

# Réalisation de l'extension GM3 du CHU de Clermont-Ferrand, restructuration des Urgences et désamiantage et restructuration du bâtiment HC

## MAITRISE D'OUVRAGE :

### CHU DE CLERMONT-FERRAND

Direction des Travaux de l'Environnement et de la Sécurité  
58 Rue Montalembert  
63003 Clermont-Ferrand

TEL : 04 73 75 07 50



## CONTRÔLEUR TECHNIQUE

Bureau Veritas Construction - Région Auvergne

5 rue du Bois Joli CS90002 -  
63800 Couron d'Auvergne

TEL : 04 73 14 37 50

## COORDONNATEUR SPS

SOCOTEC Agence Construction & Immobilier Clermont-Ferrand

19 Av. Léonard de Vinci  
63000 Clermont-Ferrand

TEL : 04 73 44 27 00

## AMO BIM

### BIM in Motion

Tour Pacific, 11 cours Valmy,  
92800 Paris La Défense

TEL : 06 14 08 49 26

## MAITRISE D'OEUVRE :

### ARCHITECTES

#### Architecture Studio (mandataire)

10 rue Lacuée, 75012 Paris  
Tél : 01 43 45 18 00

architecturestudio,

TEL : 01 43 45 18 00

### BET Structure

#### ITC

9 rue Louis Rosier,  
63063 Clermont-Ferrand



TEL : 04 73 26 58 58

### BET Fluides

#### BET CHOLET

11 rue de la Gantière,  
63 000 Clermont- Ferrand



TEL : 04 73 28 60 50

### Economiste de la construction

#### ECO-CITES

9 b Rue Jules Cesar  
75012 Paris

écocités,

TEL : 01 40 02 02 00

### BET HQE

#### ADRET

837 Av. de Bruxelles,  
83500 La Seyne-sur-Mer



TEL : 04 94 10 87 50

### Acousticien

#### AVA

15 rue Fondary,  
75015 Paris



TEL : 01 45 58 30 13

### Flux et logistique

#### NS CONSEIL

3 boulevard de Stalingrad  
92320 Chatillon



TEL : 09 80 49 68 75

## SOUS-TRAITANTS :

ANTEA - PELAGOS - STUDIO FAHRENHEIT - REALIS OPC

## NOTE D'HYPOTHESES GENERALES - Gros oeuvre - Maçonneries - Bât. GM3 - PMT - HC

ECH. : sans	Date : Août 2025	Vérifié par : NP	Validé par : CR
-------------	------------------	------------------	-----------------

CLF8	DCE	114002	ITC	TS	NC	TN	-	GO	A
Affaire	Phase	Numéro	Emetteur	Bâtiment	Type	Niveau	Découpage	Discipline	Indice

## TABLE DES MATIERES

1	PRESENTATION GENERALE .....	3
1.1	Objet de la note.....	3
1.2	Présentation du projet.....	3
1.2.1	Bâtiment principal d'hospitalisation.....	3
1.2.2	Restructuration du bâtiment HC .....	6
1.2.3	Extension des urgences et liaison avec le bâtiment d'hospitalisation.....	6
1.3	Règlements et documents de calculs .....	7
2	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	9
2.1	Caractéristiques des bétons.....	9
2.2	Armatures passives béton armé.....	9
2.2.1	Caractéristiques communes à toutes les armatures de béton armé.....	9
2.2.2	Caractéristiques mécaniques principales des aciers lisses :.....	10
2.2.3	Armatures à haute adhérence (Norme NF A 35-016).....	10
2.2.4	Longueur de recouvrement : .....	10
2.3	Aciers de charpente.....	11
2.4	Contraintes et déformations limites :.....	12
2.4.1	Aciers : .....	12
2.4.2	Bétons : .....	13
3	DURABILITE .....	14
3.1	Maitrise de la fissuration .....	14
3.2	Enrobage minimal.....	14
4	CHARGES APPLIQUEES .....	16
4.1	Charges permanentes.....	16
4.1.1	Poids propre béton .....	16
4.1.2	Poids propre de la structure CM.....	16
4.1.3	Poids et poussée des terres.....	16
4.1.4	Surcharges permanentes (TOME IV et NF EN 1990-1).....	16
4.2	Charges d'exploitation (TOME IV et NF EN 1990-1) .....	17

4.3	Charges climatiques.....	18
4.3.1	Vent.....	18
4.3.2	Neige.....	18
4.3.3	Retrait et gradient thermique.....	18
4.4	Tenues au feu.....	18
4.5	Charges accidentelles.....	19
4.5.1	Séisme.....	19
4.6	Combinaisons.....	23
4.6.1	Présentation.....	23
4.6.2	Coefficients d'accompagnement.....	23
4.6.3	Combinaisons à l'ELU.....	23
4.6.4	Combinaisons à l'ELS.....	24
5	FONDATIONS.....	25
5.1	Fondations retenues.....	25
5.2	Interaction sol/structure.....	25
5.3	Liaisons horizontales entre fondations.....	26
6	CONDITIONS GENERALES DE CALCUL.....	26
6.1	Méthode de calculs.....	26
6.1.1	Principe de la modélisation :.....	26
6.1.2	Prise en compte de la fissuration :.....	27
6.1.3	Largeur du joint sismique.....	27
6.1.4	Limitation des déplacements entre étages.....	27
6.2	Dispositions constructives.....	28
6.2.1	Distance Entre Les Barres :.....	28
6.2.2	Ancrage Des Barres :.....	28
6.2.3	Jonctions Par Recouvrement :.....	29
6.2.4	Utilisation De Paquets De Barre :.....	31

# 1 PRESENTATION GENERALE

## 1.1 OBJET DE LA NOTE

Le présent document a pour objectif d'exposer les hypothèses de conception structurelle vis-à-vis le risque sismique du projet de LA REALISATION DU BATIMENT GABRIEL MONTPIED 3 "GM3" ET LE DESAMIANTAGE ET RECONSTRUCTION DU BATIELMT HC – Bâtiment GM3.

La présente note définit les principes constructifs des travaux à réaliser tout en respectant les exigences des règlements de construction parasismique en vigueur.

## 1.2 PRESENTATION DU PROJET

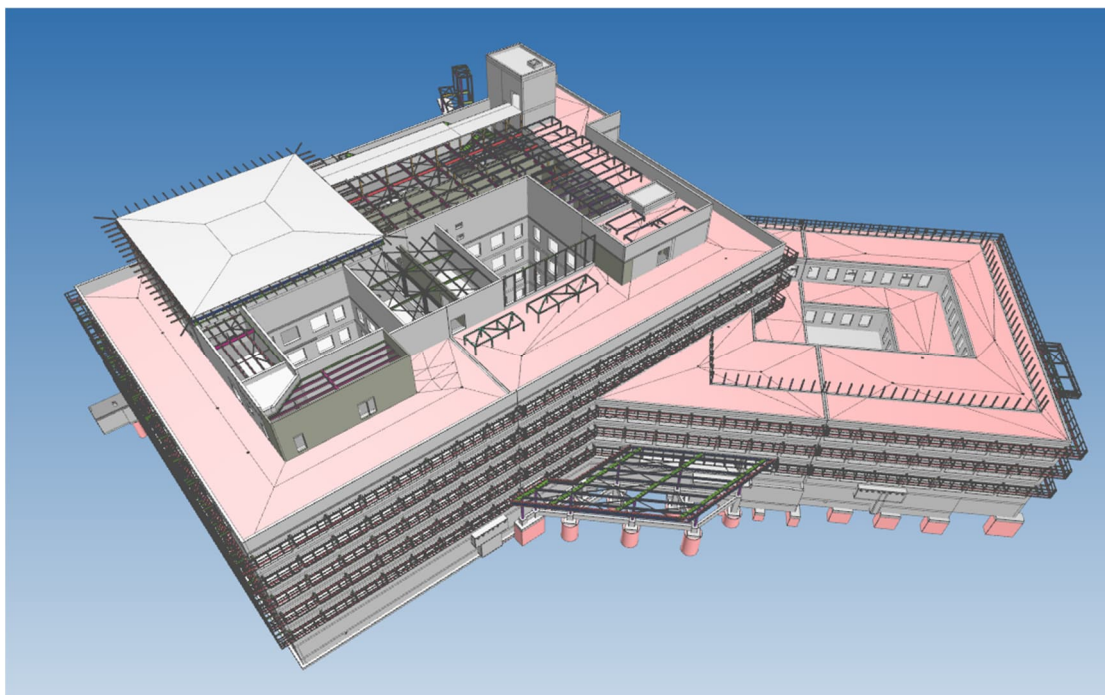
Le Centre Hospitalier Montpied de Clermont a déjà mené de nombreux travaux de restructuration lourde. La poursuite du projet nécessite la construction d'un bâtiment d'hospitalisation sur l'emprise libérée par la déconstruction de l'aile HO et par la démolition du bâtiment IRM et de la passerelle P3.

