliées	$\alpha_1 = 0,7$ si $\phi_{eq} \leq 10$ mm $\alpha_1 = 1,0$ si $\phi_{eq} > 10$ mm	$\alpha_1 = 1,0$
Enrobage	Droit	$\alpha_2 = 1,0$ si $\phi_{eq} \leq 10$ mm $\alpha_2 = 0,7$ si $\phi_{eq} > 10$ mm	$\alpha_2 = 1,0$
	Barres pliées	$\alpha_2 = 1,0$ si $\phi_{eq} \leq 10$ mm $\alpha_2 = 0,7$ si $\phi_{eq} > 10$ mm	$\alpha_2 = 1,0$
Contraintes par des armatures transversales	Tout type	$\alpha_3 = 1,0$ si $\rho \leq 32$ mm $\alpha_3 = 1,15$ si $\rho > 32$ mm	$\alpha_3 = 1,0$
	Tout type	$\alpha_3 = 1,0$ si $\rho \leq 32$ mm $\alpha_3 = 1,15$ si $\rho > 32$ mm	$\alpha_3 = 1,0$
Contraintes par des armatures transversales	Tout type	$\alpha_4 = 1,0$ si $\rho \leq 32$ mm $\alpha_4 = 1,15$ si $\rho > 32$ mm	$\alpha_4 = 1,0$
	Tout type	$\alpha_4 = 1,0$ si $\rho \leq 32$ mm $\alpha_4 = 1,15$ si $\rho > 32$ mm	$\alpha_4 = 1,0$

- (3) Si deux barres de même diamètre sont soudées chacune sur un côté de la barre à ancrer, la résistance à l'entraînement donnée en 8.5 (2) peut être utilisée sous réserve que l'arrangement de la barre extérieure soit conforme aux exigences de la Section 4.
- (4) Si deux barres de même diamètre sont soudées chacune sur un côté de la barre à ancrer, la résistance à l'entraînement donnée en 8.5 (2) peut être utilisée sous réserve que l'arrangement de la barre extérieure soit conforme aux exigences de la Section 4.
- (5) Pour les barres de diamètre nominal inférieur ou égal à 12 mm, la résistance à l'entraînement d'une barre transversale soudée dépend essentiellement de la résistance de calcul de l'assemblage soudé. Elle peut être calculée comme suit :
- $$F_{sd} = F_{Rk} \leq 16 A_s f_{yk} / \phi \quad (8.6)$$
- où :
- F_{sd} est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la soudure (donnée comme A_s multipliée par le coefficient) (voir exemples 8.7.4, 8.7.5, 8.7.6 et 8.7.7 dans la section 8.7.4 de la barre soudeuse de calcul).
 - F_{Rk} est la résistance caractéristique de la barre transversale, $F_{Rk} = 1,15 \cdot A_s \cdot f_{yk}$.
 - A_s est la section de la barre transversale, mesurée à l'encastrement de la barre à ancrer.
 - f_{yk} est la limite élastique de la barre transversale, $f_{yk} = 0,7 \cdot f_{yk} + 0,3 \cdot f_{yk}$.
 - ϕ est le coefficient de la position dans la section perpendiculairement aux deux barres (voir exemple, donnée en compression).
 - ϕ est la fonction : $\phi = 0,75 + 0,25 \cdot \phi$.
 - ϕ est la fonction qui tient compte de la géométrie : $\phi = 2 \cdot \phi / (1 + \phi)$.
 - ϕ est l'arrangement perpendiculairement aux deux barres.

Figure 8.4 : Valeurs de alpha pour les poutres et les dalles

8.5 Ancrage des armatures d'effort tranchant et des armatures transversales

- (1) Il convient normalement de réaliser l'ancrage des armatures d'effort tranchant et des armatures transversales au moyen de crochets ou de crochets, ou à l'aide d'armatures transversales soudées, en prévoyant une barre à l'intérieur du crochet ou du crochets.
- (2) Il convient que l'ancrage soit conforme à la Figure 8.5. Par ailleurs, il convient de réaliser le soudage conformément à l'EN ISO 17890, les soudures présentant une résistance conforme à 8.5 (2).

