

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : **CISSÉ Kadidia**

**Thème : Conception, Pathologie et Calcul pratique
du Ferrailage des éléments secondaires des
bâtiments en béton armé**

Sous la direction de : Pr CHERAIT Yacine

Pr BELACHIA Mouloud

Juin : 2022

Remerciements

Avant tout, nous remercions notre Créateur ALLAH le Tout-Puissant de nous avoir gardés en bonne santé et de nous avoir donné la force, la confiance en soi, la volonté et le courage pour accomplir à bien ce modeste travail de fin d'études.

*Mes remerciements chaleureux pour mes **Chers parents**, pour leurs soutiens, leurs encouragements moraux, leurs aides et leurs patiences tout le long de mon cursus universitaire.*

*Je tiens à remercier tout particulièrement et à témoigner toute ma reconnaissance à mon encadreur le Pr **CHERAIT Yacine**, pour son soutien, sa patience, son aide et ses précieux conseils ; il était toujours à l'écoute et très disponible, tout au long de la réalisation de ce mémoire.*

*Mes remerciements à l'ensemble des **Membres de jury** qui m'ont fait l'immense honneur d'examiner et de juger ce travail.*

*Un grand merci à tous les enseignants qui ont contribué à assurer ma formation durant tout mon cycle universitaire et en particulier **les Enseignants et le personnel administratif** du département de génie civil et hydraulique de la faculté des sciences et de la technologie de l'université de Guelma.*

*Enfin mes remerciements vont pour tous mes **Ami(e)s** pour leurs encouragements et à tous les gens qui ont contribué de loin ou de près à réaliser ce mémoire.*

Dédicaces

C'est avec un grand respect, gratitude, joie et fierté que je tiens à dédier ce modeste travail à :

❁ *À ma très chère mère et à mon cher père : Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.*

Puisse ALLAH, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie.

❁ *À mon cher mari pour son soutien moral, son encouragement et son aide.*

❁ *À mes sœurs et frères : Pour leur appuis, encouragements et soutiens moraux,*

❁ *À Mon encadreur "Pr CHERAIT Yacine" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans la réalisation de notre mémoire.*

❁ *À tous les étudiants étrangers de l'Université de Guelma*

❁ *À Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.*

❁ *À toute ma promotion de Génie Civil 2021-2022.*

❁ *Enfin à tous ceux que j'aime*

CISSÉ Kadidia

RÉSUMÉ

L'acrotère, les balcons, les escaliers et les planchers constituent les éléments non structuraux des bâtiments. Ces éléments bien que ne participant pas directement dans le système porteur de la structure jouent cependant un rôle primordial notamment dans les domaines de la sécurité (vis-à-vis des chutes, des incendies) et des isolations phoniques et thermiques. Ils doivent être donc conçus et calculés selon les règles de l'art en vigueur. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre mémoire de fin d'études. Il se veut une contribution dans la conception (dimensionnement, ferrailage, coffrage, coulage, etc.), l'étude des causes de dégradation (pathologie) ainsi que le calcul pratique du ferrailage et la vérification des flèches de ces éléments.

Dans ce projet nous allons exposer les bonnes techniques de conception, de mise en œuvre, les problèmes les plus rencontrés dans la structure des éléments secondaires d'un bâtiment et éventuellement les solutions pour y remédier et pour finir donner quelques exemples du calcul du ferrailage de ses éléments à l'état limite ultime (ELU), de service (ELS) ou accidentelle selon le type de fissuration (préjudiciable ou non) suivant les règles nationales CBA 93 et Européennes l'EC2.

Tous les calculs ont été effectués manuellement et les schémas de ferrailages ont été effectués à l'aide du logiciel AUTOCAD 2020.

Il apparaît à l'issue de cette étude que le calcul du ferrailage et la vérification des flèches par le code national CBA 93 et Européen EC2 présentent beaucoup de similitudes avec des écarts constatés assez faibles.

MOTS CLÉS : Éléments secondaires – Conception – Pathologie – Ferrailage - CBA 93 – EC2.

ABSTRACT

The parapet, balconies, stairs and floors are the non-structural elements of buildings. These elements, although not participating directly in the load-bearing system of the structure, nevertheless play an essential role, particularly in the fields of safety (vis-à-vis falls, fires) and sound and thermal insulation. They must therefore be designed and calculated according to the rules in force. It is in this context that our dissertation falls. It is intended to be a contribution in the design (sizing, reinforcement, formwork, casting, etc.), the study of the causes of degradation (pathology) as well as the practical calculation of the reinforcement and the verification of the deflections of these elements.

In this project we will expose the good techniques of design, implementation, the most encountered problems in the structure of the secondary elements of a building and possibly the solution to remedy them and finally give some examples of the calculation of the reinforcement of its elements at the ultimate limit state (ULS), service (ELS) or accidental according to the type of cracking (harmful or not) according to the rules of CBA 93 and EC2.

All calculations were done manually and the reinforcement drawings were done using AUTOCAD 2020 software.

It appears at the end of this study that the calculation of reinforcement and the verification of arrows by the national code CBA 93 and European EC2 has many similarities with quite small differences.

<p>KEYWORDS : Secondary elements – Design – Pathology – Reinforcement - CBA 93 – EC2.</p>
--

المخلص

الحاجز والشرفات والسلالم والأرضيات هي العناصر غير الهيكلية للمباني. هذه العناصر ، على الرغم من عدم مشاركتها بشكل مباشر في النظام الحامل للهيكل ، تلعب دورًا أساسيًا ، لا سيما في مجالات السلامة (في مواجهة السقوط والحرائق) والعزل الصوتي والحراري. لذلك يجب تصميمها وحسابها وفقًا للقواعد المعمول بها. في هذا السياق تقع أطروحتنا. من المفترض أن تكون مساهمة في التصميم (التحجيم ، التعزيز ، القوالب ، الصب ، إلخ) ، ودراسة أسباب التدهور (علم الأمراض) وكذلك الحساب العملي للتعزيز والتحقق من انحرافات هذه عناصر.

في هذا المشروع سوف نكشف عن التقنيات الجيدة للتصميم والتنفيذ والمشاكل الأكثر مواجهة في هيكل العناصر الثانوية للمبنى وربما (أو عرضيًا وفقًا ELS) أو الخدمة (ULS) الحل لمعالجتها وأخيرًا سنقدم بعض الأمثلة لحساب تعزيز عناصره في حالة الحد النهائي (EC2 و CBA 93 لنوع التكسير (ضار أم لا) وفقًا لقواعد

AUTOCAD 2020. تم إجراء جميع الحسابات يدويًا وتم إجراء رسومات التعزيز باستخدام برنامج

الأوروبية EC2 وقواعد CBA 93 يبدو في نهاية هذه الدراسة أن حساب التعزيز والتحقق من الانحرافات بواسطة الكود الوطني يقدم العديد من أوجه التشابه مع الاختلافات الملحوظة منخفضة للغاية.

الكلمات المفتاحية : EC2 - CBA 93 - عناصر ثانوية - تصميم - علم الأمراض - تقوية -

SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE 1 : CONTEXTE RÉGLEMENTAIRE

1.1 INTRODUCTION	6
1.2 GÉNÉRALITÉS SUR LES RÈGLEMENTS	6
1.2.1 Les règlements	6
1.2.2 Rôle de la réglementation en génie civil	6
1.2.3 Définition des DTU	6
1.3 CADRE GÉNÉRAL DES HYPOTHÈSES DE CALCUL	6
1.4 LES UNITÉS	6
1.5 PROPRIÉTÉS DU BÉTON SELON LE CBA 93 ET L'EC 2	7
1.5.1 Résistance caractéristique à la compression du béton selon le CBA 93.....	7
1.5.2 Résistance caractéristique à la compression du béton selon l'EC2	7
1.5.3 Désignation d'un béton selon l'EC2	7
1.5.4 Résistance caractéristique à la traction du béton selon le CBA 93.....	7
1.5.5 Résistance caractéristique à la traction du béton selon l'EC2	7
1.5.6 Déformations longitudinales du béton selon le CBA 93	8
1.5.7 Déformations longitudinales différées selon le CBA 93.....	8
1.5.8 Déformations longitudinales différées selon l'EC2.....	8
1.5.9 Masse volumique du béton armé selon le CBA 93.....	8
1.5.10 Masse volumique du béton armé selon l'EC2 (A.11.3.1)	8
1.6 LOIS DE COMPORTEMENTS DU BÉTON	8
1.6.1 Diagramme contraintes-déformations du béton selon le CBA 93	8
1.6.2 Diagramme contraintes-déformations du béton selon l'EC2.....	9
1.7 COMBINAISONS D'ACTION SELON LE CBA 93 ET L'EC 2	9
1.7.1 Combinaisons d'action selon le CBA 93.....	9
1.7.2 Combinaisons d'action selon l'EC2.....	10
1.8 ÉTAT-LIMITE DE COMPRESSION DU BÉTON A L'ÉTAT-LIMITE DE SERVICE	10
1.8.1 Pour le béton selon le CBA 93.....	10
1.8.2 Pour le béton selon l'EC2.....	10
1.8.3 Pour les aciers selon le CBA 93.....	11
1.8.4 Pour les aciers selon l'EC2.....	11