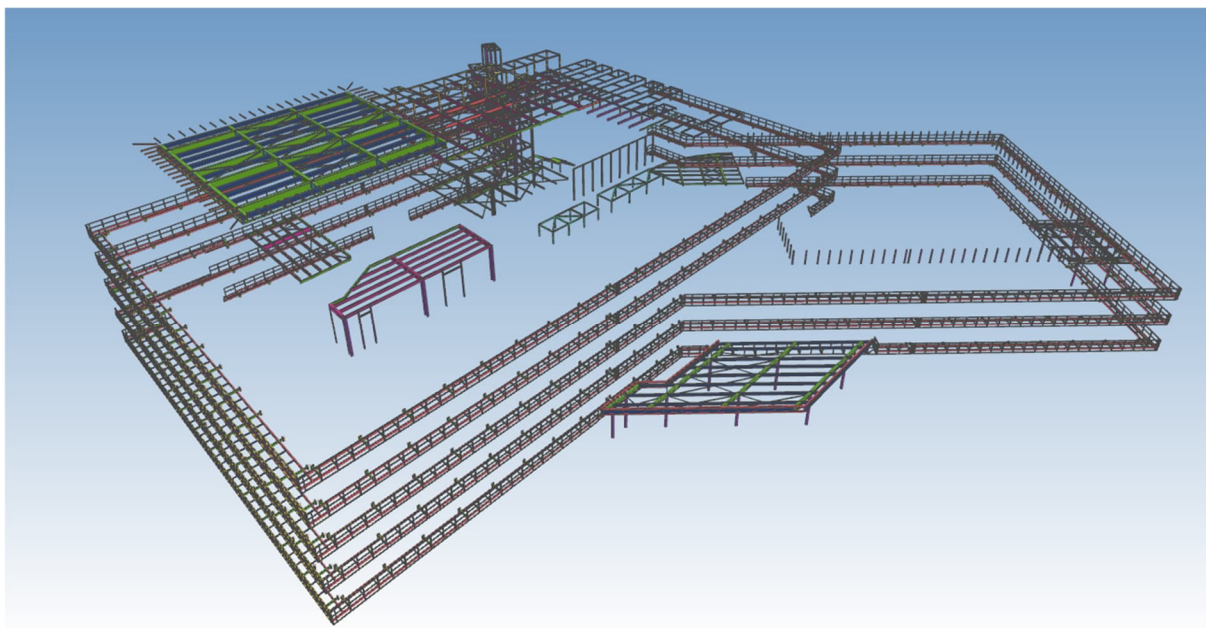
Le projet peut se décomposer en plusieurs zones :

- Bâtiment d'hospitalisation.
- Restructuration du bâtiment HC.
- Liaison avec les urgences et le bloc technique.

### 1.2.1 Bâtiment principal d'hospitalisation

Les dimensions du bâtiment étant supérieures aux valeurs admissibles par les règlements en vigueur, il sera recoupé par des joints de dilatations, et des dispositions constructifs : bande de coulage à réaliser au plus tard, définition des bétons pour une meilleure maîtrise du retrait, précaution de coulage, etc..., limiteront les effets de la variation dimensionnelle dues au retrait et température.

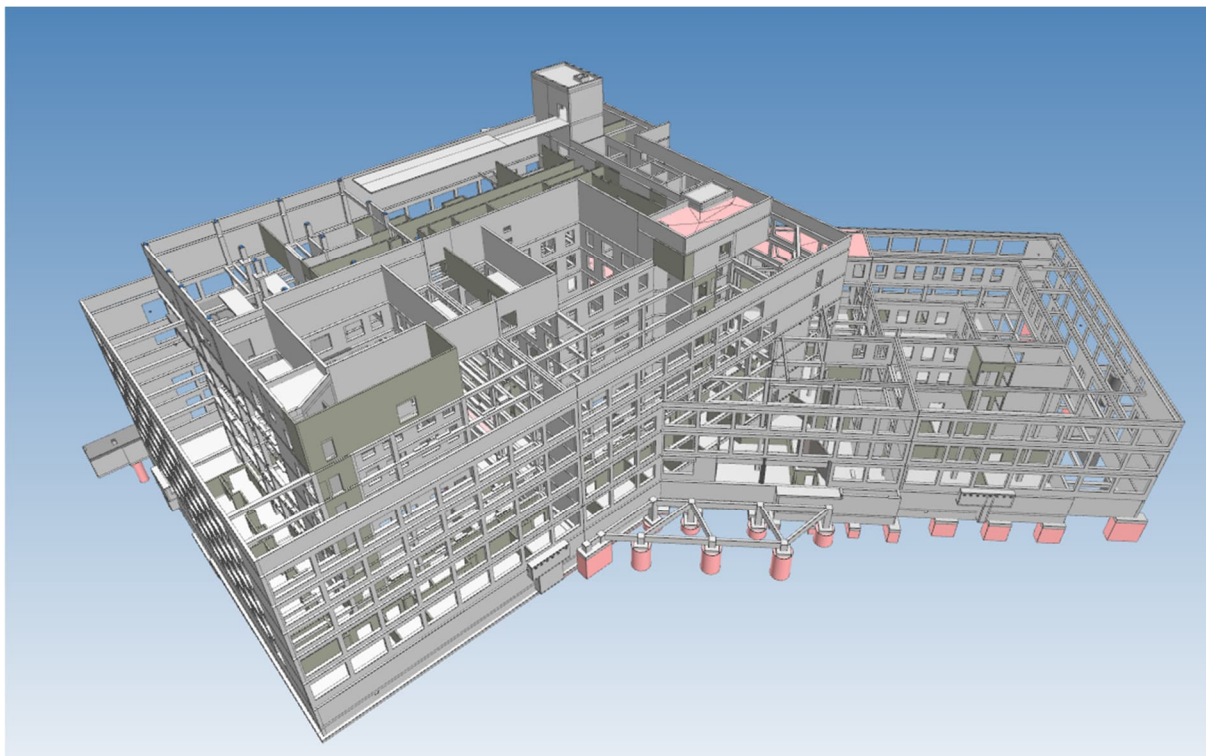




#### Principe constructif :

Le contreventement est assuré par les voiles disposés le plus judicieusement possible permettant de limiter les torsions dues à la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des raideurs. Plus précisément, ce sont les voiles des cages d'escaliers, cages d'ascenseurs, patios en plus des refonds en façades et à l'intérieur du bâtiment.

L'ensemble des poteaux poutres intérieures est considéré comme secondaire au sens de l'Eurocode 8.



Les planchers courants sont en dalle portée en béton armé reposants sur la structure porteuse qui va transférer l'ensemble des charges vers les fondations en passant par le plancher bas qui est aussi une dalle portée en béton armé reposant sur des longrines

Les planchers permettent de porter les charges d'exploitations et répondre aux exigences acoustiques et à la résistance au feu. Ces planchers sont portés par les façades, des files de poutres longitudinales et transversales.

L'ensemble des bâtiments sont dimensionnées à l'Eurocode 8 selon les règles parasismiques applicables à la zone et à la catégorie d'importance de l'ouvrage.

#### Hélistation :

L'ossature métallique constituant l'hélistation est composée de poutres transversales et longitudinales en profil PRS, formant des portiques, et de solives reposant sur des plots anti vibratile de type appareils d'appuis en élastomère fretté ou appuis spécifique en polyuréthane élastomère (PUR).

Cette ossature portera le plancher servant à l'atterrissage des hélicoptères. Ce plancher sera constitué d'un coffrage perdu en bac acier et une dalle BA de 30cm. L'hélistation servira de couverture aux locaux technique mais ne prendra pas appuis sur les voiles périphériques afin qu'aucune vibration soit transmise au bâtiment principal.

#### Couverture des locaux techniques :

La couverture de cette liaison sera en charpente métallique, support d'une couverture légère avec isolant et étanchéité.

L'ossature métallique sera composée des pannes support de la couverture et des poutres cintrées de rive basse reposant sur les empannons. Ces dernières sont en appui sur les poteaux béton côté bâtiment HC.

#### Coursive :

Les coursives en périphérie du bâtiment seront réalisées en structure métallique : consoles encastrées sur les voiles BA avec traitement thermique, solivage, caillebotis, et garde-corps.

Localement, les coursives sont adaptées pour le passage d'une passerelle existante conservée et pour le passage de la passerelle de liaison entre bâtiments HC et PMT.

Le traitement des joints de dilatation sera traité par le doublement des consoles de part et d'autre des joints.

#### Auvents des entrées :

Deux auvents sont mis en place pour protéger les entrées :

- Entrée des dialyses : coté EST
- Entrée des patients et visiteurs : côté SUD

La structure porteuse ne doit pas entraver la circulation des véhicules pompier, ainsi que la dépose minute des ambulances.

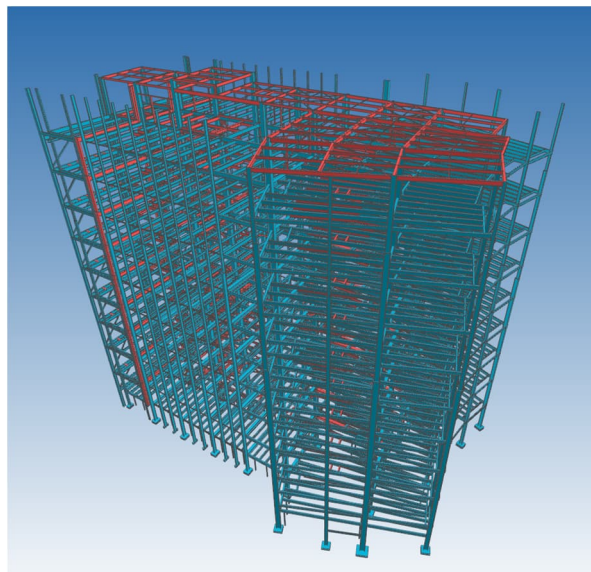
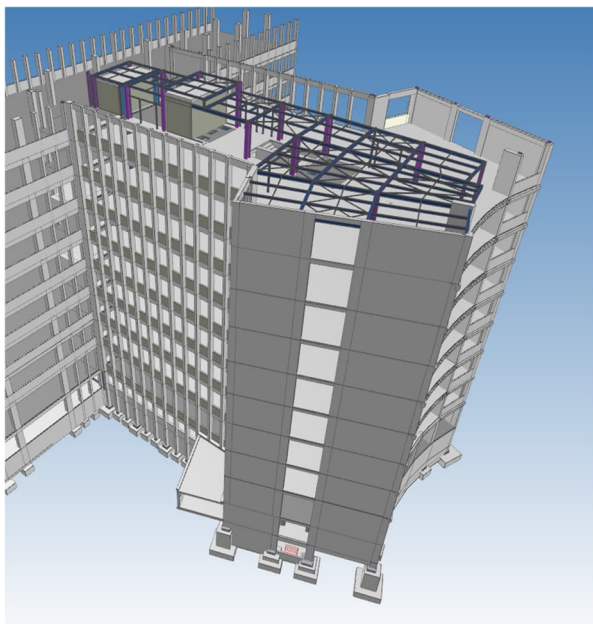
#### Couverture de la liaison HC – Bâtiment Hospitalisation :

L'ensemble des locaux techniques recevront une couverture légère dimensionnée pour recevoir un complexe de végétalisation ou des panneaux solaires.