Note : Pour la définition des angles de sautoire voir Figure 8.1

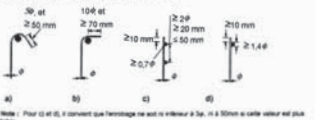


Figure 8.5 : Ancrage des armatures transversales

8.6 Ancrage au moyen de barres soudées

- (1) Outre les ancrages indiqués en 8.4 et 8.5, on peut réaliser un ancrage au moyen de barres transversales soudées (voir Figure 8.6) s'appuyant sur le béton. Il convient de démontrer que la qualité des assemblages soudés est correcte.
- (2) La résistance à l'entraînement d'une barre transversale (de diamètre compris entre 14 mm et 32 mm) soudée du côté inférieur de la barre principale, val F_{sd} , peut être prise égale à :
- $$F_{sd} = F_{Rk} \leq 16 A_s f_{yk} / \phi \quad (8.7)$$
- où :
- F_{sd} est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la soudure (donnée comme A_s multipliée par le coefficient) (voir exemples 8.7.4, 8.7.5, 8.7.6 et 8.7.7 dans la section 8.7.4 de la barre soudeuse de calcul).
 - F_{Rk} est la résistance caractéristique de la barre transversale, $F_{Rk} = 1,15 \cdot A_s \cdot f_{yk}$.
 - A_s est la section de la barre transversale, mesurée à l'encastrement de la barre à ancrer.
 - f_{yk} est la limite élastique de la barre transversale, $f_{yk} = 0,7 \cdot f_{yk} + 0,3 \cdot f_{yk}$.
 - ϕ est le coefficient de la position dans la section perpendiculairement aux deux barres (voir exemple, donnée en compression).
 - ϕ est la fonction : $\phi = 0,75 + 0,25 \cdot \phi$.
 - ϕ est la fonction qui tient compte de la géométrie : $\phi = 2 \cdot \phi / (1 + \phi)$.
 - ϕ est l'arrangement perpendiculairement aux deux barres.

Figure 8.6 : Barre transversale soudée servant à l'ancrage

8.7 Recouvrements

- (1)^{1P} Les recouvrements des barres doivent être tels que :
- la transmission des efforts d'un barreau à l'autre soit assurée ;
 - il ne se produise pas d'écartement du béton au voisinage des jonctions ;
 - il n'apparaisse pas de fissures qui affecteraient le comportement de la structure.

- (2) Il convient normalement :
- de décaler les recouvrements et de ne pas les disposer dans des zones fortement sollicitées (voir exemples, par exemple) ;
 - de respecter les recouvrements de manière symétrique quelle que soit la section.
- (3) Il convient de respecter les dispositions des barres de la Figure 8.7 :
- il convient de limiter à 4 ϕ ou à 50 mm la distance libre entre barres comportant un recouvrement ; cette condition n'est pas satisfaisable, il convient d'augmenter la longueur de recouvrement d'une valeur égale à la distance libre entre les barres ;
 - il convient d'espacer longitudinalement les recouvrements voisins d'au moins 0,3 fois la longueur du recouvrement l_{ov} ;
 - dans le cas de recouvrements voisins, il convient de respecter une distance libre minimale de 2 ϕ ou 20 mm entre barres adjacentes.

- (4) Lorsque les dispositions sont conformes à (3) ci-dessus, la proportion de barres tendues et comportant un recouvrement peut être de 100 % si les barres sont soudées dans un même lit. Si les barres sont disposées en plusieurs lits, la proportion de barres de recouvrement doit être de 50 %.
- Toutes les barres comprimées et les armatures secondaires (de répartition) peuvent comporter un recouvrement dans une même section.

- (5) Lorsque les dispositions sont conformes à (3) ci-dessus, la proportion de barres tendues et comportant un recouvrement peut être de 100 % si les barres sont soudées dans un même lit. Si les barres sont disposées en plusieurs lits, la proportion de barres de recouvrement doit être de 50 %.
- Toutes les barres comprimées et les armatures secondaires (de répartition) peuvent comporter un recouvrement dans une même section.

Figure 8.7 : Recouvrements voisins

8.7.3 Longueur de recouvrement

- (1) La longueur de recouvrement de calcul doit être :
- $$l_{ov} = \max(3l_{sd}, 10\phi, 100 \text{ mm}) \quad (8.10)$$
- où :
- l_{sd} est la longueur de développement de la barre soudeuse de calcul.
 - l_{ov} est calculé au moyen de l'Expression (8.3).
- (2) Les valeurs de α_1 , α_2 , α_3 , α_4 et α_5 peuvent être prises dans le Tableau 8.2 ; il convient toutefois, pour le calcul de l_{ov} , de prendre $F_{sd} = 1,0 A_s f_{yk}$ avec A_s est la section d'une barre soudeuse de calcul.
- (3) Il convient de limiter à 4 ϕ ou à 50 mm la distance libre entre barres comportant un recouvrement ; cette condition n'est pas satisfaisable, il convient d'augmenter la longueur de recouvrement d'une valeur égale à la distance libre entre les barres ;
- (4) Il convient d'espacer longitudinalement les recouvrements voisins d'au moins 0,3 fois la longueur du recouvrement l_{ov} ;
- (5) Dans le cas de recouvrements voisins, il convient de respecter une distance libre minimale de 2 ϕ ou 20 mm entre barres adjacentes.