1.9 VÉRIFICATION DES FLÈCHES	12
1.9.1 Évaluation des flèches selon le CBA 93	12
1.9.2 Valeurs admissibles des flèches selon le CBA 93	13
1.9.3 Évaluation des flèches par la méthode simplifiée selon l'EC2.....	13
1.9.4 Valeurs limites des flèches selon l'Euro code 2	16
1.10 PROTECTION DES ACIERS	16
1.10.1 Définition de l'enrobage.....	16
1.10.2 Protection des aciers selon le CBA 93.....	16
1.10.3 Protection des aciers selon l'EC2.....	17
1.10.4 Classes d'exposition.....	17
CONCLUSION DU PREMIER CHAPITRE	19
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES DU PREMIER CHAPITRE	20

CHAPITRE 2 : CONCEPTION DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

2.1 INTRODUCTION	22
2.2 CONCEPTION DES ACROTÈRES EN BÉTON ARMÉ	22
2.2.1 Définition.....	22
2.2.2. Différents types d'acrotères	22
2.2.3 Utilité de l'acrotère.....	23
2.2.4 Mise en œuvre de l'acrotère	24
2.2.5 Etanchéité de l'acrotère dans le cas d'un toit plat.....	25
2.2.6 Matériaux.....	26
2.2.7 Mise en place des armatures.....	26
2.2.8 Dimensionnement des armatures verticales.....	27
2.3 CONCEPTION DES BALCONS EN BÉTON ARMÉ	27
2.3.1 Définition	27
2.3.2 Les différents modes d'appuis	27
2.3.3 Typologie des balcons en béton	28
2.3.4 La conception technique	29
2.3.5 Mise en œuvre des balcons.....	31
2.4 CONCEPTION DES ESCALIERS EN BÉTON ARMÉ	33
2.4.1 Définition	33
2.4.2 Fonctions d'un escalier	34
2.4.3 Les différents types d'escaliers	35
2.4.4 Avantages et inconvénient des escaliers en béton	37
2.4.5 Escaliers préfabriqué	37
2.4.6 Règlementation	38
2.5 CONCEPTION DES DALLES RECTANGULAIRES EN BÉTON ARMÉ	41

2.5.1 Définition	41
2.5.2 Principe	41
2.5.3 Le plancher en béton armé	42
2.5.4 La prédalle, une autre technique de mise en œuvre	42
2.5.5 Avantages et inconvénients des planchers en dalle pleine	42
2.5.6 Exécution des planchers	43
2.5.7 Méthode de calcul des planchers en dalle pleine.....	46
CONCLUSION DU CHAPITRE.....	51
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES DU DEUXIEME CHAPITRE.....	52

CHAPITRE3 : PATHOLOGIE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

3.1 INTRODUCTION.....	54
3.2 CAUSES DE DÉGRADATION DES OUVRAGES	54
3.2.1 Causes naturelles	54
3.2.2 Causes structurelles	55
3.2.3 Causes accidentelles	55
3.2.4 Vieillessement	55
3.3 DIAGNOSTIC DES CAUSES DE DEGRADATION DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ.....	55
3.4 PATHOLOGIES DES BALCONS EN BÉTON ARMÉ.....	55
3.4.1 Les types de désordres affectant les balcons	55
3.4.2 Les bonnes pratiques	58
3.5 PATHOLOGIE DES ACROTÈRES EN BÉTON ARMÉ.....	59
3.5.1 Le diagnostic des désordres	59
3.5.2 Les origines des désordres	59
3.5.3 Désordre spécifiques des toitures terrasses.....	60
3.5.4 Produits d'étanchéité.....	60
3.5.5 Quelques type de dégradation des acrotères.....	60
3.5.6 Conseils de prévention.....	62
3.6 PATHOLOGIE DES ESCALIERS EN BÉTON ARMÉ.....	63
3.6.1 Origines des fissures de l'escalier	63
3.6.2 Le phénomène de poussée au vide des escaliers	63
3.6.3 Béton et incendie des escaliers	64
3.7 PATHOLOGIE DES PLANCHERS DALLES	65
3.7.1 Fissuration d'angles de dalle simplement appuyée	65
3.7.2 Fissuration de maçonneries supportées par un plancher	65
3.7.3 Fissuration verticale en prolongement d'un joint	66
3.7.4 Cisaillement de talon de poutrelles de plancher à entrevous et nervures	66

3.7.5 Fissuration centrale de la dalle	67
3.7.6 Corrosion des armatures de la dalle.....	67
CONCLUSION DU CHAPITRE	68
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES DU TROISIEME CHAPITRE	69

CHAPITRE 4 : CALCUL PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

4.1 INTRODUCTION	71
4.2 DOCUMENTS RÉGLEMENTAIRES UTILISÉS	71
4.3 CALCUL PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES ACROTÈRES	72
Exemple numérique 1 : Etude d'un acrotère de 80 cm de hauteur.....	72
Exemple numérique 2 : Etude d'un acrotère de 130 cm de hauteur.....	78
4.4 CALCUL DU FERRAILLAGE DES BALCONS EN PORTE-A-FAUX	83
Exemple numérique 3 : Etude d'un balcon de 160 cm de portée.....	83
Exemple numérique 4 : Etude d'un balcon de 100 cm de portée.....	90
4.5 CALCUL DES ESCALIERS	95
Exemple numérique 5 : Etude d'un escalier à paillasse adjacente.....	96
Exemple numérique 6 : Etude d'un escalier avec un seul palier de repos.....	105
4.6 CALCUL DES DALLES RECTANGULAIRES EN BÉTON ARMÉ	113
Exemple numérique 7 : Etude d'une dalle portant dans un seul sens.....	113
Exemple numérique 8 : Etude d'une dalle portant dans les deux sens.....	119
CONCLUSION DU CHAPITRE	126
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES DU QUATRIEME CHAPITRE	127
CONCLUSION GÉNÉRALE	128
ANNEXES	131

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1. CONTEXTE REGLEMENTAIRE

Figure 1.1 : <i>Diagramme parabole-rectangle</i>	9
Figure 1.2 : <i>Diagramme proposé par l'EC2 pour l'analyse structurale</i>	9
Figure 1.3 : <i>Evaluation des flèches par la méthode simplifiée selon l'EC2</i>	14
Figure 1.4 : <i>Valeurs de référence du rapport portée sur hauteur utile</i>	15
Figure 1-5 : <i>Enrobage des armatures selon l'EC2</i>	18

CHAPITRE 2. CONCEPTION DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

Figure 2.1 : <i>Schéma d'un acrotère bas</i>	23
Figure 2.2 : <i>Exemple de ferrailage d'un acrotère haut</i>	23
Figure 2.3 : <i>Mise en œuvre des acrotères bas</i>	24
Figure 2.4 : <i>Mise en œuvre des acrotères hauts</i>	25
Figure 2.5 : <i>Acrotère recouvert d'une couverture</i>	25
Figure 2.6 : <i>Bande de rive sur acrotère</i>	26
Figure 2.7 : <i>Balcon en béton armé en porte-à-faux</i>	28
Figure 2.8 : <i>Balcon en béton armé appuyé sur trois côtés</i>	28
Figure 2.9 : <i>Balcon en béton armé d'angle extérieur</i>	28
Figure 2.10 : <i>Balcon en continuité, et balcon avec rupteur et ITI</i>	29
Figure 2.11 : <i>Influence de la portée du balcon sur la flèche (F)</i>	29
Figure 2.12 : <i>Détail joint de fractionnement</i>	30
Figure 2.13 : <i>Étanchéité liquide réalisée lors de la construction</i>	31
Figure 2.14 : <i>Mise en place de l'étalement et du réseau de poutrelles primaires et secondaires</i>	31
Figure 2-15 : <i>a) Coffrage et ferrailage du balcon, b) Coulage du béton</i>	32
Figure 2.16 : <i>a) Maintien des étais de séchage b) Décoffrage et pose des étais</i>	32

Figure 2.17 : a) Mise en place de l'étalement. b) Pose du balcon (avec garde-corps intégrés).....	32
Figure 2.18 : a) Coulage du béton, b) Décoffrage et pose des étais de séchage à l'avancement.....	33
Figure 2.19 : Identification des sens de pose du rupteur (haut/bas, intérieur/extérieur).....	33
Figure 2.20 : a) Constituants d'un escalier, b) Différents éléments d'un escalier.....	34
Figure 2.21 : Escalier préfabriqué en béton armé.....	34
Figure 2.22 : Escalier droit.....	35
Figure 2.23 : Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires.....	35
Figure 2.24 : Escalier balancés.....	36
Figure 2.25 : Escalier hélicoïdal.....	36
Figure 2.26 : Exemple d'élément d'un escalier préfabriqué à marches indépendantes.....	38
Figure 2.27 : Détermination de l'échappée.....	39
Figure 2.28 : Stockage des prédalles.....	42
Figure 2.29 : Coulage d'un plancher en dalle pleine.....	43

CHAPITRE 3. PATHOLOGIE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

Figure 3.1 : Bords de balcon éclatés par carbonatation des bétons.....	57
Figure 3.2 : Fissuration d'acrotère.....	61
Figure 3.3 : Dilatation de la forme de pente entraînant un désaffleurement de l'acrotère.....	61
Figure 3.4 : Absence de joint de fractionnement sur l'acrotère.....	61
Figure 3.5 : Eclatement du béton de la façade induisant une corrosion des aciers.....	62
Figure 3.6 : L'acrotère n'avait pas été protégé par une couvertine.....	62
Figure 3.7 : Escalier en béton ancien endommagé.....	63
Figure 3.8 : Poussée au vide par fléchissement de la barre ancrée.....	64
Figure 3.9 : Poussée au vide par ancrage des barres en retour rectiligne parallèle au parement.....	64
Figure 3.10 : Dégâts observés suite à un incendie.....	65
Figure 3.11 : a) Plancher inférieur plus flexible que le plancher supérieur b): le plancher supérieur plus flexible que le plancher inférieur.....	66
Figure 3.12 : Fissuration verticale en prolongement d'un joint.....	66
Figure 3.13 : Cisaillement de talon de poutrelles de plancher à entrevous et nervures.....	66
Figure 3.14 : Fissuration centrale de la dalle.....	67
Figure 3.15 : Corrosion des armatures de la dalle.....	67
Figure 3.16 : Corrosion des armatures d'une dalle.....	68