L'ossature porteuse sera constituée d'un empennage et contreventement formant diaphragme. Elle portera sur les voiles périphériques des locaux.

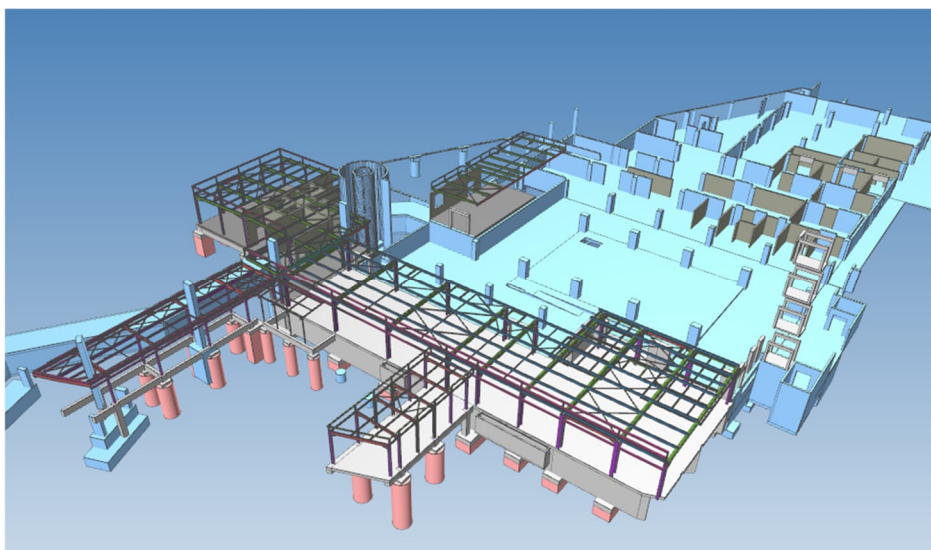
### 1.2.2 Restructuration du bâtiment HC

Le bâtiment HC a été construit dans les années 60. Il est en bon état et ne présente pas de désordres significatifs. Son ossature est principalement métallique. Les planchers sont mixtes : poutres métalliques et dalle béton. Les poteaux sont enrobés de béton ainsi que les poutres principales.



Le bâtiment HC fera l'objet des travaux de curage ainsi que de désamiantage, le principe consistera après travaux de désamiantage et de curage lourd avec structure mis à nu à écrêter les 3 étages supérieurs de l'aile HC (toiture à R+7).

### 1.2.3 Extension des urgences et liaison avec le bâtiment d'hospitalisation



Extension des urgences :

Le bâtiment sera en ossature métallique de type portique auto stable indépendant de l'existant. La stabilité de l'ensemble est assurée par des portiques de stabilité pour permettre la mise en œuvre de la façade sans gêne visuelle et par une poutre au vent de toiture. L'ossature secondaire des façades sera adaptée au complexe de façade.

Cette ossature métallique va transférer l'ensemble des charges vers les fondations en passant par le plancher bas qui est une dalle portée en béton armé reposant sur des longrines

#### Aménagement de l'arrivée des urgences :

Pour l'amélioration des services, un nouvel aménagement des arrivées des urgences est envisagé. Une extension côté sud doit être construite et la façade Sud du bâtiment doit être aménagée.

La nouvelle ossature sera en structure métallique, de façon à obtenir une structure légère et permettant des grandes ouvertures pour la circulation des véhicules. La stabilité d'ensemble sera transversalement par des portiques auto stables et par des stabilités métalliques.

Un empannage et des poutres au vent en toiture assurera le diaphragme. La structure prendra en compte l'interface avec l'escalier existant : ossature en porte à faux formant chevêtre.

#### Couverture entre PMT et l'arrivée des urgences :

La structure porteuse portera du linteau béton du bâtiment PMT au-dessus de la poutre béton parallèle à l'arrivée des urgences.

#### Galerie de liaison :

La galerie est constituée par des portiques transversaux espacés d'environ 2.25 m en moyenne. Ces portiques assurent donc la stabilité transversale de la galerie.

Pour respecter les différentes ouvertures nous assurons la stabilité longitudinale par des contres portiques et non par des croix de saint André. Nous avons un contreventement de comble par croix.

#### Passerelle de liaison entre hospitalisation et PMT :

Une passerelle desservant les niveaux RDC au N3 sera réalisée en ossature charpente. Elle sera constituée par des poteaux quadrangulaire coté existant de type portique. Un portique intermédiaire recoupe la portée des poutres de la passerelle.

La passerelle sera désolidarisée du bâtiment PMT. Il sera en dilatation longitudinale et transversale, mais prendra appui sur l'ail A par des corbeaux adaptés.

## **1.3 REGLEMENTS ET DOCUMENTS DE CALCULS**

Le dimensionnement des ouvrages est établi conformément aux prescriptions des textes réglementaires et techniques en vigueur, et notamment :

- NF EN 1990 : Eurocode 0 et annexes nationales
- NF EN 1991 : Eurocode 1 - Actions sur les structures et annexes nationales et en particulier :
  - Partie 1 : actions générales (feu, vent, neige, thermiques, en cours d'exécution, accidentelle...).
  - Partie 3 : Actions induites par les appareils de levage et les machines
- NF EN 1992 : Eurocode 2 - Calcul des structures en béton et annexes nationales : Partie 1 : « Règles générales »

- NF EN 1998 : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séisme et annexes nationales : - Partie 1 : « règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments »
- NF EN 1993 : Eurocode 3 et annexes nationales
- NF EN 1090-1 et 2 : Conditions techniques de livraison
- NF EN 1090-2 : Exécution des structures en acier
- NF EN 10025 : Poutrelles et laminés marchands
- NF EN 10025, 10219-1 et 10210-1 : Profils creux
- NF EN 10025-1, 10029, 10051, 10163-1-2-3, 10204 : Tôles en acier laminés
- NF EN 10025/93 : Crosses et tiges d'ancrage
- NF EN 35 503, NF EN 14713 et NF EN 1461 : Galvanisation à chaud
- NF EN 24 017 : Vis à tête hexagonale entièrement filetées
- NF EN 24 032 : Ecrous hexagonaux
- NF EN 14 399 : Boulons HR à serrage contrôlé
- NF EN 1997 : Eurocode 7 et annexes nationales
  - Partie 1 : « Règles générales »
  - Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais
- NF P 94-261, Fondations superficielles
- NF P 94-262, Fondations profondes
- NF P 94-270, Remblais renforcés et massifs sols cloués
- NF P 94- 281, Ouvrages de soutènement-Murs
- NF P 94-282.Ouvrages de soutènement – Ecrans

## 2 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### 2.1 CARACTERISTIQUES DES BETONS

Les caractéristiques des bétons sont conformes aux prescriptions de la norme NF EN 206+A1.

Usage	Classe de résistance	Classe d'exposition
B1 : Béton armé en contact avec la terre Semelles, longrines, radiers	C30/37	XC2
B2 : Béton armé d'ouvrages en contact avec l'extérieur	C30/37	XF2 XC4
B3 : Béton armé d'ouvrages intérieurs Planchers, poutres, poteaux, voiles intérieurs et voiles extérieurs protégés par isolation extérieure	C30/37	XC1
B4 : Béton armé d'ouvrages très sollicités Selon indication sur plans	C40 /50	XC1

Béton C30/37 :

- Résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours :  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Valeur moyenne de la résistance en compression du béton :  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ MPa}$
- Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton :  $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul - situation fondamentale ( $\gamma_c=1.5$ ) :  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20.0 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul - situation accidentelle ( $\gamma_c=1.2$ ) :  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25.0 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul - situation sismique ( $\gamma_c=1.3$ ) :  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 23.1 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité sécant du béton :  $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3} = 32837 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité différé :  $E_{c\eta} = E_{cm}/3 = 10946 \text{ MPa}$

Béton C40/50 :

- Résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours :  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- Valeur moyenne de la résistance en compression du béton :  $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 48 \text{ MPa}$
- Valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton :  $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.51 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul - situation fondamentale ( $\gamma_c=1.5$ ) :  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 26.7 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul - situation accidentelle ( $\gamma_c=1.2$ ) :  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 29.2 \text{ MPa}$
- Contrainte de calcul - situation sismique ( $\gamma_c=1.3$ ) :  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 226.9 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité sécant du béton :  $E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3} = 35220 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité différé :  $E_{c\eta} = E_{cm}/3 = 11740 \text{ MPa}$

### 2.2 ARMATURES PASSIVES BETON ARME

#### 2.2.1 Caractéristiques communes à toutes les armatures de béton armé

- $E_s = 200 \text{ GPa}$
- $\gamma_s$  = coefficient partiel relatif au matériau (EN 1992-1-1 ; section 2.4.2.4) :  
 = 1 à l'ELS  
 = 1.15 à l'ELU pour les situations durables et transitoires

= 1 à l'ELU pour les situations accidentelles et sismiques

- Masse volumique :  $77 \text{ kN/m}^3$

## 2.2.2 Caractéristiques mécaniques principales des aciers lisses :

Tous les aciers lisses utilisés sont du type B235C et soudables. Leur utilisation est limitée aux armatures de frettage, aux barres de montage, aux armatures en attente de diamètre inférieur ou égal à 16 mm exposées à un pliage suivi d'un dépliage et aux murs garde-grève.