Figure 8.8 : Proportion de recouvrements à prendre en compte dans une section de recouvrement donnée

8.7.4 Armatures transversales dans une zone de recouvrement

8.7.4.1 Armatures transversales dans le cas de barres tendues

- (1) Des armatures transversales sont nécessaires au droit des recouvrements pour s'opposer aux efforts transversaux de traction.
- (2) La résistance à l'entraînement d'une barre transversale (de diamètre compris entre 14 mm et 32 mm) soudée du côté inférieur de la barre principale, val F_{sd} , peut être prise égale à :
- $$F_{sd} = F_{Rk} \leq 16 A_s f_{yk} / \phi \quad (8.7)$$
- où :
- F_{sd} est la valeur de calcul de la résistance au cisaillement de la soudure (donnée comme A_s multipliée par le coefficient) (voir exemples 8.7.4, 8.7.5, 8.7.6 et 8.7.7 dans la section 8.7.4 de la barre soudeuse de calcul).
 - F_{Rk} est la résistance caractéristique de la barre transversale, $F_{Rk} = 1,15 \cdot A_s \cdot f_{yk}$.
 - A_s est la section de la barre transversale, mesurée à l'encastrement de la barre à ancrer.
 - f_{yk} est la limite élastique de la barre transversale, $f_{yk} = 0,7 \cdot f_{yk} + 0,3 \cdot f_{yk}$.
 - ϕ est le coefficient de la position dans la section perpendiculairement aux deux barres (voir exemple, donnée en compression).
 - ϕ est la fonction : $\phi = 0,75 + 0,25 \cdot \phi$.
 - ϕ est la fonction qui tient compte de la géométrie : $\phi = 2 \cdot \phi / (1 + \phi)$.
 - ϕ est l'arrangement perpendiculairement aux deux barres.

Figure 8.9 : Armatures transversales de couture pour les jonctions par recouvrement

8.7.4.2 Armatures transversales dans le cas de barres comprimées

- (1) En complément aux règles applicables aux barres tendues, il convient de disposer une barre transversale de part et d'autre du recouvrement, à une distance inférieure à 4 ϕ des extrémités (Figure 8.9).

8.7.5 Recouvrements des barres tendues constituées de fils à haute adhérence

8.7.5.1 Recouvrements des armatures principales

- (1) Les jonctions peuvent être obtenues par recouvrement des panneaux dans un même plan ou dans des plans distincts (Figure 8.10).



Figure 8.10 : Recouvrement des barres tendues

- (2) Il convient d'opter pour un recouvrement des panneaux dans un même plan lorsqu'ils peuvent être soumis à des charges de fatigue.
- (3) Dans le cas de recouvrement des panneaux dans un même plan, il convient, pour les barres longitudinales principales, de respecter les dispositions de recouvrement données en 8.7.2 et d'augmenter tout effort favorable de 25 %.
- (4) Dans le cas de recouvrement des panneaux dans des plans distincts, il convient, de manière générale, de disposer les recouvrements des armatures principales dans des zones où la contrainte dans la face à l'extrémité ultime est inférieure ou égale à 60 % de la résistance de calcul.

Figure 8.10 : Recouvrement des barres tendues

8.7.6 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.7 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.8 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.9 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.10 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.11 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.12 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.13 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.14 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.15 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.16 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.17 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.18 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.19 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.20 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.21 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.22 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.23 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.24 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.25 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.26 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.27 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

8.7.28 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

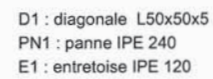
8.7.29 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

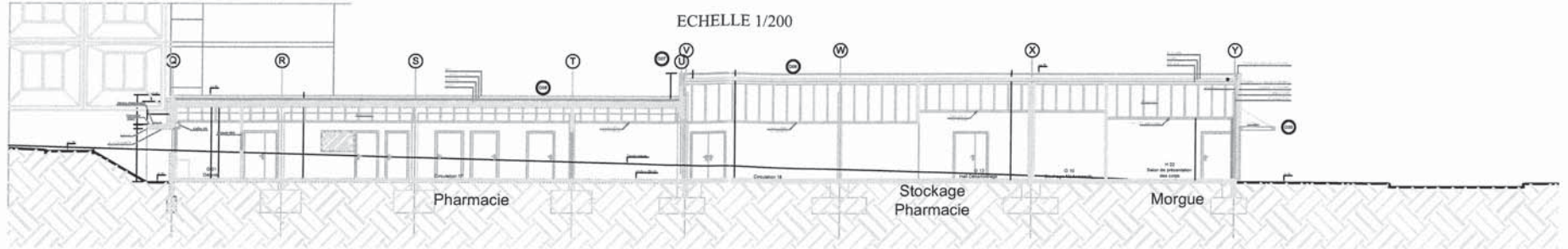
8.7.30 Recouvrements des barres comprimées

- (1) Les barres comprimées doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, en évitant toute fissuration longitudinale ainsi que tout écartement du béton. Un ferrillage transversal est à prévoir si nécessaire.