CHAPITRE 4. CALCUL PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

Figure 4.1 : Dimensions de l'acrotère.....	72
Figure 4.2 : Action sismique sur l'acrotère.....	73
Figure 4.3 : Schéma de ferrailage d'un acrotère selon le CBA 93.....	75
Figure 4.4 : Vue en plan du ferrailage de l'acrotère.....	75
Figure 4.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère selon l'EC2.....	78
Figure 4.6 : Dimensions de l'acrotère.....	78
Figure 4.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère selon le CBA 93.....	80
Figure 4.8 : Vue en plan du schéma de ferrailage de l'acrotère selon le CBA 93.....	80
Figure 4.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère selon l'EC2.....	82
Figure 4.10 : Schéma statique des balcons en porte-à-faux.....	83
Figure 4.11 : Section de calcul du balcon.....	85
Figure 4.12 : Coupe du ferrailage du balcon selon le CBA 93.....	87
Figure 4.13 : Vue en plan du schéma de ferrailage du balcon selon le CBA 93.....	87
Figure 4.14 : Coupe de schéma de ferrailage du balcon selon l'EC2.....	90
Figure 4.15 : Schéma d'un balcon.....	90
Figure 4.16 : Coupe du schéma de ferrailage du balcon selon le CBA 93.....	92
Figure 4.17 : Vue en plan du schéma de ferrailage du balcon selon le CBA 93.....	93
Figure 4.18 : Coupe de schéma de ferrailage du balcon selon l'EC2.....	95
Figure 4.19 : Dimensions en plan de l'escalier.....	96
Figure 4.20 : Schéma statique de l'escalier.....	98
Figure 4.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier selon le CBA 93.....	102
Figure 4.22 : Schéma de ferrailage des escaliers selon l'EC2.....	105
Figure 4.23 : Schéma de l'escalier.....	105
Figure 4.24 : Schéma des escaliers selon le CBA 93.....	109
Figure 4.25 : Ferrailage des escaliers selon l'EC2.....	112
Figure 4.26 : Vue en plan de la dalle.....	113
Figure 4.27 : Schéma de ferrailage d'un panneau portant dans un seul sens selon le CBA 93.....	117
Figure 4.28 : Schéma de ferrailage d'un panneau portant dans un seul sens selon l'EC2.....	119
Figure 4.29 : Dimensions du panneau.....	120
Figure 4.30 : Schéma de ferrailage d'un panneau portant dans les deux sens selon le CBA 93.....	123
Figure 4.31 : Ferrailage d'un panneau portant dans les deux sens selon l'EC2.....	126

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1. CONTEXTE RÉGLEMENTAIRE

Tableau 1.1 : Valeurs de l'enrobage minimal c_{min} requis vis-à-vis de la durabilité.....	18
---	----

CHAPITRE 2. CONCEPTION DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

Tableau 2.1 : Dimensions courantes des marches.....	40
Tableau 2.2 : Choix du type de plancher en fonction de la portée entre axes.....	45
Tableau 2.3 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y	47
Tableau 2.4 : Conditions sur l'espacement des armatures des dalles.....	48
Tableau 2.5 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y	49

CHAPITRE 4. CALCUL PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

Tableau 4.1 : Sections armatures des deux acrotères étudiés.....	82
Tableau 4.2 : Charges permanentes.....	84
Tableau 4.3 : Sections de ferrailage des balcons selon les deux codes.....	95
Tableau 4.4 : Charges permanentes du palier de repos.....	97
Tableau 4.5 : Charges permanentes de la paillasse.....	97
Tableau 4.6 : Charges de calcul des escaliers.....	98
Tableau 4.7 : Moments et efforts tranchants.....	98
Tableau 4.8 : Vérification de la flèche des escaliers.....	101
Tableau 4.9 : Charges de calcul des escaliers.....	102
Tableau 4.10 : Moments et efforts tranchants.....	103
Tableau 4.11 : Charges sur les éléments de l'escalier.....	106
Tableau 4.12 : Sollicitations de calcul des escaliers.....	107

Tableau 4.13 : *Vérification de la flèche des escaliers* 109

Tableau 4.14 : *Charges sur les éléments de l'escalier* 110

Tableau 4.15 : *Sollicitations de calcul des escaliers* 110

Tableau 4.16 : *Sections d'armatures des escaliers selon les deux codes* 112

Tableau 4.17 : *Sections d'armatures du panneau selon les deux codes* 119

Tableau 4.18 : *Sections d'armatures selon les deux codes* 126

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les éléments secondaires des bâtiments (acrotère, balcons, escaliers, planchers) bien que ne participent pas directement sur le système de contreventement de la structure jouent cependant des rôles importants notamment vis-à-vis de la sécurité (chutes, incendies, etc.). Ainsi l'acrotère et les balcons ont pour rôle de protéger les personnes contre d'éventuelles chutes, les escaliers qui ont pour rôle l'accès aux différents étages doivent rester fonctionnels en cas d'incendie, et enfin les planchers qui partagent les différents étages, doivent assurer également l'isolation phonique et thermique. Ainsi tous ces éléments contribuent dans le bon fonctionnement des bâtiments. Ils doivent être donc conçus et calculés selon les règles de l'art.

Les objectifs visés par ce présent projet sont :

- Connaître les techniques de conception et de mise en œuvre des éléments secondaires,
- Rechercher les causes de leurs dégradations et les moyens de prévention,
- Etablir des notices de calcul détaillées du ferrailage longitudinal et transversal selon les deux codes réglementaires CBA 93 et EC2 et faire une comparaison entre les deux.

Structuration du mémoire :

Le mémoire est composé d'une introduction générale et de quatre chapitres.

Le premier chapitre intitulé '**CONTEXTE RÉGLEMENTAIRE**' présente dans sa première partie une synthèse exhaustive les différents documents techniques réglementaires (DTR), les différents documents techniques unifiés (DTU) ainsi que les normes utilisées dans la conception, le calcul et la vérification des acrotères, balcons, escaliers et planchers. La seconde partie présente les principales propriétés du béton telles que définit par le code national CBA 93 et Européen l'Eurocode2.

Le deuxième chapitre intitulé '**CONCEPTION DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS**' présente une synthèse sur la conception générale des éléments secondaires des bâtiments et ce conformément aux différentes normes qui gèrent ces éléments-là.

Le troisième chapitre intitulé '**PATHOLOGIE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS**' présente les principales causes de dégradation des éléments secondaires des bâtiments.

Le quatrième chapitre intitulé '**CALCUL PRATIQUE DU FERRAILAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS**' présente, à travers des applications numériques détaillées, le calcul du ferrailage ainsi que la vérification des flèches des acrotères, des balcons, des escaliers et des dalles

en béton armé. Les notes de calcul ont été effectuées conformément aux prescriptions réglementaires CBA 93 et de l'Euro code 2.

Des annexes exposés à la fin du document présentent des organigrammes détaillés pour le calcul des armatures longitudinales (état-limite ultime ELU et état-limite de service ELS), des armatures transversales ainsi que la vérification des flèches des pièces fléchies et ce conformément aux prescriptions des règles CBA 93 et EC2.

Enfin le document sera clos par une conclusion générale qui synthétise l'ensemble des résultats obtenus notamment sur les écarts constatés sur le ferrailage des éléments secondaires fournies par les deux codes réglementaires étudiés.

CHAPITRE 1. CONTEXTE RÉGLEMENTAIRE

RÉSUMÉ : Ce chapitre présente un aperçu sur les différents documents techniques réglementaires (DTR), les documents techniques unifiés (DTU) ainsi que les normes, utilisés pour le calcul et la vérification des éléments secondaires (acrotères, balcons, escaliers en dalles en béton armé) des bâtiments. Le document expose également les principales propriétés mécaniques et physiques du béton, les lois de comportement, les combinaisons d'action et la protection des aciers telles que définit par les règles nationales CBA 93 et Européennes EC2

CHAPITRE 1

CONTEXTE RÉGLEMENTAIRE

DOCUMENTS RÉGLEMENTAIRES

- 1) DTR BC 2.41 : Les règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- 2) DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- 3) DTR BC 2.48 : Règlement parasismique Algérien RPA/2003.
- 4) DTR BE 2.18 : Règles particulières d'exécution des dalles et volées des escaliers préfabriqués en béton armé.
- 5) DTR E4.1 : Travaux Etanchéité des toitures-terrasses et inclinées.
- 6) DTR BE 2.1 : Règle d'exécution des travaux de construction en béton armé.
- 7) Euro code 0 : Bases de calcul des structures.
- 8) Euro code 1 : Actions sur les structures.
- 9) Euro code 2 : Calcul des structures en béton armé.
- 10) Euro code 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- 11) DTU 20.12 : Maçonnerie des toitures et d'étanchéité.
- 12) NF DTU 20.1 : Ouvrages en maçonnerie de petits éléments.
- 13) DTU 36.5 : Mise en œuvre des fenêtres et portes extérieures.
- 14) NF DTU 43.1 : Etanchéité des toitures-terrasses.
- 15) NFP 01-012 et 01-013 : Règles de sécurité.
- 16) NF EN 771-1 : Brique de terre cuite.
- 17) NF EN 998-2 : Mortiers de montage des éléments de maçonnerie.
- 18) Norme NF EN 1065 : Etais télescopiques réglables en acier.
- 19) Norme NF P 93-322 : Poutrelles industrialisées pour l'étalement et le coffrage.
- 20) Norme NF EN 13377 : Poutrelles de coffrages préfabriquées en bois – Exigences, classification et évaluation.