- $f_{yk}$  = limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé  
= 235 MPa
- $f_{tk}$  = résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé  
=  $k \cdot f_{yk}$  avec :  $k = 1.15$   
= 270 MPa (acier de classe C)
- $f_{yd}$  = limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé  
=  $f_{yk} / \gamma_s$  soit :  
= 235 MPa à l'ELU accidentel  
= 204 MPa à l'ELU pour les situations durables et transitoires
- $\epsilon_{uk}$  = allongement sous charge maximale  
= 0.075 (acier de classe C)
- $\epsilon_{ud}$  = allongement maximal de calcul =  $0.9 \epsilon_{uk}$   
= 0.0675 (acier de classe C)

## 2.2.3 Armatures à haute adhérence (Norme NF A 35-016)

### Caractéristiques mécaniques principales

Les armatures à haute adhérence sont du type B500B et soudables.

- $f_{yk}$  = limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé = 500 MPa
- $f_{tk}$  = résistance caractéristique en traction de l'acier de béton armé  
=  $k \cdot f_{yk}$  avec :  $k = 1.08$  = 540 MPa (acier de classe B)
- $f_{yd}$  = limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé  
=  $f_{yk} / \gamma_s$  à l'ELU soit :  
500 MPa à l'ELU accidentel  
435 MPa à l'ELU pour les situations durables et transitoires
- $\epsilon_{uk}$  = allongement sous charge maximale = 0.050 (acier de classe B)
- $\epsilon_{ud}$  = allongement maximal de calcul =  $0.9 \epsilon_{uk}$  = 0.045 (acier de classe B)

## 2.2.4 Longueur de recouvrement :

- Contrainte ultime d'adhérence :  
 $f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd}$

Avec :  $\eta_1 = \eta_2 = 1$  (conditions d'adhérence bonnes)

- Longueur d'ancrage de référence :

$$l_{b,rqd} = \frac{\sigma}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

- Longueur de recouvrement :

$$L_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd}$$

Avec  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1$

$\alpha_6 = 1.5$  dans le cas d'une nappe simple, il n'est donc pas nécessaire de prévoir un espacement des recouvrements voisins de  $0.3L_0$ .

Les armatures principales auront des recouvrements alternés simples. Pour les armatures secondaires, les recouvrements pourront ne pas être alternés.

C30/37, aciers FeE500  $L_0 = 54\Phi$

C40/50 aciers FeE500  $L_0 = 45\Phi$

- NOTA1 : Les recouvrements seront systématiquement alternés pour les armatures principales de diamètre  $\geq 20\text{mm}$ . Conformément au §8.7.4.1(3) de NF EN 1992-1-1, il ne sera donc pas nécessaire d'utiliser comme armatures transversales des cadres, étriers ou épingles ancrés dans la section. Pour les armatures secondaires, les recouvrements pourront ne pas être alternés.
- NOTA2 : Des armatures transversales sont nécessaires au droit des recouvrements des barres tendues. Pour des armatures principales de diamètre  $\geq 20\text{mm}$ , l'espacement des armatures transversales est limité à 150mm dans les zones de recouvrement.
- NOTA3 : Pour les armatures tendues ces longueurs de recouvrements pourront être réduites au cas par cas avec  $\alpha_2 = 1 - 0.15(Cd - \Phi) / \Phi \leq 0.7$

Soit pour $Cd = 40\text{mm}$ :	HA10/HA12	$\alpha_2 = 0.70$
	HA 14	$\alpha_2 = 0.72$
	HA 16	$\alpha_2 = 0.78$
	HA 20	$\alpha_2 = 0.85$
	HA 25	$\alpha_2 = 0.91$
	HA 32	$\alpha_2 = 0.96$

## 2.3 ACIERS DE CHARPENTE

Aciers de construction d'usage général :

Les produits sont définis par la norme NF EN 10025; ils sont classés par nuance et, à l'intérieur de chaque nuance, par qualité.

Les nuances normalement utilisées vont de S235 à S355.

Pour les charpentes galvanisées, les fers de charpente et de serrurerie sont protégés par galvanisation à chaud conformément à la norme NF EN ISO 1461. Les perçages et toutes modifications des fers à

posteriori, ainsi que la reprise à froid ne sont pas admis. Toutes modifications seront protégées par un système PEC 220 pour les reprises sur l'acier galvanisé.

#### Vis, écrous, rondelles et produits d'apport de soudage :

Les caractéristiques mécaniques des articles de boulonnerie d'usage général sont définies par les normes NF EN 20898-1 et NF EN 20898-2. Les normes de produits sont les normes NF EN 24014, 24016, 24017 et 24018 pour les vis, les normes NF EN 24032, 24033 et 24034 pour les écrous et les normes NF E 25-513 et 25-514 pour les rondelles.

Les vis et les écrous doivent porter l'identification de la classe de qualité et celle du fabricant. Les boulons de classe de qualité 8.8 doivent bénéficier de la marque NF pour ce type de produit.

Les boulons à serrage contrôlé classe 10.9 sont définis par les normes NF E 27-701, NF E 27-702 et NF E 27-711 et doivent bénéficier de la marque « NF-Boulons à serrage contrôlé ».

La classification des électrodes enrobées pour le soudage manuel à l'arc est définie dans la norme NF EN 499.

La classe des boulons à serrage contrôlé est HR 10-9 avec un coefficient de frottement de  $\alpha=0,18$ .

L'expérience de la profession a prouvé que les essais de détermination du coefficient de frottement des boulons précontraints pour l'assemblage de structures métalliques galvanisés à chaud aboutissent à une grande variabilité des résultats et ne permettent pas de fixer un coefficient de frottement.

Ceci vient en partie du fait que le panel de profilés existant dans le commerce présente une grande variabilité d'état de surface suivant le type de profilés (plats, cornières, profilés en H, ...), et d'autre part qu'après l'étape de galvanisation à chaud, la surface ne peut pas être préparée sans nuire à la garantie de protection de la surface.

## 2.4 CONTRAINTES ET DEFORMATIONS LIMITES :

### 2.4.1 Aciers :

A l'ELS sous la combinaison caractéristique afin d'assurer un niveau de fissuration ou de déformation acceptable la contrainte dans les armatures de béton armé doit être limitée à :

- $k_3 f_{yk}$  avec  $k_3 = 0.8$  soit  $0.8 * 500 = 400$  MPa.

De même, aux autres ELU, la contrainte dans les armatures sera soit :

- Limitée à  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$  435 MPa sans limite de déformation  $\epsilon_{ud}$ .
- Limitée à  $k \cdot f_{yk} / \gamma_s =$  470 MPa avec une limite de déformation  $\epsilon_{ud}$  de 0.045.

Combinaisons	$\sigma_{lim}$ (MPa)
ELU STR	435 ou 466 si $\epsilon_{ud}$ limité à 0.045
ELU Sismique	500 ou 540 si $\epsilon_{ud}$ limité à 0.045
ELS CQ	400
ELS QP	Voir maîtrise de la fissuration

## 2.4.2 Bétons :

La résistance de calcul en compression ELU est définie comme :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

- $\alpha_{cc} = 1$  (EN 1992-1-1 et EN 1992-1-1/NA : section 3.1.6)
- $\gamma_c$  = coefficient partiel relatif au béton défini ci-après

Valeur du coefficient partiel relatif au matériau béton (EN 1992-1-1 et EN 1992-1-1/NA : section 2.4.2.4):

- L'ELS :  $\gamma_c = 1$
- L'ELU :  $\gamma_c = 1.5$  pour les situations durables et transitoires  
 $\gamma_c = 1.2$  pour les situations accidentelles  
 $\gamma_c = 1.3$  pour les situations sismiques

Le tableau ci-après fait le bilan des résistances de calcul à prendre en compte pour les différentes classes de résistances des bétons :

		C30/37
f <sub>cd</sub> (MPa) (Résistance de calcul en compression)	ELS QP < 0.45xf <sub>ck</sub> MPa	13.5
	ELS Freq < 0.6xf <sub>ck</sub> MPa	18
	ELS CARA < 0.6xf <sub>ck</sub> MPa	18
	ELS CONSTR < 0.6xf <sub>ck</sub> MPa	18
	ELU < f <sub>cd</sub> MPa (STR et EQU)	20
	ELU sismique	23.1
f <sub>ctd</sub> (MPa) (Résistance de calcul en traction)	ELS QP > 0 MPa	0
	ELS Freq > 0 MPa	0
	ELS CARA > -f <sub>ctm</sub> MPa	-2.90
	CONSTR > -f <sub>ctm</sub> MPa	-2.90
	ELU > MPa (STR et EQU)	Déformation limite ε <sub>c3</sub> = 1.75 ‰ ε <sub>cu3</sub> = 3.5 ‰

## 3 DURABILITE

### 3.1 MAITRISE DE LA FISSURATION

Conformément aux Eurocodes, l'ouverture de fissure est limitée suivant la classe de béton. Eurocode 2 : AN & 7.3.1 : Tableau 7.1NF Valeurs recommandées de  $w_{max}$  (en mm) :

Classe d'exposition	Éléments en béton armé et éléments en béton précontraint sans armatures adhérentes	Éléments en béton précontraint avec armatures adhérentes
	Combinaison quasi-permanente de charges	Combinaison fréquente de charges
X0, XC1	0,40 <sup>(2)</sup>	0,20 <sup>(2)</sup>
XC2, XC3, XC4	0,30 <sup>(3)</sup>	0,20 <sup>(4)</sup>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3, XD3 <sup>(5)</sup>	0,20	Décompression <sup>(6)</sup>

La vérification de l'ouverture des fissures est réalisée à l'aide de la méthode directe.