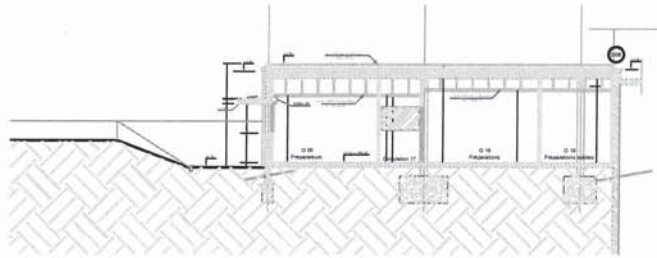
ECHELLE 1/200



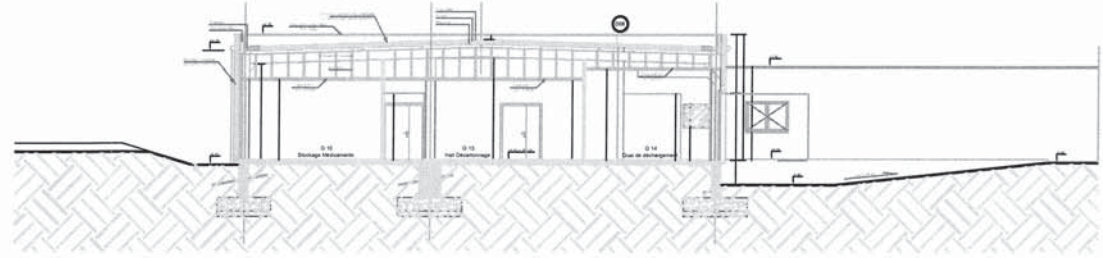
COUPES DD-EE-FF et FACADES PHARMACIE, LOGISTIQUE/MORGUE



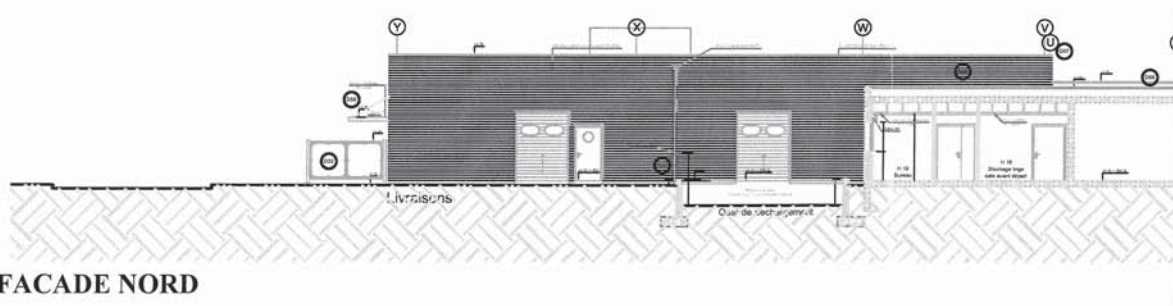
COUPES DD



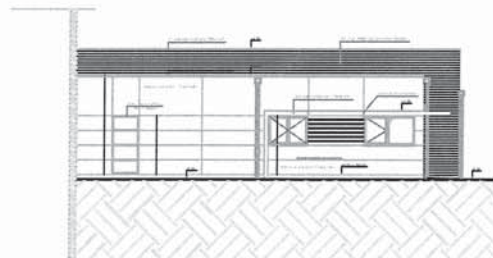
COUPES EE



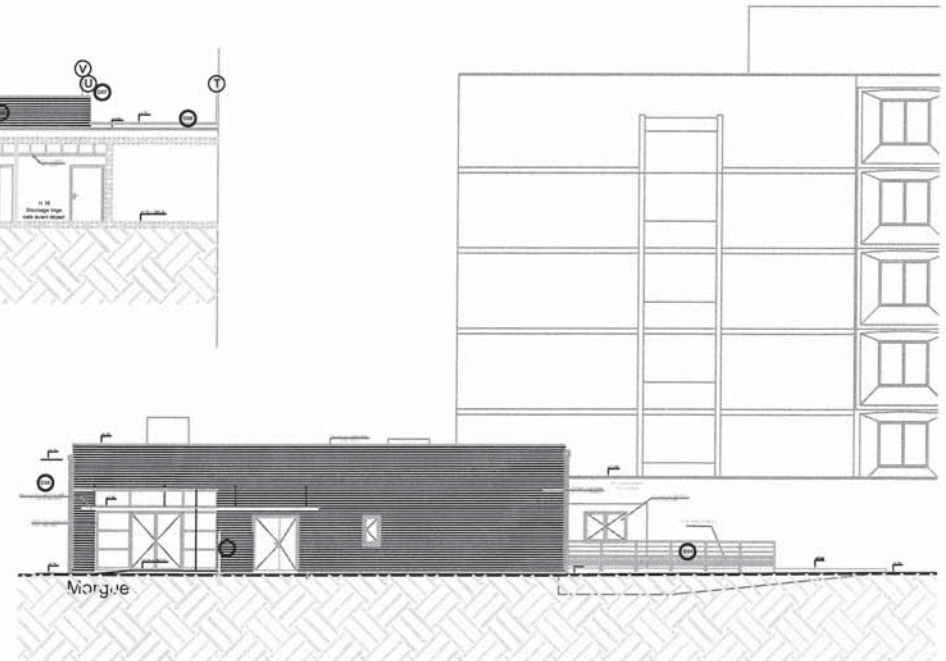
COUPES FF



FACADE NORD



FACADE OUEST



FACADE EST

EXTRAIT DU CCTP LOT STRUCTURE METALLIQUE

DESCRIPTION DES OUVRAGES - CHARPENTE METALLIQUE

HYPOTHESES DE CALCULS

Les ouvrages ou parties d'ouvrages sont à définir en fonction des sollicitations maximales qu'ils peuvent être amenés à reprendre dans le cas le plus défavorable (phase provisoire ou phase définitives).

- Actions climatiques :
- NEIGE : région 1A
- VENT : région 2
- Charge d'exploitation accrochée aux pannes, compris équipement : 25 daN/m²

CHARPENTE METALLIQUE

Fourniture, exécution, mise en oeuvre et fixation de la charpente métallique structure du bâtiment, en profilés et tubes acier galvanisé à chaud conformément à la norme NF EN ISO 1461, sans traitement de finition. Fourniture, mise en oeuvre et assemblage de l'ensemble comprenant :

- Platinas en pieds de poteaux fixés sur massifs béton
- Poteaux en profilés du commerce type IPE, UPN, support des poutres acier.
- Poteaux apparents en tube acier galvanisé thermo laqué, diam 150mm (SAS ambulance)
- Poutres et pannes en profilés du commerce type IPE et UPN (suivant localisation) fixées en tête des poteaux et/ou entre elles.
- Ossature intermédiaire en profilés tubulaire fixés sur ossature pour (liste non limitative) :
- Support des ensembles menuisés vitrés en façades
- Support du bardage métallique double peau
- Support des acrotères et contre-bardage
- Support/renfort des ensembles menuisés (portes sectionales, ensembles d'entrées, ensembles menuisés vitrés, etc....)
- Support bandeau signalétique