1.1 INTRODUCTION

Les enseignants de génie civil se servent de divers documents utilisés dans les pratiques de la construction (bâtiment et travaux publics) : règles techniques professionnelles, règlements, normes, prescriptions, etc. L'élaboration, la présentation et l'utilisation de ces documents obéissent à des conditions particulières, qui sont liées étroitement aux réalités du travail (création, production, organisation) et à l'expérience technique. Elles touchent aussi bien à la technique, à l'économique, au social, qu'au politique.

1.2 GÉNÉRALITÉS SUR LES RÈGLEMENTS

1.2.1 Les règlements

Ce sont des textes législatifs (décrets ou arrêtés ministériels). Ils fixent des niveaux minimaux d'exigences dans les bâtiments (sécurité, confort, économie d'énergie, etc.).

1.2.2 Rôle de la réglementation en génie civil

Ils permettent de construire avec précision en assurant la stabilité, le confort, la sécurité des personnes sans oublier les aspects économiques.

1.2.3 Définition des DTU

Un DTU ou **Document Technique Unifié**, est une sorte de cahier des charges qui définit les normes nationales concernant les travaux du bâtiment, normes d'exécution et de mises en œuvre dans «les règles de l'art». Ils récapitulent, pour un ouvrage ou une partie d'ouvrage, les règles de l'art pour la mise en œuvre des matériaux utilisés ou bien encore les règles de calculs pour déterminer certaines performances de l'ouvrage : ils fixent les modalités d'exécution des ouvrages.

Les DTU sont nés de la nécessité pour la construction de s'adapter aux produits et aux techniques nouvelles, de l'obligation de contrôles techniques externes à l'entreprise.

1.3 CADRE GÉNÉRAL DES HYPOTHÈSES DE CALCUL

Les hypothèses de calcul utilisées par les règles CBA 93 et les Euro codes 2 sont les suivantes :

- Au cours de la déformation, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions
- Par adhérence, les allongements relatifs de l'acier et du béton au contact sont les mêmes,
- L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton,
- En élasticité (calcul aux états-limites de service) l'allongement est proportionnel à la contrainte: $\sigma = E\varepsilon$.

1.4 LES UNITÉS

Pour toutes nos notices de calcul, nous avons utilisés les unités suivantes :

- Force : Newton (N),

- Contraintes : MPa (Méga Pascal),
- Moment : N. m (Newton mètre),
- Longueur : mètres (m).

1.5 PROPRIÉTÉS DU BÉTON SELON LES RÉGLES CBA 93 ET L'EC 2

1.5.1 Résistance caractéristique à la compression du béton selon le CBA 93 [1] (A.2.1.1.1)

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Celle-ci, notée f_{c28} . Elle se mesure sur des cylindres prismatiques $(16 \times 32)cm^2$. Pour l'établissement des projets, elle sera choisie à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

1.5.2 Résistance caractéristique à la compression du béton selon l'EC2 [2]

Pour la détermination de la résistance en compression du béton, l'Euro code 2 laisse aux utilisateurs le choix entre les éprouvettes cylindriques et les éprouvettes cubiques.

1.5.3 Désignation d'un béton selon l'EC2 [2]

La résistance en compression du béton est désignée par des classes de résistance liées à la résistance caractéristique mesurée sur cylindre ou sur cube, sous la forme de C_x/y , le premier chiffre indique la résistance caractéristique à 28 jours sur cylindre, le second chiffre indique la résistance caractéristique à 28 jours sur cube.

1.5.4 Résistance caractéristique à la traction du béton selon le CBA 93 [1] (A.2.1.1.2)

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie selon le CBA 93 par la relation suivante :

Pour : $f_{c28} \leq 60$ MPa

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \dots (1.1)$$

1.5.5 Résistance caractéristique à la traction du béton selon l'EC2 [2]

Pour des bétons de classes au plus égales à C50/60, âgés d'au moins 28 jours, la résistance moyenne à la traction axiale peut être prise égale à :

$$f_{tj} = 0,3(f_{ck})^{2/3} \dots (1.2)$$

Pour les bétons de classe supérieure à C50/60 :

$$f_{tj} = 2,12 \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \dots (1.3)$$

Les valeurs de f_{cj} et f_{tj} doivent être exprimées en MPa.

1.5.6 Déformations longitudinales du béton selon le CBA 93 [1] (A.2.1.2.1)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots (1.4)$$

f_{cj} (exprimée en MPa) désignant la résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.

1.5.7 Déformations différées du béton selon le CBA 93 [1] (A.2.1.2.2)

Le CBA 93 propose la formule suivante pour la détermination du module de Young différé du béton, au temps $t = \infty$ en fonction de sa résistance caractéristique à la compression.

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots (1.5)$$

1.5.8 Déformations différées du béton selon l'EC2 [2] (A 3.1.3)

En exprimant le module de déformation longitudinale instantanée en MPa l'EC2 propose l'expression suivante :

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \dots (1.6)$$

1.5.9 Masse volumique du béton armé selon le CBA 93 [1] (A.3.1.2.1) :

La masse volumique du béton armé est prise égale à 25 kN/m³.

1.5.10 Masse volumique du béton armé selon l'EC2 [2] (A.11.3.1)

D'après un tableau présenté dans l'EC2 on peut constater que la masse volumique du béton armé dit béton normal est égale à 25 kN/m³.

1.6 LOIS DE COMPORTEMENTS DU BÉTON

1.6.1 Diagramme contraintes-déformations du béton selon le CBA 93 [1]

Le diagramme caractéristique contraintes-déformations (A.4.3.4) du béton est schématisé sur la Figure 1.1. Il est composé d'un arc de parabole de second degré et d'un rectangle.

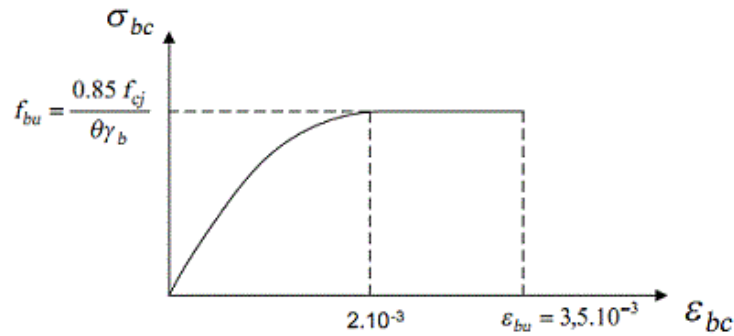


Figure 1.1 : Diagramme parabole-rectangle.

Le diagramme est constitué d'un arc de parabole depuis l'origine et jusqu'à son sommet :

- x : Une déformation du béton en compression $\rightarrow \varepsilon_{bc}$
- y : une contrainte de compression du béton $\rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

Le coefficient θ tient compte de la durée d'application des charges. Il prend les valeurs suivantes :

- $\theta = 1$ pour $t > 24$ heures,
- $\theta = 0,9$ pour $1 \text{ heure} \leq t \leq 24$ heures,
- $\theta = 0,85$ pour $t < 1$ heure.

1.6.2 Diagramme contraintes-déformations du béton selon l'EC2 [2] (A.3.1.5)

La relation entre σ_c et ε_c pour le chargement uni-axial de courte durée est illustrée sur la Figure 1.2 (contrainte de compression et raccourcissement exprimés en valeurs absolues).

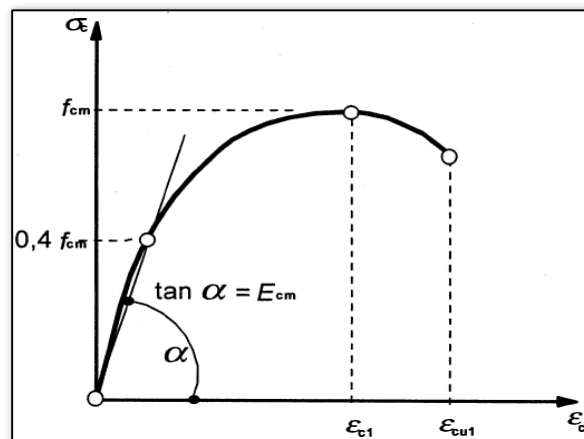


Figure 1.2 : Représentation schématique de la relation contrainte-déformation pour l'analyse structurale selon l'EC2.

1.7 COMBINAISONS D'ACTION

1.7.1 Combinaisons d'action selon le CBA 93 [1]

Pour le calcul du ferrailage des éléments secondaires des bâtiments on se limite en général aux combinaisons suivantes :

État-limites ultimes (A.3.3.2.1) :

$$1,35G + 1,5Q \dots (1.7)$$

État-limites de service (A.3.3.3) :

$$G + Q \dots (1.8)$$

État-limites accidentels (A.3.3.2.2) [3] :

$$G \pm F_p \dots (1.9)$$

avec :

G : Actions permanentes,

Q : Action variable,

F_p : Action sismique.