### 3.2 ENROBAGE MINIMAL

Selon l'EN 1992-1-1, section 4.4.1.1, un enrobage nominal  $c_{nom}$  doit être respecté entre le nu de la première armature et la surface du béton :

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

- Marge  $\Delta c_{dev}$  pour tolérances d'exécution : 5mm selon EN 1992-1-1/NA, clause 4.4.1.3 (1)
- Selon l'EN 1992-1-1, section 4.4.1.2, un enrobage minimal  $c_{min}$  doit être assuré afin de garantir :
  - La bonne transmission de l'adhérence,
  - La protection de l'acier contre la corrosion

La valeur à utiliser est la plus grande valeur de  $c_{min}$  satisfaisant aux exigences concernant à la fois l'adhérence et les conditions d'environnement.

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

Avec :

$c_{min,b}$  enrobage minimal vis-à-vis des exigences d'adhérence

$c_{min,dur}$  enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement

$\Delta c_{dur,\gamma}$  marge de sécurité

$\Delta c_{dur,\gamma st}$  réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable

$\Delta c_{dur,add}$  réduction de l'enrobage dans le cas de protection supplémentaire

On prend  $\Delta c_{dur,\gamma}$ ,  $\Delta c_{dur,\gamma st}$ ,  $\Delta c_{dur,add}$  comme égaux à zéro.

Catégorie d'utilisation : 4 (durée indicative d'utilisation de 100 ans).

Tableau 4.3NF Modulations de la classe structurale recommandée, en vue de la détermination des enrobages minimaux  $c_{min,dur}$  dans les Tableaux 4.4N et 4.5NF

Critère	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1/ XA1 <sup>3)</sup>	XD2/XS2/ XA2 <sup>3)</sup>	XD3/XS3/ XA3 <sup>3)</sup>
Durée d'utilisation de projet	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2	100 ans : majoration de 2
	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1	25 ans et moins : minoration de 1
Classe de résistance <sup>1)</sup>	$\geq C30/37$ et $< C50/60$ : minoration de 1	$\geq C30/37$ et $< C50/60$ : minoration de 1	$\geq C30/37$ et $< C55/67$ : minoration de 1	$\geq C35/45$ et $< C60/75$ : minoration de 1	$\geq C40/50$ et $< C60/75$ : minoration de 1	$\geq C40/50$ et $< C60/75$ : minoration de 1	$\geq C45/55$ et $< C70/85$ : minoration de 1
	$\geq C50/60$ : minoration de 2	$\geq C50/60$ : minoration de 2	$\geq C55/67$ : minoration de 2	$\geq C60/75$ : minoration de 2	$\geq C60/75$ : minoration de 2	$\geq C60/75$ : minoration de 2	$\geq C70/85$ : minoration de 2
Nature du liant		Béton de classe C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1	Béton de classe C40/50 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1			
Enrobage compact <sup>2)</sup>	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1	minoration de 1

Pour respecter l'enrobage minimal vis-à-vis des exigences de durabilité, il faut prendre en compte les valeurs du tableau suivant :

Classe Structurale	Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)						
	Classe d'exposition selon Tableau 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Éléments	Classe d'exposition	Classe STR	$c_{min,dur}$ (mm)	$\bar{c}_{DEV}$ (mm)	$C_{NOM}$ (mm)	$C_{NOM}$ retenu
B1 : Béton armé en contact avec la terre Semelles, longrines, radiers	XC2	S5	30	5	35	40
B2 : Béton armé d'ouvrages en contact avec l'extérieur	XF2 XC4	S6	40	5	45	45
B3 : Béton armé d'ouvrages intérieurs Planchers, poutres, poteaux, voiles intérieurs et voiles extérieurs protégés par isolation extérieure	XC1	S5	20	5	25	30
B4 : Béton armé d'ouvrages très sollicités Selon indication sur plans	XC1	S5	20	5	25	30

## 4 CHARGES APPLIQUEES

### 4.1 CHARGES PERMANENTES

#### 4.1.1 Poids propre béton

Densité de béton armé 2.5 t/m<sup>3</sup>

Valeurs caractéristiques -5%, +5%

#### 4.1.2 Poids propre de la structure CM

Poids propre de la structure métallique avec une densité de 7,85 t/m<sup>3</sup>

#### 4.1.3 Poids et poussée des terres

Poids des terres : 2,0 t/m<sup>3</sup>

Angle de frottement : 30°

Coefficient de poussée des terres :  $K_a = 0,33$

Coefficient de poussée des terres au repos :  $K_o = 0,50$

#### 4.1.4 Surcharges permanentes (TOME IV et NF EN 1990-1)

##### Planchers courants

- Revêtement PVC

Faux plafonds (y compris gaines, câbles) + revêtements de sol..... = 50 daN/m<sup>2</sup> } 130 daN/m<sup>2</sup>

Cloisons légères ..... = 80 daN/m<sup>2</sup>

- Poids des murs agglos

Charge linéaire à l'emplacement du mur selon localisation précisée sur plans de coffrage.

Charge surfacique d'un voile agglos enduit ép 15cm : 320 daN/m<sup>2</sup>

- Matériels

Suivant indication des plans de l'équipementier.

- Carrelage :

Faux plafonds (y compris gaines, câbles) + revêtements de sol = 120+50=170 daN/m<sup>2</sup> } 250 daN/m<sup>2</sup>

Cloisons légères = 80 daN/m<sup>2</sup>

##### Terrasses

- Terrasses accessibles :

Chape ép moy 8 cm ..... = 200 daN/m<sup>2</sup> } 380 daN/m<sup>2</sup>

Etanchéité + isolation..... = 30 daN/m<sup>2</sup>

Plots + dalles ..... = 100 daN/m<sup>2</sup>

Faux plafonds + gaines ..... = 50 daN/m<sup>2</sup>

- Terrasses non accessibles :

Chape ép moy 8 cm .....	= 200 daN/m <sup>2</sup>	} 280 daN/m <sup>2</sup>
Etanchéité auto-protégée .....	= 30 daN/m <sup>2</sup>	
Faux plafonds + gaines .....	= 50 daN/m <sup>2</sup>	

- Terrasse végétalisée

Complexe de végétalisation : hauteur de terre tassée 30 cm = 550 daN/m<sup>2</sup>

## 4.2 CHARGES D'EXPLOITATION (TOME IV ET NF EN 1990-1)

Types de locaux	Charges d'exploitation en kN/m <sup>2</sup>	Charges suspendues en plafond en kN/m <sup>2</sup>
Locaux d'hébergement		
Chambres	2,5	
Circulations intérieures des unités de soins	2,5	
Locaux médico-techniques		
Accueil et salles des Urgences	2,5	
Salles de radio et annexes immédiates	2,5 à 4	1 (charge répartie)
Salles d'imagerie	5 (charges ponctuelles de 800 kN sur une surface de 2mx2m)	1 (charge répartie)
Autres locaux médico- techniques, bureaux paysagers	3,5	
Autres locaux		
Circulations générales, hall	4	
Sanitaires	1,5	
Salles de réunions, d'enseignement	3,5	
Zones de Bureaux, consultations, postes de personnel et de soins	2,5	
Bibliothèque, archives de bureau, réserve ou stockage	6	
Locaux techniques	5 sauf indication contraire sur plan de repérage des charges	
Salles d'opérations	3,5	1 (charge répartie)

## 4.3 CHARGES CLIMATIQUES

### 4.3.1 Vent

Actions du vent : Puy-de-Dôme, zone 2

Vitesse de référence  $v_{b,0} = 24$  m/s (EN 1991-1-4 Clause 4.2)

Catégorie de terrain : IV (ville)

Pression dynamique de référence :  $q_b = 36$  daN/m<sup>2</sup>

Pression dynamique de pointe :  $q_b = 68.7$  daN/m<sup>2</sup>

### 4.3.2 Neige

Région A2 – altitude 415 m

Valeur caractéristique à une altitude inférieure à 200 m :  $S_k = 45$  daN/m<sup>2</sup>

Charge de neige sur la construction :  $S_k = 66.5$  daN/m<sup>2</sup>

Charge de neige accidentelle :  $S_k = 100$  daN/m<sup>2</sup>

### 4.3.3 Retrait et gradient thermique

Pour la définition des températures à prendre en compte pour les calculs, on utilisera l'Eurocode 1-1-5 (thermiques) ainsi que son Annexe Nationale. L'Eurocode définit des températures intérieures et extérieures à utiliser pour l'étude thermique de la structure.