- Ossature tubes acier galvanisé thermo laqué formant support du auvent d'entrée, compris tirants de fixation acier galvanisé de diam adapté aux charges et contraintes, platines, et crochets de fixations, compléments d'isolation, tous renforts invisibles – Contreventements verticaux et horizontaux en croix de St André en ronds ou profilés acier assemblés à jeu réduit par manchons vissés avec écrou de blocage.
- Tous ouvrages et éléments singuliers complémentaires nécessaires à la bonne finition des ouvrages (chevêtres, profilés, cales, liaisons avec la couverture et zinguerie, caniveaux, etc....)
- Toutes pièces d'assemblages, équerres, renforts, boulons, écrous, pattes, consoles, goussets, platines, appuis, etc....

Assemblages par soudures et boulonnages.

La charpente sera calculée selon les règles CM.66 avec additif 80 et normes d'assemblage (P22.430 – P22.460).

Les travaux seront conformes aux prescriptions du DTU 32.1 (P22-201 : travaux de construction métallique, charpente en acier) Caractéristiques chimiques et mécaniques des acier utilisés conformes à la norme NFP 35.501 " acier de construction d'usage générale – Nuances et qualités"

L'ensemble galvanisé à chaud + ébavurage, sans traitement de finition.

Fourniture (à charge du présent lot) des platines d'ancrage au lot gros oeuvre pour incorporation

Tout contreventement provisoire nécessaire à la stabilité de la charpente en cours de montage devra être prévu par l'entrepreneur. Compris tous échafaudages, dispositifs de protection durant les travaux, ainsi que tous dispositifs suivant préconisations du coordonnateur SPS. Les sections indicatives mentionnées seront vérifiées par l'entrepreneur du présent lot en fonction des surcharges et des portées correspondantes.

L'ensemble suivant plans architectes et plans structure

Compris tous échafaudages, dispositifs de protection durant les travaux.