1.7.2 Combinaisons d'action selon l'EC2 [2] (A.2.4.3)

Les formats généraux de combinaison d'actions pour les états-limites ultimes et de service sont donnés dans l'EN 1990, Section 6. (Euro code 0 : Bases de calcul des structures).

Etat-limite ultime (ELU) :

$$1,35G + 1,5Q \dots (1.10)$$

Etat-limite de service (ELS) :

$$G + Q \dots (1.11)$$

1.8 ÉTAT-LIMITE DE COMPRESSION DU BÉTON A L'ÉTAT-LIMITE DE SERVICE

Pendant la phase de service des constructions, il faut veiller à ce que les contraintes de compression dans le béton et des contraintes dans les aciers restent dans les limites autorisées.

1.8.1 Pour le béton selon le CBA 93 [1]

La contrainte de compression du béton en phase d'exploitation est limitée selon l'article (A.4.5.2) à :

$$0,6f_{c28} \dots (1.12)$$

f_{c28} : étant la résistance caractéristique du béton déterminée sur cylindre.

1.8.2 Pour le béton selon l'EC2 [2] (A.7.2)

La contrainte de compression du béton est limitée à 0,6f_{ck} pour les zones soumises aux classes d'exposition XD (corrosion induite des chlorures), XS (corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer) et, XF (attaque gel/dégel). Sous charges quasi-permanentes, la contrainte dans le béton est

inférieure à $0,45f_{ck}$, on peut admettre que le fluage est linéaire. Si la contrainte dans le béton excède $0,45f_{ck}$, il convient de considérer un fluage non-linéaire.

f_{ck} : étant la résistance caractéristique du béton.

1.8.3 Pour les aciers selon le CBA 93[1] (A.4.5.3)

La limitation des contraintes de traction dans les armatures dépend du cas de la fissuration considérée. On distingue les trois cas suivants :

- 1) **Peu préjudiciable** : aucune limitation. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, lorsque l'élément à vérifier est situé dans les locaux couverts.
- 2) **Préjudiciable (A.4.5.3.3)** : la fissuration est considérée comme préjudiciable si les éléments sont exposés aux intempéries (pluie, neige, vent) ou bien en contact avec l'eau. La contrainte de traction dans les armatures tendues sera limitée à la valeur suivante :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\mu f_{t28}} \right\} \dots (1.13)$$

- 3) **Très préjudiciable (A.4.5.3.4)** : la fissuration sera considérée comme très préjudiciable si l'élément est soumis à un milieu agressif. La contrainte de traction des armatures sera limitée par la valeur suivante :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\mu f_{t28}} \right\} \dots (1.14)$$

avec :

f_e = Limite élastique des aciers utilisés,

f_{t28} = résistance caractéristique du béton à la traction.

$$\mu = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses} \\ 1,6 & \text{pour les barres HA} \end{cases}$$

1.8.4 Pour les aciers selon le l'EC2 [2] (A.7.2)

La contrainte de traction dans les armatures doit être limitée afin d'éviter les déformations inélastiques ainsi qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable. Nous pourrions considérer qu'un niveau de fissuration ou de déformation inacceptable est évité si, sous la combinaison caractéristique de charges, la contrainte de traction dans les armatures n'excède pas 400 MPa. Lorsque la contrainte est provoquée par une déformation imposée, il convient de limiter la contrainte de traction à 500 MPa. L'EC 2 borne la contrainte dans les aciers à hauteur de :

$$\sigma_s = 0,8 f_{yk} \dots (1.15)$$

f_{yk} : étant la limite caractéristique d'élasticité de l'acier du béton armé.

1.9 VÉRIFICATION DES FLÈCHES

D'une manière générale la vérification des flèches se fait pour les deux règlements à l'état-limite de service avec cependant des combinaisons différentes. En effet selon le CBA 93 la combinaison à considérer est la suivante :

$$\mathbf{G + Q \dots (1.16)}$$

Tandis que l'EC2 propose la combinaison la suivante :

$$\mathbf{G + 0,3Q \dots (1.17)}$$

1.9.1 Évaluation des flèches selon le CBA 93

L'évaluation de la flèche selon les règles CBA 93 (article B 6.5.2) suit le processus général suivant :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq f_{adm} = \frac{1}{500}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{tser} \times l^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{tser} \times l^2}{10E_v I_{fv}} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section I_0 :

$$I_0 = \frac{be^3}{12} + 15A_s \left(\frac{e}{2} - d\right)^2 - 15A'_s \left(\frac{e}{2} - d'\right)^2$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \end{cases}$$

et :

$$\begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \right) \\ \sigma_s = \frac{M_{tser}}{A_s d} \end{cases}$$

Une fois les flèches maximales sous charges verticales calculées (soit manuellement, soit à l'aide de logiciels spécialisés), il faudra vérifier qu'elles ne dépassent pas les seuils suivants :

1.9.2 Valeurs admissibles des flèches selon le CBA 93 [1]

L'article B 6.5.3 indique qu'à défaut de données précises, on pourra admettre pour les éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs suivantes :

Si la portée $l \leq 5 \text{ m}$:

$$\frac{\text{Portée}}{500} \dots (1.18)$$

Si la portée $l > 5 \text{ m}$:

$$\frac{\text{Portée}}{1000} + 0,5 \text{ cm} \dots (1.19)$$

Et pour les éléments supports en console (si la portée $l \leq 2 \text{ m}$), la valeur suivante :

$$\frac{\text{Portée}}{250} \dots (1.20)$$

1.9.3 Évaluation des flèches par la méthode simplifiée selon l'EC2 [2]

L'Euro code 2 propose deux méthodes pour calculer les flèches, soit à l'aide de la valeur limite du rapport portée/hauteur utile, soit en évaluant la flèche théorique à l'aide des expressions données dans l'Euro code.

Pour nos calculs, nous avons utilisé la première méthode à cause de sa simplicité. Le processus utilisé est reproduit à travers l'organigramme présenté sur la Figure 1.3.

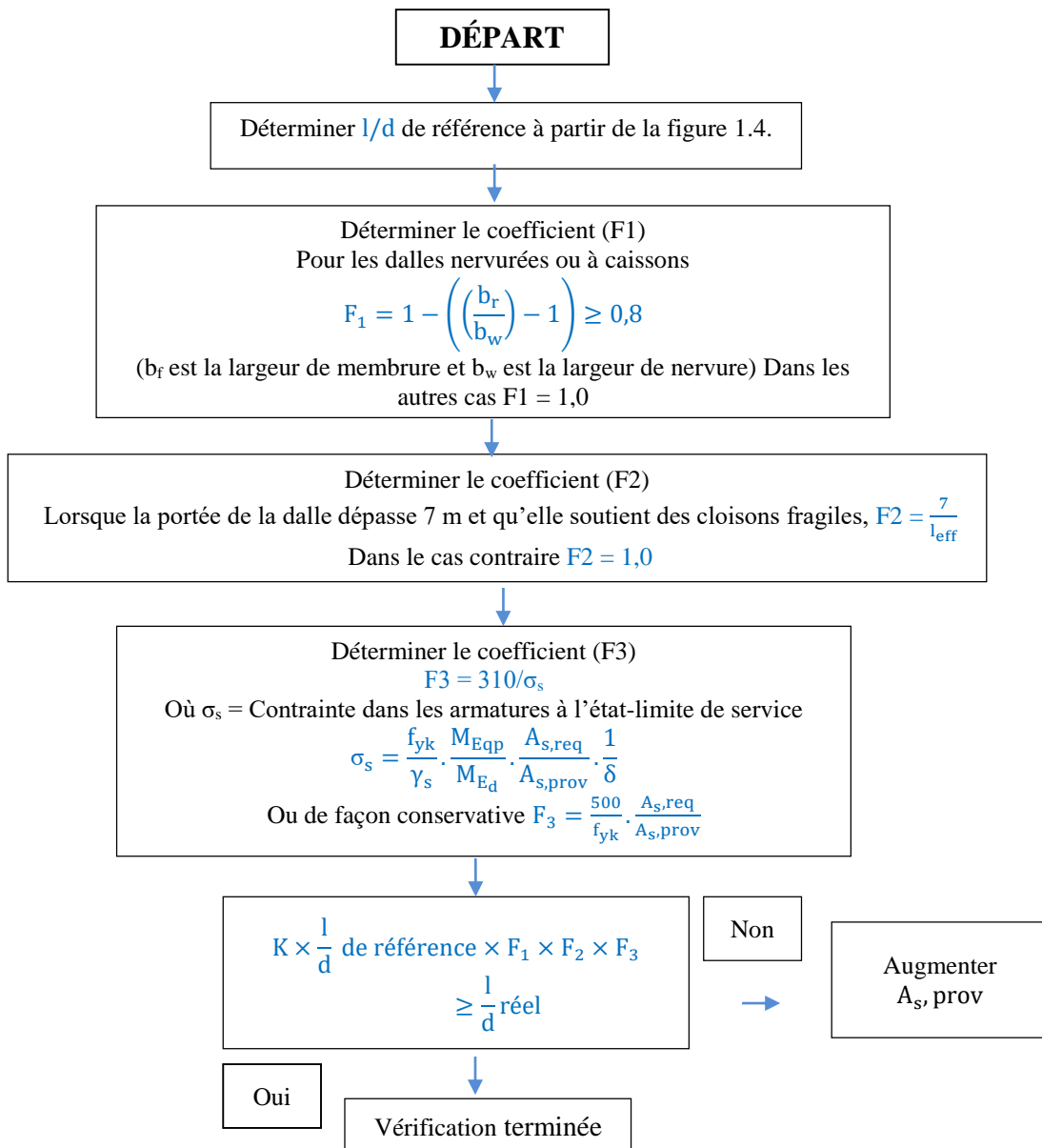


Figure 1.3 : Evaluation des flèches par la méthode simplifiée selon l'EC2.