Puisqu'on est dans le cas d'isolation par l'extérieur pour l'ensemble le bâtiment GM3, les effets de la variation dimensionnelle dus au gradient thermique ne seront donc pas considérés.

Cependant, les dimensions du bâtiment GM3 sont supérieures aux dimensions préconisées par les Eurocodes, donc l'effet de la variation dimensionnelle dus au retrait sera pris en compte.

Le bâtiment GM3 ayant des dimensions supérieures aux valeurs autorisées, des dispositions de construction : bandes de clavages, seront prises de façon à ne pas considérer cet effet.

## 4.4 TENUES AU FEU

Structure béton :

Planchers courants :

- Planchers et parois coupe-feu : 1h30
- Structure stable au feu : 1h30

Locaux à risques importants : Locaux techniques, locaux fonctionnels, locaux où sont stockées des matières inflammables.

- Planchers et parois coupe-feu : 2h
- Structure stable au feu : 2h

## 4.5 CHARGES ACCIDENTELLES

### 4.5.1 Séisme

- Le site géographique est à classer en zone de sismicité 3 d'après la carte de sismicité de la France
- Accélération maximale de référence :  $a_{gr} = 1.1 \text{ m/s}^2$
- Catégorie d'importance : catégorie IV - coefficient d'importance = 1.4
- Classe de sol : A – coefficient de sol = 1,35 (selon le G2-PRO)
- Coefficient topographique = 1,0
- Classe de ductilité : DCM
- Coefficient de comportement = 1,5
- Combinaison séismes horizontaux selon combinaisons de Newmark
- Coefficient de masses partielles :

$$\Psi_E = \varphi \cdot \Psi_2$$

Pour la catégorie C :  $\varphi=0.8$  et  $\Psi_2=0.6$  donc  $\Psi_E = 0.48$

Pour la catégorie H :  $\varphi=1$  et  $\Psi_2=0$  donc  $\Psi_E = 0$

**Tableau 4.2 — Valeurs de  $\varphi$  pour le calcul de  $\psi_{Ei}$**

Type d'action variable	Étage	$\varphi$
Catégories A à C*	Toit	1,0
	Étages à occupations corrélées	0,8
	Étages à occupations indépendantes	0,5
Catégories D à F *) et archives		1,0

\*) Catégories définies dans l'EN 1991-1-1:2002.

**Tableau A1.1 — Valeurs recommandées des coefficients  $\psi$  pour les bâtiments**

Action	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Charges d'exploitation des bâtiments, catégorie (voir EN 1991-1.1) :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Catégorie E : stockage	1,0	0,9	0,8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids $\leq 30 \text{ kN}$	0,7	0,7	0,6
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids compris entre 30 kN et 160 kN	0,7	0,5	0,3
Catégorie H : toits	0	0	0
Charges dues à la neige sur les bâtiments (voir EN 1991-1-3) <sup>a)</sup> :			
Finlande, Islande, Norvège, Suède	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H > 1\,000 \text{ m a.n.m.}$	0,70	0,50	0,20
Autres États Membres CEN, pour lieux situés à une altitude $H \leq 1\,000 \text{ m a.n.m.}$	0,50	0,20	0
Charges dues au vent sur les bâtiments (voir EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Température (hors incendie) dans les bâtiments (voir EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTE Les valeurs des coefficients  $\psi$  peuvent être données dans l'Annexe Nationale.

a) Pour des pays non mentionnés dans ce qui suit, se référer aux conditions locales appropriées.



PAT LA PARDIEU - 9 rue Louis Rosier  
63063 Clermont Ferrand Cedex 1

tél : 04 73 28 58 58  
fax : 04 73 27 68 16

EC8\_spectre eurocodes  
parametres dimensionnements

### PARAMETRES PARASISMIQUES

références : EUROCODES 8 / Annexes nationales / Arrêté du 22.09. 2010/19.07.2011

#### ALEA SISMIQUE

		agr	m/s <sup>2</sup>
1	Tres faible	0,40	
2	Faible	0,70	
3	Modéré	1,10	
4	Moyen	1,60	
5	Fort	3,00	

**3** Modéré  
agr = 1,10 m/s<sup>2</sup>

#### COEFFICIENT D'IMPORTANCE

Catégories d'importance de bâtiment	Coefficients $\gamma_I$
I	0,80
II	1,00
III	1,20
IV	1,40

**IV** 1,40

#### AMPLIFICATION TOPOGRAPHIQUE

ST = 1,00

ag = agr \*  $\gamma_I$  \* ST = 1,54 m/s<sup>2</sup>

#### CLASSE DE SOL

	S (pour les zones de sismicité 1 à 4)	S (pour la zone de sismicité 5)
A	1,00	1,00
B	1,35	1,20
C	1,50	1,15
D	1,60	1,35
E	1,80	1,40

**A** S = 1,00

#### SPECTRE DE CALCUL

0 < T < TB Sd(T) = ag \* S \* [2/3 + T/TB \* (2.5/q - 2/3)]

TB < T < TC Sd(T) = ag \* S \* 2.5/q

TC < T < TD Sd(T) = ag \* S \* 2.5/q \* TC/T

TD < T Sd(T) = ag \* S \* 2.5/q \* TC \* TD/T^2

#### COMPOSANTES HORIZONTALES

CLASSE DE SOL	Sd (pour les zones de sismicité 1 à 4)			Sd (pour la zone de sismicité 5)		
	TB	TC	TD	TB	TC	TD
A	0,03	0,20	2,50	0,15	0,40	2,00
B	0,05	0,25	2,50	0,15	0,50	2,00
C	0,06	0,40	2,00	0,20	0,60	2,00
D	0,10	0,60	1,50	0,20	0,80	2,00
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,50	2,00



PAT LA PARDIEU - 9 rue Louis Rosier  
63063 Clermont Ferrand Cedex 1

tél : 04 73 26 68 58  
fax : 04 73 27 66 16

EC8\_spectre eurocodes  
parametres dimensionnements

### PARAMETRES PARASISMIQUES

#### COMPOSANTE VERTICALE

ZONE DE SISMICITE	avg/ag	TB	TC	TD
faible) à 4 (mq	0,90	0,03	0,20	2,50
5 (forte)	0,80	0,15	0,40	2,00

avg = 1,39 m/s<sup>2</sup>

#### PERIODES

	Composantes horizontales		Composante verticale			
	TB	TC	TD	TB	TC	TD
A	0,03	0,20	2,50	0,03	0,20	2,50

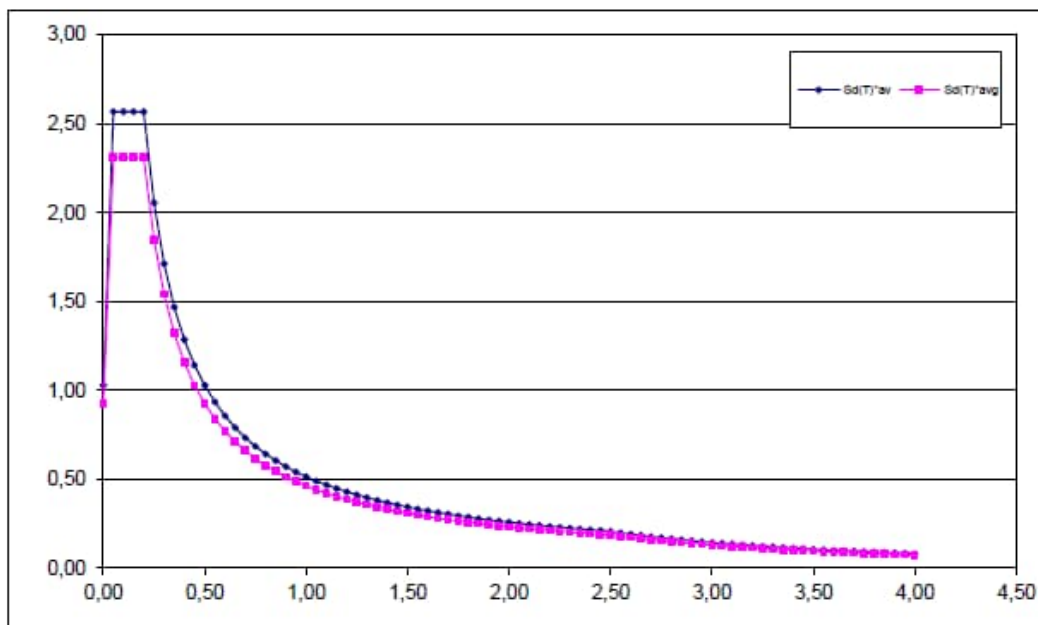
#### COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

q = 1,50

qv = 1,5  
§3.2.5

#### DEPLACEMENT DE CALCUL DU SOL

dg = 0.025\*ag\*S\*TC\*TD = 0,01925 m





## 4.6 COMBINAISONS

### 4.6.1 Présentation

Combinaisons pour le dimensionnement des armatures

- $G_{k,sup}$  : effet défavorable du poids propre et des charges permanentes, considérés avec leurs valeurs caractéristiques supérieures.
- $G_{k,inf}$  : effet favorable du poids propre et des charges permanentes, considérés avec leurs valeurs caractéristiques inférieures.
- $Q_k$  : effet des charges d'exploitations appliquées au bâtiment considéré avec sa valeur caractéristique.
- $W_k$  : effet du vent considéré avec sa valeur caractéristique.
- $S_k$  : effet de la neige considéré avec sa valeur caractéristique.
- $T_k$  : effet de la température considéré avec sa valeur caractéristique.
- $A_{ed}$  : effet du séisme de calcul.
- EX : Composante sismique horizontale selon l'axe X
- EY : Composante sismique horizontale selon l'axe Y.