Mode de métré : KG d'acier

Charpente métallique - Bât logistique

LOCALISATION :

Suivant plans architecte et plans structure : charpente du bâtiment logistique (partie EST du bâtiment)

Charpente métallique - SAS ambulances

LOCALISATION :

Suivant plans architecte et plans structures : SAS ambulances créé, compris mur le long de l'accès

Charpente métallique - Mur extérieur bardé

LOCALISATION :

Suivant plans architecte et plans structure : charpente du mur extérieur devant entrée des urgences

DESCRIPTION DES OUVRAGES - COUVERTURE / BARDAGE METALLIQUE

TOITURE BACS ACIER SUPPORT D'ETANCHEITE

Sur charpente métallique, fourniture et pose de bacs profilés et nervurés en acier galvanisé prélaqué en sous face, type HAIRONVILLE ou équivalent destinés à recevoir une étanchéité.

Pose à recouvrement, fixation mécanique sur pannes et poutres acier.

Fixation par vis auto perceuses ou vis auto taraudeuses.

Densité des fixations, résistance mécanique conforme aux prescriptions du DTU 43.3

Epaisseur du bac et profondeur d'onde à justifier en fonction des portées, conforme à la norme NF P 84-206.1.

Fiche technique à fournir par l'entrepreneur du présent lot au maître d'œuvre Compris fourniture, façonnage et pose des éléments métalliques supports de relevés d'étanchéité (costières périphériques, closoirs, souches, etc....), habillage intérieurs des acrotères, contre-bardage Compris fourniture et pose des accessoires spéciaux raccordés à l'étanchéité (lanterneaux, trappes d'accès, sorties de gaines en toitures, etc...) Compris fourniture, pose et raccordement au revêtement d'étanchéité des parties métalliques reliées ou insérées dans ce revêtement (bandes de rives, égouts, faitages simples, closoirs supérieurs, etc...)

Compris tous calages, sujétions de découpe pour sorties diverses, réservation pour entrées d'eau, toutes coupes, chutes, tous accessoires de fixations et renforts.

Pente minimum selon plan architecte.

L'ensemble suivant plans, coupes et détails architecte.

Teinte au choix de l'architecte

Mise en oeuvre suivant préconisations du fabricant.

Toutes conformités au DTU 43.3 (P84-206) : mise en oeuvre des toitures bac en tôle d'acier nervurées avec revêtement d'étanchéité.

LOCALISATION :

Suivant plans architecte :

- *Couverture du bât logistique (partie haute du bâtiment)*

- *Couverture du SAS ambulances*

NOTA : étanchéité + isolant prévue au lot "ETANCHEITE" .

Bac acier support d'étanchéité- surfaces courantes

Bac acier support d'étanchéité - costières périphériques

AUVENT METALLIQUE

Auvent métallique, comprenant :

- Fourniture et pose de bacs acier galvanisé prélaqué, type HAIRONVILLE ou équivalent.

- Fixation mécanique sur pannes et poutres acier par vis auto perceuses ou vis auto taraudeuses.

Densité des fixations, résistance mécanique conforme aux prescriptions du DTU 43.3 compris tous calages, sujétions de découpe pour sorties diverses, réservation pour entrées d'eau, toutes coupes, chutes, tous accessoires de fixations et renforts, compris tous éléments singuliers de finition assortis (profilés de rives, périphérie, solin de jonction avec la façade, etc....)

Pente minimum selon plan architecte.

L'ensemble suivant plans, coupes et détails architecte.