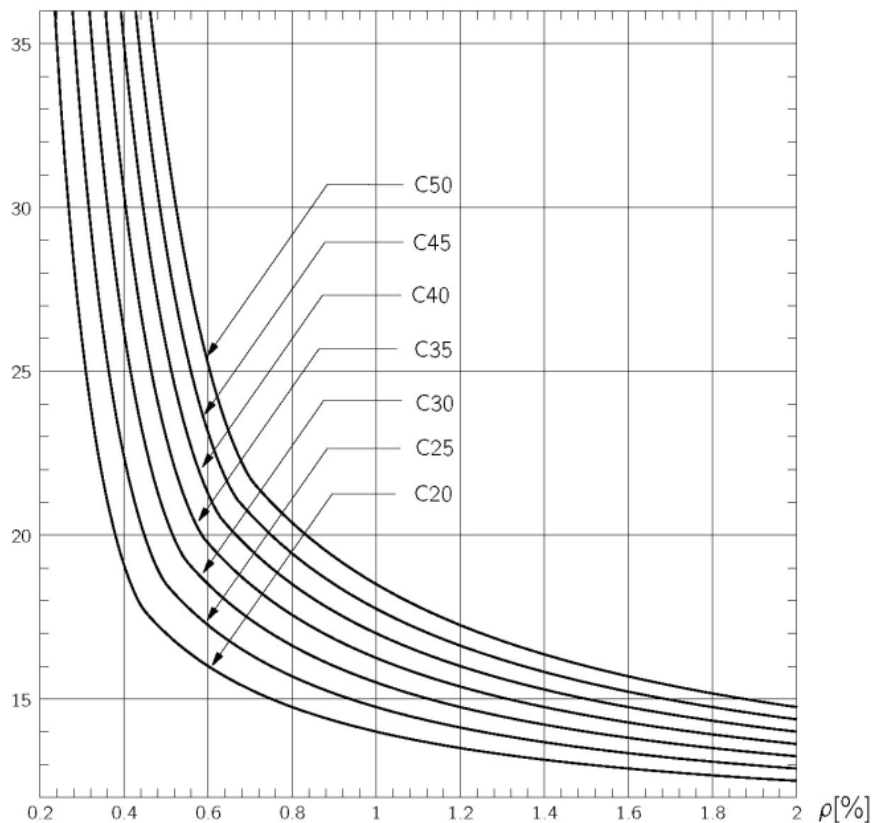


Figure 1.4 : Valeurs de référence du rapport portée sur hauteur utile [4].

Pour des dalles à double sens porteur, la vérification doit s'effectuer sur la base de la plus petite portée.

Le graphique 1.4 suppose la condition d'une travée simplement appuyée ($K = 1,0$).

$K = 1,5$ pour une travée intérieure,

$K = 1,3$ pour une travée d'extrémité,

$K = 0,4$ pour une travée en encorbellement

- L'armature en compression, ρ' a été prise à 0.

Les courbes sont basées sur les expressions suivantes :

$$\rho \leq \rho_0 \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{1,5} \right] \dots (1.21)$$

$$\rho > \rho_0 \frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \dots (1.22)$$

$$\rho_0 = 0,001\sqrt{f_{ck}} \dots (1.23)$$

$$\rho = \frac{l}{d} : \text{rapport utile} \dots (1.24)$$

$K = 1$ pour une poutre sur deux appuis (exemple escalier).

$K = 0,4$ pour une poutre en console (exemple balcon).

1.9.4 Valeurs limites des flèches selon l'Euro code 2

Pour des conditions d'utilisation normales, la flèche, calculée par rapport aux actions quasi permanentes, doit être inférieure à :

- Dans le cas sans cloisonnement :

$$\left(\frac{\text{Portée}}{250} \right) \dots (1.25)$$

- Dans le cas avec cloisonnement :

$$\left(\frac{\text{Portée}}{500} \right) \dots (1.26)$$

1.10 PROTECTION DES ACIERS

Les ouvrages en béton armé sont calculés et réalisés pour une durée de service importante. Pendant cette durée, ils ne doivent pas se dégrader à un point tel qu'ils ne remplissent plus leurs fonctions de base. Et l'une des causes principales de la dégradation du béton armé est la corrosion des armatures. Les aciers se corrodent lorsqu'ils sont en contact avec des agents agressifs comme l'eau par exemple. Concernant la prévention de la corrosion des aciers, dans des structures à construire, les normes en cours proposent aux concepteurs le respect de certains points dont principalement l'enrobage.

1.10.1 Définition de l'enrobage

L'enrobage est défini comme la distance de l'axe d'une armature à la paroi la plus voisine diminuée du rayon nominal de cette armature.

1.10.2 Protection des aciers selon le CBA 93 [1]

C'est l'article A.6.3 des règles CBA 93 qui fixe les valeurs de l'enrobage à respecter. Il y'a lieu de prévoir un enrobage minimal compte tenu de la dimension maximale des granulats et de la maniabilité du béton. Cependant et quel que soit le cas de figures l'enrobage de toute barre d'acier doit être au moins égal à :

- 5 cm pour des ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives. Cet enrobage de 5 cm, peut être réduit à 3 cm, si, soit les armatures, soit le béton est protégé par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.
- 3 cm pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis à des actions agressives (et à 2 cm si $f_{c28} > 40$ MPa).
- 3 cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des

actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide. La valeur de 3 cm peut être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40 MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croît avec sa résistance.

- 1 cm pour des parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

1.10.3 Protection des aciers selon l'EC2 [2] (A.4.1, A.4.2)

Selon l'EC2 La protection du ferrailage contre la corrosion dépend de la compacité, de la qualité et de l'épaisseur de l'enrobage d'une part, et de la fissuration d'autre part. La protection requise de la structure doit être établie en considérant l'utilisation prévue, la durée d'utilisation de la construction, le programme de maintenance envisagé ainsi que les actions attendues.

1.10.4 Classes d'exposition

Les conditions d'exposition sont les conditions physiques et chimiques auxquelles la structure est exposée, en plus des actions mécaniques. L'EC2 définit 18 classes d'exposition en fonction des conditions d'environnements comme suit :

- **X0** : aucun risque de corrosion ni d'attaque.
- **XC1, XC2, XC3, XC4** : classes correspondant au risque de corrosion induite par carbonatation.
- **XD1, XD2, XD3** : classes correspondant au risque de corrosion induite par les chlorures.
- **XS1, XS2, XS3** : classes correspondant au risque de corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer.
- **XF1, XF2, XF3, XF4** : classes correspondant au risque d'attaque par gel et dégel.
- **XA1, XA2, XA3** : classes correspondant au risque d'attaques chimiques.

D'après l'article A.4.4 de l'EC2 l'enrobage nominale est défini comme l'enrobage minimal c_{min} plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution Δc_{dev} .

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \dots (1.27)$$

c_{nom} : enrobage à respecter,

c_{min} : enrobage minimal,

Δc_{dev} : tolérance d'exécution = 10mm.

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,g} - \Delta c_{dur,sl} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm} \} \dots (1.28)$$

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 (valeur recommandée selon l'EC2 = 1),

$\Delta c_{dur,st}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas d'acier inoxydable (0 en général),

$\Delta c_{dur,add}$: réduction de l'enrobage minimal dans le cas de protection supplémentaire (0 en général)

Pour les barres individuelles :

$$c_{min,b} = \varnothing \quad \text{si : } \varnothing \leq 32 \text{ mm ... (1.29)}$$

sinon :

$$c_{min,b} = \varnothing + 5 \text{ mm ... (1.30)}$$

Notion de classe structurale :

Elle permet de caractériser les critères liés à la durabilité de l'ouvrage. Et c'est la classe S4 qui est recommandée par l'EC2 pour les bâtiments et ouvrages de génie civil courants (durabilité visée de 50 ans). La classe peut être modifiée en fonction de la durée de vie visée, de la classe du béton, de la nature du liant.

Tableau 1.1 : Valeurs de l'enrobage minimal c_{min} requis vis-à-vis de la durabilité [2].

Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe structurale	Classe d'exposition						
	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

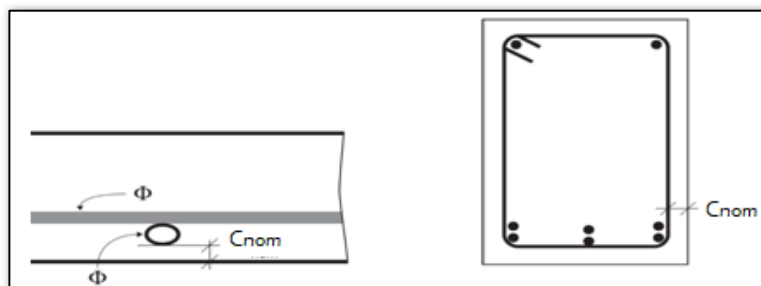


Figure 1.5 : Définition de l'enrobage des armatures selon l'EC2 [2].