Note : les combinaisons sismiques utilisées sont celles de NEWMARK :

$$A_{ed} = 1 \times EX + 0.3 \times EY$$

$$A_{ed} = 1 \times EX - 0.3 \times EY$$

$$A_{ed} = 0.3 \times EX + 1 \times EY$$

$$A_{ed} = -0.3 \times EX + 1 \times EY$$

### 4.6.2 Coefficients d'accompagnement

		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Exploitation	$Q_k$	0.7	0.7	0.6
Vent	$W_k$	0.6	0.2	0
Neige	$S_k$	0.5	0.2	0
Température	$T_k$	0.6	0.5	0

### 4.6.3 Combinaisons à l'ELU

Situations de projet durables et transitoires	Actions permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement *)	
	Défavorables	Favorables		Principale (le cas échéant)	Autres
(Eq. 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,j} \psi_{0,j} Q_{k,j}$

Situation de projet	Actions permanentes		Action sismique ou accidentelle dominante	Actions variables d'accompagnement **)	
	Défavorables	Favorables		Principale (le cas échéant)	Autres
Accidentelle *) (Eq. 6.11 a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$A_d$	$\psi_{1,1}$ ou $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,j} Q_{k,j}$
Sismique (Eq. 6.12a/b)	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\gamma A_{Ek}$ ou $A_{Ed}$	$\psi_{2,j} Q_{k,j}$	

## 4.6.4 Combinaisons à l'ELS

Combinaison	Actions permanentes $G_d$		Actions variables $Q_d$	
	Défavorables	Favorables	Dominante	Autres
Caractéristique	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Fréquente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quasi-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

## 5 FONDATIONS

---

### 5.1 FONDATIONS RETENUES

Selon le rapport géotechnique G2-PRO Dossier N° TEA220292\_P001\_VA, Le principe de fondation consistera à reporter les différentes charges par semelles filantes ou isolées ancrés dans le substratum basaltique (couche 2).

Les fondations seront systématiquement :

- Ancrées au minimum de 0,3 m dans le toit basalte massif.
- La région appartient à la zone de gel modéré avec une altitude de +415 NGF, donc la hauteur hors gel  $h=0.7+(415-150)/4000$ , donc afin d'éviter le phénomène de gel/dégel il faut ancrer les fondations au moins de 0.77 m sous TA.

Selon le rapport géotechnique G2-PRO Dossier N° TEA220292\_P001\_VA, les contraintes de calcul pour la solution semelles filantes/isolées sont :

- $q_{ELS} = 1,00 \text{ MPa}$
- $q_{ELU} = 1,65 \text{ MPa}$

Le plancher bas est projeté en dalle portée sur un réseau de longrines. Des terrassements à prévoir pour l'ancrage des semelles dans le bon sol et assurer le respect de la pente minimale de 2 par 3 entre les semelles de différents niveaux.

Dans le cas où la pente maximale entre deux semelles n'est pas respectée soit en descente des voiles pour rattraper la différence de niveau ou bien en prévoit un remplissage en redans de pente de 1 pour 3 en gros béton.

### 5.2 INTERACTION SOL/STRUCTURE

L'interaction sol/structure est prise en compte conformément au rapport géotechnique G2-PRO Dossier N° TEA220292\_P001\_VA, en considérant des modules de réactions du sol sous les fondations superficielles.

Modules de réaction 'statiques' pour charges de service :

- $K_v=1000 \text{ MPa/m}$
- $K_h=400 \text{ MPa/m}$

Modules de réaction 'dynamiques' pour charges de séisme :

- $K_v=3000 \text{ MPa/m}$
- $K_h=1200 \text{ MPa/m}$

Ces raideurs sont des raideurs ponctuelles (en MPa/m) valables pour l'ensemble du bâtiment. Elles sont ensuite réparties à chaque appui, au prorata de la surface des fondations.

## 5.3 LIAISONS HORIZONTALES ENTRE FONDATIONS

Il n'est pas nécessaire de réaliser un liaisonnement des fondations sous sollicitations sismiques lorsqu'on est sur un sol de classe A.

(2) Dans le cas des bâtiments, l'exigence spécifiée en (1)P de ce sous-paragraphe est jugée satisfaite si les fondations sont disposées dans le même plan horizontal et si des longrines ou un dallage adéquats sont prévus en tête des semelles ou des pieux. Ces mesures ne sont pas nécessaires dans les cas suivants : a) pour les sols de classe A, et b) pour les sols de classe B en cas de faible sismicité.

# 6 CONDITIONS GENERALES DE CALCUL

## 6.1 METHODE DE CALCULS

Les structures BA seront modélisées aux éléments finis avec le logiciel ADVANCE DESIGN afin de réaliser une analyse spectrale.

Le nombre de mode minimal retenu est conforme à l'article 4.3.3.3.1 de l'EN 1998-1, il doit être :  $k \geq 3 \sqrt{n}$  (n nombre d'étage depuis les fondations = 4), soit  $k = 6$ , et  $T_k \leq 0.20$  s.

### 6.1.1 Principe de la modélisation :

Le modèle béton global sert aux vérifications d'ensemble de la structure béton : stabilité générale, déplacements, réactions en fondations.

Il est réalisé sur la base des côtes et équarrissages des plans de structure, la modélisation étant réalisée avec pour objectif de refléter le plus précisément possible les rigidités réelles des éléments structuraux.

Les éléments finis utilisés sont des filaires et des surfaciques.

Ont été modélisés par des filaires (éléments poutres) :

- Les longrines
- Les poteaux
- Les poutres et bandes noyées

Les poteaux sont modélisés en articulation pour faire passer la globalité des efforts sismiques sur les voiles de contreventement.

Ont été modélisés par des surfaciques (éléments coques) :

- Les voiles intérieurs et de façade
- Les poutres-voiles et poutres de grande hauteur
- Les linteaux de grande hauteur
- Les planchers et paliers d'escalier
- Les fosses ascenseurs (parois + dalles)
- Les dalles portées

Le maillage des éléments surfaciques est affiné suivant une maille de 0.50x0.50 afin de bien rendre compte du cheminement des efforts.

En fondation, tous les appuis sont définis en appuis élastiques ponctuels ou filaires pour définir les fondations superficielles.

Lors de la modélisation, nous n'avons pas pris en compte l'effet des appuis néoprènes sous l'hélistation pour avoir le comportement le plus défavorable des actions sur la structure.

#### 6.1.2 Prise en compte de la fissuration :

L'EN 1998-1 article 4.3.1-(6) indique qu'il «convient généralement d'évaluer la rigidité des éléments porteurs en tenant compte des effets de la fissuration».

Pour tenir compte de l'état de fissuration des éléments béton armé, la rigidité efficace des éléments béton armé en flexion sera donc prise comme égale à 50% de la rigidité non fissurée de ces éléments [EN 1998-1 article 4.3.1-(7)], ce qui revient dans les calculs à diviser le module d'élasticité du béton par 2.

#### 6.1.3 Largeur du joint sismique

Conformément à l'article 4.4.2.7 (3) de l'Eurocode 8, les planchers des différents blocs étant situés à la même altimétrie, le déplacement total est pris égal à :

$$D_{joint} = 0.7 \times \sqrt{d_1^2 + d_2^2}$$

#### 6.1.4 Limitation des déplacements entre étages

Selon les articles 5 à 9 de l'EC8, les limites suivantes doivent être respectées :

- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$dr \times v \leq 0.005 \times h$$

- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$dr \times v \leq 0.0075 \times h$$

- Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux :

$$dr \times v \leq 0.01 \times h$$

Avec :

dr : déplacement de calcul entre étages défini en 4.4.2.2(2) ;

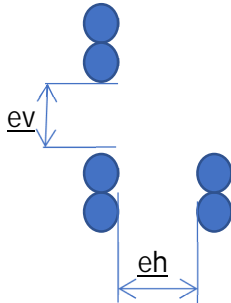
h : hauteur entre étages ;

v : coefficient de réduction pour prendre en compte une plus petite période de retour de l'action sismique associée à l'exigence de limitation des dommages. Les valeurs recommandées sont  $n = 0,4$  pour les catégories d'importance III et IV et  $n = 0,5$  pour les catégories d'importance I et II.

## 6.2 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

### 6.2.1 Distance Entre Les Barres :

Les barres peuvent être disposées soit de manière isolée soit en paquet de 2, 3 ou 4 barres.



$$eh, ev \geq \max \left\{ \begin{array}{l} k_1 \Phi \\ 20mm \\ d_g + k_2 \end{array} \right\}$$

$e_v, e_h$  : distance libre verticale et horizontale entre les barres

$d_g$  : diamètre du plus gros granulat (2.5cm)

$\Phi$  : diamètre de la barre ou du paquet de barre (voir 4.)