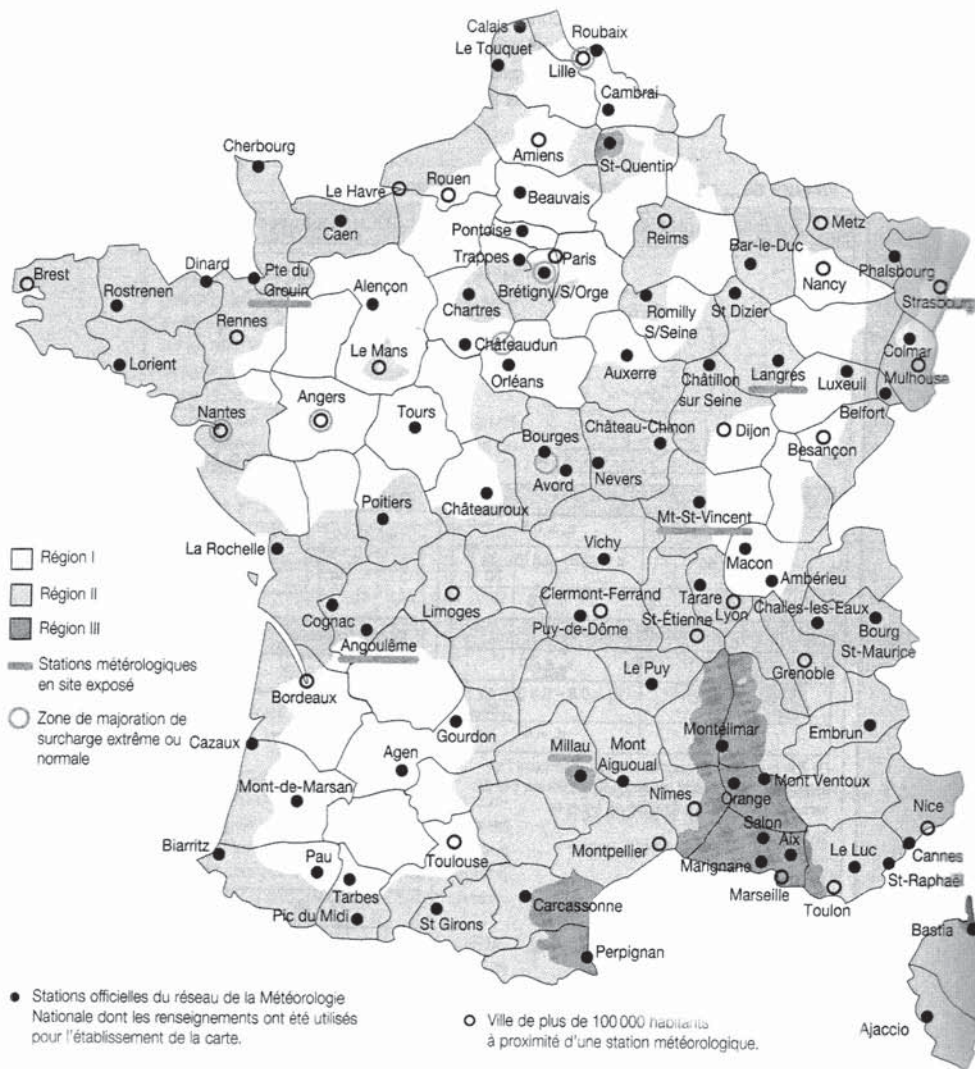
Teinte au choix de l'architecte

Mode de métré : M2 en plan

LOCALISATION :

Suivant plans architecte : Auvent de l'entrée du bâtiment logistique

CARTE DES VENTS ET VALEURS



• Valeurs des pressions dynamiques

Les valeurs des pressions dynamiques de base sont données pour une altitude inférieure à 1 000 mètres. Au-delà de 1 000 mètres d'altitude, les pressions sont définies par les documents du marché.

• Valeurs de convention

Par convention, les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au-dessus du sol (q_{10}), pour un site normal, sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est égale à 0,50 m.

• Vérification des conditions de résistance

La vérification des conditions de résistance et de stabilité d'une construction sous l'action des surcharges climatiques doit être faite obligatoirement dans les 2 hypothèses suivantes :

- sous l'action des surcharges normales,
- sous l'action des surcharges extrêmes.

	Pression dynamique de base normale	Pression dynamique de base extrême
Région I	50 daN/m ²	87,5 daN/m ²
Région II	70 daN/m ²	122,5 daN/m ²
Région III	90 daN/m ²	157,5 daN/m ²

■ EFFET DE LA HAUTEUR AU-DESSUS DU SOL

q_n : pression dynamique agissant à la hauteur h au-dessus du sol.

Pour $0 < h < 500$ m

$$\frac{q_n}{q_{10}} = 2,5 \left(\frac{h+18}{h+60} \right)$$

q_{10} : pression dynamique de base agissant à 10 m au-dessus du sol.

En bordure de littoral : $0 < h < 10$ m

$$q_n = q_{10}$$

■ EFFET DE SITE

En fonction de la nature du site d'implantation de la construction, les valeurs des pressions dynamiques de base normale et extrême doivent être multipliées par un coefficient de site k_s .

Coefficient k_s	Région I	Région II	Région III
Site protégé	0,80	0,80	0,80
Site normal	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25

Site protégé

Fond de cuvette bordé de collines sur tout son pourtour et protégé ainsi pour toutes les directions du vent.

Site normal

Plaine ou plateau de grande étendue pouvant présenter des dénivellations peu importantes, de pente inférieure à 10 %.

Site exposé

Au voisinage de la mer, le littoral en général sur une profondeur d'environ 6 km, le sommet des falaises, les îles ou presqu'îles étroites.

■ EFFET DE MASQUE

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée.

L'effet de masque peut se traduire :

- par une aggravation de l'effet du vent lorsque la construction située derrière le masque se trouve dans une zone de sillage turbulent. Dans ce cas, il n'y a pas de règle précise.
- par une réduction des actions du vent. Les pressions dynamiques de base peuvent être réduites de 25 %.