CONCLUSION DU PREMIER CHAPITRE

Ce premier chapitre est scindé en deux parties. La première partie a été réservée à l'établissement d'une synthèse exhaustive sur les différents documents techniques réglementaires (DTR et DTU) et normes qui portent sur la conception, le dimensionnement, la mise en œuvre et le ferrailage des acrotères, des balcons, des escaliers et des planchers en dalle pleine. La deuxième partie expose quelques notions sur le calcul des structures en béton armé telles que les propriétés mécaniques et physiques du béton, les combinaisons d'action et ce telles que définit par les règles Algériennes CBA 93 et Européenne EC2. Ces notions seront utilisées au quatrième chapitre pour le calcul du ferrailage ainsi que la vérification des flèches des éléments secondaires.

Références bibliographiques du premier chapitre

Rèlements

[1] **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93**, document technique réglementaire B.C.2-41. Centre National de Recherche Applique en Génie Parasismique, C.G.S, Alger, 1999.

[2] **Norme européenne EN 1992-1-1. – Euro code 2** : Calcul des structures en béton – Partie 1 : Règles générale et règles pour les bâtiments.

[3] **Règlement Parasismique Algérien RPA/2003**, document technique règlementaire D.T.R B.C.2.48. Centre National de Recherche Applique en Génie Parasismique, C.G.S, Alger, 1999.

Site internet

[4] <https://btp-cours.com/comment-calculer-avec-leurocode-2/>, consulté le 15.01.2022.

CHAPITRE 2. CONCEPTION DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

RÉSUMÉ : Ce deuxième chapitre expose la technologie, la mise en œuvre, le coffrage ainsi que le dimensionnement des acrotères, des balcons, des escaliers et des dalles réalisés en béton armé.

Chapitre 2

CONCEPTION DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

2.1 INTRODUCTION

La pérennité et la durabilité de toute construction est tributaire d'une bonne conception des éléments constituant cette construction. Dans ce qui suit nous allons exposer les principales techniques sur la conception et la réalisation des éléments secondaires des bâtiments.

2.2 CONCEPTION DES ACROTÈRES EN BÉTON ARMÉ

2.2.1 Définition

L'acrotère est un ouvrage émergent constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement des murs de façade. Il permet la réalisation du relevé d'étanchéité de la toiture et participe pour tout ou partie, à la protection contre les chutes.

2.2.2. Différents types d'acrotères

On distingue selon la hauteur :

1. Les acrotères bas

Ils correspondent à des acrotères dont la hauteur au-dessus de la protection de l'étanchéité ne dépasse pas 300 mm (Figure 2.1). Ils sont admis dans tous les cas : murs de façade en béton banché ou en maçonnerie d'éléments. Ils sont obligatoirement en béton armé. Leur épaisseur minimale est de 100 mm.

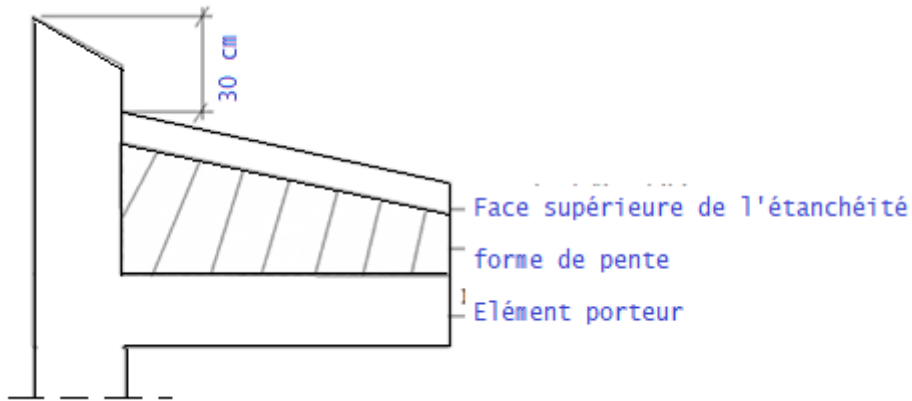


Figure 2.1 : Schéma d'un acrotère bas [1].

2. Les acrotères hauts en béton armé

Les acrotères hauts sont réalisés sur toute leur hauteur en béton armé. Ils ne sont admis que s'ils surmontent des murs de façade en béton banché ou à ossature en béton armé avec maçonnerie de remplissage, L'espacement des joints verticaux ne peut dépasser :

- 8 mètres dans les régions sèches ou à forte opposition de température ;
- 12 mètres dans les régions humides ou tempérées.

Les joints transversaux doivent être calfeutrés sur tout leur développé par un mastic élastomère.

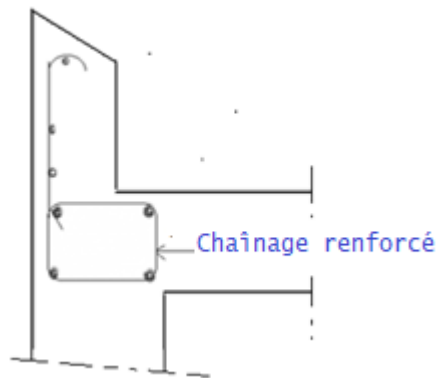


Figure 2.2 : Exemple de ferrailage d'un acrotère haut [1].

2.2.3 Utilité de l'acrotère

Le premier intérêt d'un muret d'acrotère est de faciliter l'isolation et l'étanchéité du toit-terrasse. Ainsi, que le toit-terrasse soit accessible ou non, il est toujours doté d'un muret d'acrotère. Étanchéifier et isoler une toiture-terrasse est une tâche complexe. Pour faciliter le travail, les revêtements qui assurent l'isolation et l'étanchéité sont remontés de manière verticale sur la face interne de l'acrotère. Cela est bien plus efficace que de raccorder les éléments d'isolation ou de raccordement sur un angle de la construction.

L'acrotère joue également d'autres rôles :

- ✓ Il permet d'éviter les chutes. Pour cela, l'acrotère doit être haut, donc mesurer 30 cm au minimum. Il est ensuite surmonté d'un garde-corps.
- ✓ Quand l'acrotère est plus haut, il permet de cacher des équipements techniques.
- ✓ Il permet également d'accrocher des échafaudages suspendus, ce qui facilite l'entretien de la façade.
- ✓ Comme l'acrotère est recouvert d'une couvrtine ou d'une bande solin, il permet également d'allonger la durée de vie de la toiture-terrasse et de la façade.
- ✓ Il améliore l'esthétique du bâtiment.

2.2.4 Mise en œuvre de l'acrotère

Les matériaux :

Les acrotères bas peuvent être en bloc à bancher à joints épais de mortier qui peuvent être en terre cuite ou en béton. Leur remplissage se fait à l'aide de béton coulé sur place.

Pour le cas des acrotères hauts, du béton devra être directement coulé sur la partie supérieure sans joints de fractionnement.

Toutes les faces des acrotères sont à recouvrir d'un mortier d'enduit.

Le joint de fractionnement :

C'est un élément de maçonnerie très important. Ils sont nécessaires pour les maçonneries de grande surface comme les acrotères hauts. La distance entre les joints varie suivant l'hygrométrie de votre région : tous les 4 m dans les régions sèches ou à forte opposition de température et entre 8 à 12 m dans les régions humides ou tempérées. Ils ont pour rôle d'empêcher la fissuration de la maçonnerie puisque toutes les parties de la maçonnerie ne sèchent pas à vitesse égale. Généralement, le joint est représenté par un profil en PVC.

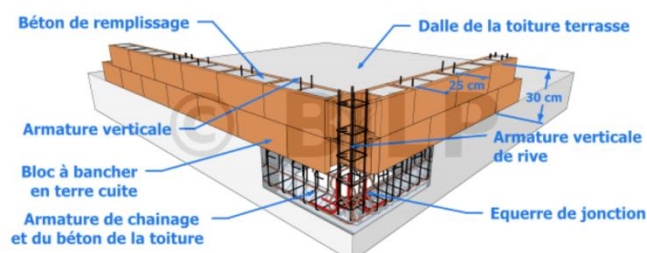


Figure 2.3 : Mise en œuvre des acrotères bas [2].

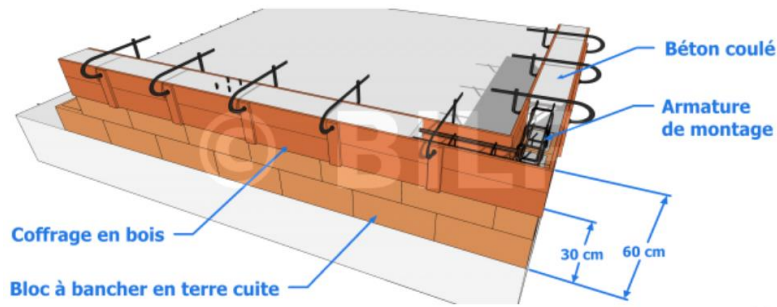


Figure 2.4 : Mise en œuvre des acrotères hauts [2].

Pour le cas des acrotères hauts, la partie inférieure jusqu'à une hauteur de 30 cm, est mise en œuvre de la même façon que les acrotères bas. Cependant, du béton renforcé par des armatures sera directement coulé sur la partie supérieure jusqu'à la hauteur voulue.