$k_1=1$

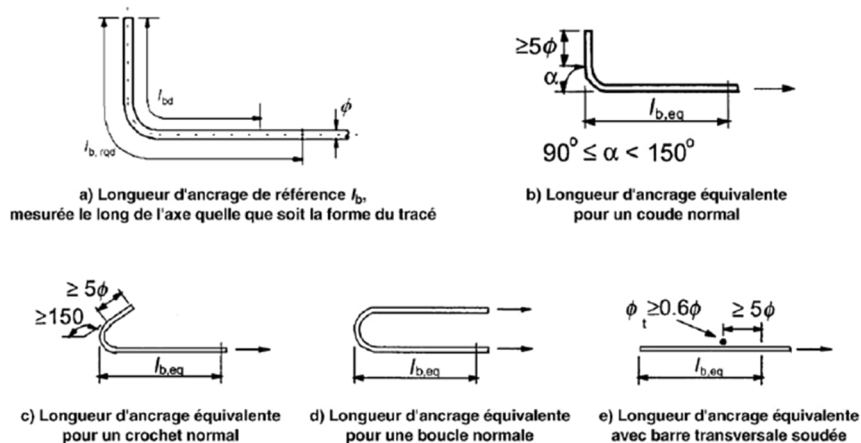
$k_2=5mm$

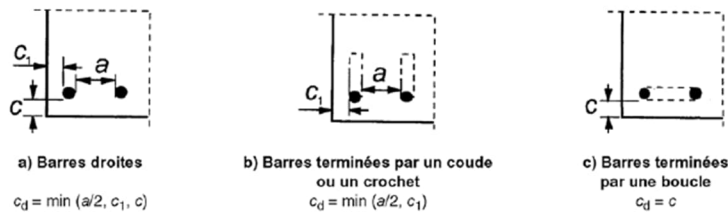
Tableau pour des barres isolées :

Diamètre (mm)	8	10	12	14	16	20	25	32
$e_h$ (mm)	30	30	30	30	30	30	30	32
$e_v$ (mm)	30	30	30	30	30	30	30	32

### 6.2.2 Ancrage Des Barres :

*Ancrage d'extrémité :*





Type d'ancrage :

Suivant le type d'ancrage, on prend en compte la longueur d'ancrage équivalente suivante :

$$l_{b,eq} = \alpha_1 l_{b,rqd}$$

C30/37, aciers FeE500  $L_{b,rqd} = 36\Phi$

C40/50 aciers FeE500  $L_{b,rqd} = 29\Phi$

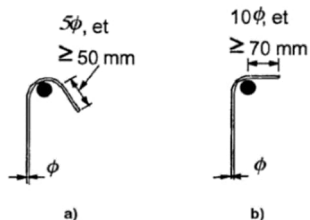
Coude :  $\alpha_1 = 0.7$  si  $c_d > 3\Phi$  ( $c_d = \min(a/2, c_1)$ ) sinon  $\alpha_1 = 1$

Crochet :  $\alpha_1 = 0.7$  si  $c_d > 3\Phi$  ( $c_d = \min(a/2, c_1)$ ) sinon  $\alpha_1 = 1$

Boucle :  $\alpha_1 = 0.7$  si  $c_d > 3\Phi$  ( $c_d = c$ ) sinon  $\alpha_1 = 1$

*Ancrage des cadres étriers et épingles :*

Pour les armatures d'efforts tranchant et autres armatures transversales, il convient de respecter :



Si l'armature présente un crochet à 135°, le retour doit être  $> \max(5\Phi ; 50\text{mm})$

Si l'armature présente un crochet à 90°, le retour doit être  $> \max(10\Phi ; 70\text{mm})$

### 6.2.3 Jonctions Par Recouvrement :

Longueur de recouvrement  $l_0$  :

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 L_{b,rqd}$$

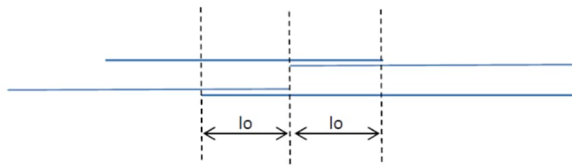
Avec  $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = 1$

$\alpha_6 = 1.5$  dans le cas d'une nappe simple, il n'est donc pas nécessaire de prévoir un espacement des recouvrements voisins de  $0.3L_0$ . Les armatures principales auront des recouvrements alternés simples. Pour les armatures secondaires, les recouvrements pourront ne pas être alternés.

C30/37, aciers FeE500  $L_0 = 54\Phi$

C40/50 aciers FeE500  $L_0 = 45\Phi$

On adopte le recouvrement suivant pour les armatures principales :



### Couture De Recouvrement :

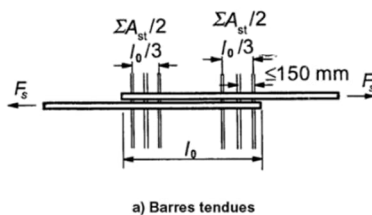
Ce sont des armatures transversales au droit des recouvrements pour s'opposer aux efforts transversaux de traction.

Il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures transversales spécifiques si :

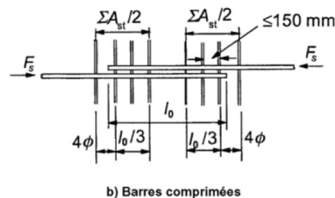
- $\Phi < 20\text{mm}$
- ou si la proportion des barres en recouvrement est inférieure à 25%.

Sinon, on distingue deux cas :

- Pour des barres tendues :



- Pour des barres comprimées :



Dans les deux cas  $A_{st} \geq A_s$ , avec  $A_s$  = Sections d'une des barres du recouvrement.

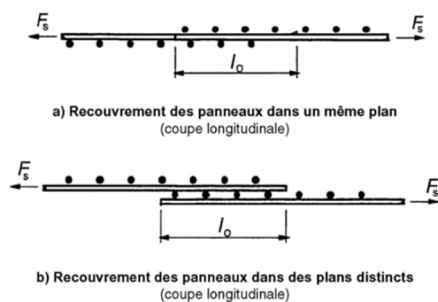
Pour des  $\Phi 20$  : armature de couture : 2\*2HA10

Pour des  $\Phi 25$  : armature de couture : 2\*3HA12

Pour des  $\Phi 32$  : armature de couture : 2\*4HA12

### Recouvrement Des Treillis Soudés Constitué De Fils A Haute Adhérence :

On distingue deux cas de recouvrements des treillis soudés :



*Recouvrement des armatures principales dans un même plan :*

Il convient de respecter la longueur de recouvrement  $l_o$  en fonction du diamètre des barres.

*Recouvrement des armatures principales dans des plans distincts :*

Proportion admissible d'armatures principales à ancrer :

- 100 % si  $(A_s/s)_{\text{prov}} \leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ ;

- 60 % si  $(A_s/s)_{\text{prov}} > 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ ;

avec :  $(A_s/s)_{\text{prov}}$  = aire de la section d'aciers par unité de longueur et  $s$  = espacement des fils.

Il convient de décaler au minimum de  $1.3l_o$  les jonctions des différents panneaux.

*Recouvrement des armatures de répartition :*

Diamètre des fils de répartition (mm)	Longueurs de recouvrement
$\phi \leq 6$	$\geq 150 \text{ mm}$ ; au moins 1 maille (2 soudures) dans la longueur de recouvrement
$6 < \phi \leq 8,5$	$\geq 250 \text{ mm}$ ; au moins 2 mailles (3 soudures)
$8,5 < \phi \leq 12$	$\geq 350 \text{ mm}$ ; au moins 2 mailles (3 soudures)

#### 6.2.4 Utilisation De Paquets De Barre :

Les règles pour les barres individuelles s'appliquent également aux paquets de barres. Un paquet de barre est constitué :

De 2, 3 ou 4 barres les unes à côté des autres. On limite le nombre de barre à 4 pour les barres comprimées et à 3 pour les barres en traction.

De barres de mêmes caractéristiques (type et nuances).

Avec un rapport des diamètres des barres constitutives du paquet au plus égal à 1.7

Pour les différents calculs, le paquet de barre est remplacé par une barre fictive équivalente. Le diamètre  $\Phi_n$  de cette barre est tel que :

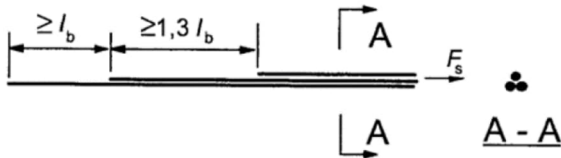
$$\Phi_n = \phi \sqrt{n} \quad (n \text{ est le nombre de barre du paquet}).$$

Lorsque deux barres en contact sont disposées l'une au-dessus de l'autre, et lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes, il n'est pas nécessaire de traiter ces barres comme un paquet.

Ancrage Des Paquets De Barre :

Si  $\Phi_n < 32\text{mm}$ , les paquets de barres peuvent être arrêtés au voisinage de l'appui sans qu'il soit nécessaire de décaler les arrêts de barre.

Dans le cas des paquets de barres tendues dont le diamètre équivalent est  $\geq 32\text{ mm}$  et qui sont ancrés au voisinage d'un appui, il convient de décaler les arrêts de barre longitudinalement comme indiqué sur la Figure ci-dessous :



Il n'est pas nécessaire de décaler les arrêts de barre dans le cas de paquets de barres comprimées. Dans le cas de paquets de diamètre équivalent  $\geq 32\text{ mm}$ , il convient de prévoir au moins quatre cours d'armatures transversales d'un diamètre  $\geq 12\text{ mm}$  aux extrémités du paquet ainsi qu'un cours supplémentaire juste après l'arrêt de la barre.

Recouvrement des paquets de barre :

*Cas des paquets de 2 barres avec  $\Phi_n < 32\text{mm}$  :*

$l_0$  est calculé avec le diamètre équivalent  $\Phi_n$ . Le recouvrement se fait sans décalage des arrêts des barres.

*Autres cas :*

$l_0$  est calculé avec le diamètre d'une barre unique. Le décalage des arrêts des barres doit être au moins de  $1,3 l_0$ . Une quatrième barre peut être utilisée comme barre de recouvrement. Il ne doit pas y avoir plus de 4 barres dans une section de recouvrement.