■ RÉDUCTION MAXIMALE DES PRESSIONS DYNAMIQUES DE BASE

Pour les constructions définitives, la totalité des réductions autorisées par les règles « effet de masque » et « effet des dimensions » ne doit en aucun cas dépasser 33 %.

Quels que soient la hauteur h au-dessus du sol, le site, l'effet de masque et l'effet des dimensions, les valeurs de la pression dynamique corrigée sont limitées comme ci-dessous :

Pression dynamique corrigée	Valeurs maximales	Valeurs minimales
normale	170 daN/m ²	30 daN/m ²
extrême	297,5 daN/m ²	52,5 daN/m ²

TABLEAU DES IPE

Nouvelle
Notation

Ancienne
Notation

Profil	Dimensions						Masse par m	Section A	Surface de peinture		Caractéristiques rapportées à l'axe neutre								Torsion	
	h	b	a	e	r						Ix	Ix/vx	ix	Iy	Iy/vy	iy	S	J		
	h	b	tw	tf	r						Iy	Wely	iy	Iz	Wel.z	iz	Av.z	It		
	mm	mm	mm	mm	mm	mm					cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴		
80	80	46	3,8	5,2	5	5	6,0	7,64	0,329	54,8	80,1	20	3,24	8,49	3,69	1,05	11,6	0,70		
100	100	55	4,1	5,7	7	7	8,1	10,3	0,401	49,5	171	34,2	4,07	15,9	5,79	1,24	19,7	1,10		
120	120	64	4,4	6,3	7	7	10,4	13,2	0,474	45,6	318	53	4,90	27,7	8,65	1,45	30,4	1,71		
140	140	73	4,7	6,9	7	7	12,9	16,4	0,55	42,6	541	77,3	5,74	44,9	12,30	1,65	44,2	2,54		
160	160	82	5,0	7,4	9	9	15,8	20,1	0,622	39,4	869	109	6,58	68,3	16,70	1,84	61,9	3,53		
180	180	91	5,3	8,0	9	9	18,8	23,9	0,698	37,1	1 317	146	7,42	101	22,20	2,05	83,2	4,90		
200	200	100	5,6	8,5	12	12	22,4	28,5	0,768	34,3	1943	194	8,26	142	28,50	2,24	110	6,46		
220	220	110	5,9	9,2	12	12	26,2	33,4	0,848	32,4	2 772	252	9,11	205	37,30	2,48	143	8,86		
240	240	120	6,2	9,8	15	15	30,7	39,1	0,921	30	3892	324	9,97	284	47,30	2,69	183	11,60		
270	270	135	6,6	10,2	15	15	36,1	45,9	1,04	28,8	5 790	429	11,2	420	62,2	3,0	242	14,9		
300	300	150	7,1	10,7	15	15	42,2	53,8	1,16	27,5	8356	557	12,50	604	80,50	3,35	314	19,47		
330	330	160	7,5	11,5	18	18	49,1	62,6	1,25	25,5	11 770	713	13,7	788	98,5	3,6	402	25,7		
360	360	170	8,0	12,7	18	18	57,1	72,7	1,35	23,6	16270	904	15,00	1043	123,00	3,79	510	36,20		
400	400	180	8,6	13,5	21	21	66,3	84,5	1,47	22,2	23 130	1 160	16,5	1 318	146,0	4,0	654	46,8		
450	450	190	9,4	14,6	21	21	77,6	98,8	1,61	20,7	33740	1500	18,50	1676	176,00	4,12	851	63,80		
500	500	200	10,2	16,0	21	21	90,7	116,0	1,74	19,2	48 200	1 930	20,4	2 142	214,0	4,3	1 100	89,0		
550	550	210	11,1	17,2	24	24	106,0	134	1,88	17,7	67120	2440	22,30	2668	254,00	4,45	1390	118,40		
600	600	220	12,0	19,0	24	24	122,0	156,0	2,02	16,6	92 080	3 070	24,3	3 387	308,0	4,7	1 760	166,2		

Ancienne
NotationNouvelle
Notation

TABLEAU DES SECTIONS DES ACIERS

Section en mm²

Diamètre en mm	Nombre de barres											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	28	56	85	113	141	169	198	226	254	283	311	339
8	50	100	151	201	251	302	352	402	452	503	553	603
10	78	157	235	314	392	471	550	628	707	785	864	942
12	113	226	339	452	565	678	791	905	1018	1131	1244	1357
14	154	308	462	616	770	924	1078	1231	1385	1539	1693	1847
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809	2011	2212	2413
20	314	628	942	1257	1570	1884	2189	2513	2827	3141	3455	3769
25	491	962	1473	1963	2454	2945	3426	3927	4418	4909	5399	5890
32	804	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	8042	8847	9651
40	1257	2513	3769	5026	6283	7539	8796	10053	11309	12566	13822	15079