2.2.5 Étanchéité de l'acrotère dans le cas d'un toit plat

De plus en plus de maisons sont construites avec des toitures plates, pour des raisons esthétiques mais également de coûts de construction.

Ces toits plats peuvent présenter des zones de stagnation d'eau :

- soit si la pente est mal réalisée,
- soit si les évacuations se bouchent (feuilles, sac plastique transporté par le vent).

Si l'étanchéité du toit n'est pas réalisée ou qu'elle est défectueuse, des infiltrations d'eau vont se faire par la toiture et endommager les intérieurs de votre construction.

Les principaux moyens pour étanchéifier l'acrotère sont :

La couvertine :

Le plus souvent en aluminium, la couvertine est posée sur la partie supérieure du muret d'acrotère. Mais la couvertine peut aussi être en alliage composite inaltérable ou en acier. Cet élément est très important pour la conservation de l'efficacité énergétique du bâtiment. La pose de la couvertine doit être réalisée en fonction du système d'étanchéité prévu.



Figure 2.5 : Acrotère recouvert d'une couvertine [2].

Protection d'un acrotère par une bande de rive et une membrane armée :

En l'absence de couvertine, il est possible de protéger les acrotères avec une simple membrane bitumineuse élastomère armée, depuis leur base jusqu'à leur partie supérieure, une bande de rive fixée à leur extrémité permettant de protéger le mur de façade contre les ruissellements d'eau.



Figure 2.6 : Bande de rive sur acrotère [2].

La bande solin :

Elle assure l'étanchéité des raccordements entre l'acrotère et la couverture. Outre la bande solin, le couvreur peut également opter pour le solin en plomb, en aluminium, en zinc ou en ciment pour étanchéifier l'acrotère.

2.2.6 Matériaux

2.2.6.1 Béton de remplissage

Le béton coulé dans les blocs doit être conforme à la norme **NF EN 206/CN** [3].

2.2.6.2 Acier pour béton

Les aciers pour béton armé utilisés sont conformes à l'une des normes suivantes : **XP A 35-014** [4], **NF A 35-024/A1** [5], **XP A 35-025** [6], **XP A 35-080-1** [7] et **XP A 35-080-2** [8]. Ces aciers sont à haute adhérence et de limite d'élasticité égale à 500 MPa.

Les armatures coupées, façonnées ou assemblées utilisées sont conformes à la norme **NF A 35-027** [9].

2.2.7 Mise en place des armatures

2.2.7.1 Respect de l'enrobage

Les dispositions d'enrobage doivent respecter un minimum de 15 mm.

2.2.7.2 Renforcement du chaînage horizontal du plancher support

La section minimale de mise en œuvre est de $3,08 \text{ cm}^2$ soit 4 HA10 [1].

2.2.8 Dimensionnement des armatures verticales

Situation statique

Les acrotères hauts reprennent les efforts de vent uniformément réparties sur leur surface et de poids propre ponctuel. Quand ils jouent le rôle de garde-corps, une charge horizontale linéaire s'applique en tête de l'élément (à une hauteur de 1,30 m maximum). Les intensités des charges à appliquer sont définies par le document technique réglementaire B.C.2-2 [13] (Au niveau Européen par la norme NF EN 1991-1-1 et son annexe nationale). L'acrotère est considéré encasté en pied.

Situation sismique

Les acrotères sont à considérer comme des éléments non structuraux. L'effort sismique qui s'applique est déterminé selon le **Règlement parasismique Algérien RPA/2003** (D.T.R B.C.2.48 [14]) (Au niveau Européen par la norme la NF EN 1998-1 et son annexe nationale).

2.3 CONCEPTION DES BALCONS EN BÉTON ARMÉ

Le balcon est construit comme un prolongement du plancher, accroché sur un seul de ses côtés, en porte-à-faux à l'extérieur de l'immeuble. C'est la structure la plus vulnérable.

2.3.1 Définition

Plate-forme en saillie de la façade, limitée vers l'extérieur par un ouvrage vertical formant un garde-corps ; le balcon se trouve en console (porte-à-faux) à partir de la façade. Le sol du balcon peut recevoir ou non un revêtement d'étanchéité.

Les balcons sont des encorbellements ou des parties solidaires de la construction réalisées en porte-à-faux (ou en consoles). Les encorbellements subissent un cisaillement vertical au droit de l'appui. La partie intérieure est comprimée. La contrainte est maximum à l'appui, mais nulle à l'extrémité libre. La section d'encastrement est généralement renforcée par un gousset tandis que l'extrémité libre reste la plus mince possible.

Les balcons sont des dalles pleines (épaisseur entre 8 et 20 cm) encastées dans des poutres horizontales, entourés d'une rampe ou d'un mur de protection. Ils sont assimilés à des consoles qui débordent des façades des bâtiments.

2.3.2 Les différents modes d'appuis

On peut envisager différents modes d'appuis. Trois exemples sont présentés à travers les figures suivantes :



Figure 2.7 : *Balcon en béton armé en porte-à-faux [10].*



Figure 2.8 : *Balcon en béton armé appuyé sur trois côtés [10].*

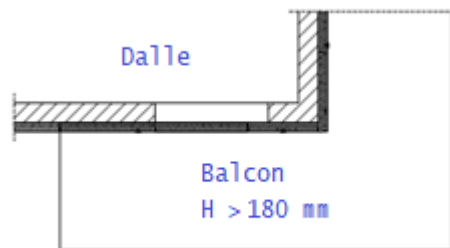


Figure 2.9 : *Balcon en béton armé d'angle extérieur [10].*

2.3.3 Typologie des balcons en béton

Coulé en place ou préfabriqué :

Lors d'une construction, le balcon préfabriqué facilite certaines tâches dans la réalisation des travaux.

- Il permet également de gagner en temps, dans la mesure où vous pouvez le poser à tout moment quand bon vous semble. Quel que soit le type de balcon, sa mise en place reste simple et assez pratique.

Avec ou sans rupteur thermique :

Le rupteur de ponts thermiques apporte une solution thermique à travers une couche d'isolant et conserve la continuité du béton armé grâce à ses aciers. Il apporte une réponse à la fois structurelle et thermique.

Avec ou sans étanchéité :

L'étanchéité d'un balcon permet en effet de préserver la structure de l'élément porteur en limitant le risque de remontées capillaires et, bien évidemment, d'éviter les infiltrations au pied des maçonneries et huisseries.

Avec ou sans revêtement :

Le revêtement permet de protéger le sol des agressions extérieures : déplacements des habitants du logement, déménagements de meubles, chutes d'objets, etc.

2.3.4 La conception technique

On distingue deux grands types de balcons :

- 1) Les balcons en continuité avec les travées intérieures avec ou sans isolant intégré,
- 2) les balcons avec rupteurs de ponts thermiques sous avis technique en isolation extérieure (ITE) ou isolation intérieure (ITI).

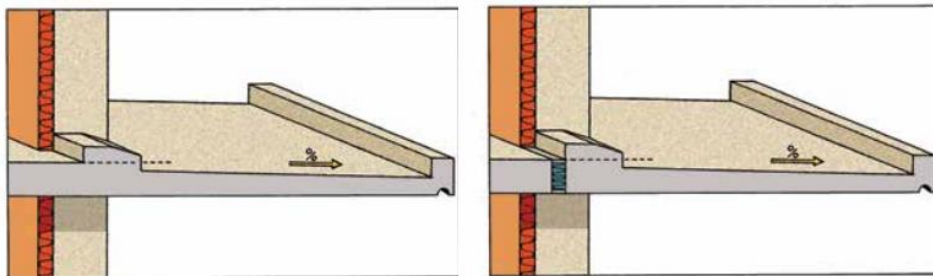


Figure 2.10 : *Balcon en continuité, et balcon avec rupteur et ITI [11]*

2.3.4.1 La longueur du porte-à-faux :

La longueur du porte-à-faux L et les charges à prendre en considération influent sur la flèche en bout de balcon.

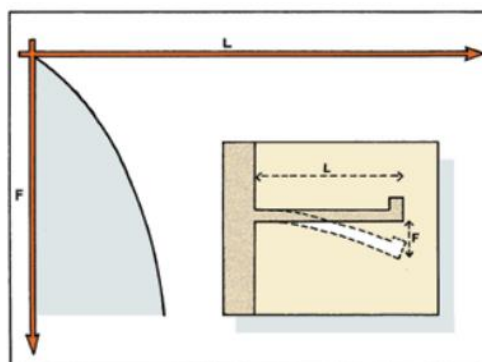


Figure 2.11 : *Influence de la portée du balcon sur la flèche (F) [11].*

2.3.4.2 Détermination de l'épaisseur de la dalle du balcon :

La portée des balcons en béton armé est généralement fixée par les plans d'architectures et seule l'épaisseur e est à déterminer lors du dimensionnement. On utilise, à cet effet l'inégalité suivante :

$$\frac{l}{15} \leq e \leq \frac{l}{20} + 7 \text{ cm} \dots (2.1)$$

l étant la portée du porte-à-faux.

2.3.4.3 Écoulement de l'eau :

Il est essentiel de gérer la présence d'eau sur les balcons pour le bon usage de ce dernier, pour éviter les infiltrations et la corrosion des armatures. Cela se traduit par deux dispositions techniques :

- une pente minimale du balcon (support et chape rapportée le cas échéant) ;
- une protection de surface, par exemple un traitement à la résine, type système d'étanchéité liquide (sel).

Dans le cas de balcons non étanchés, il convient de prévoir un écoulement des eaux vers l'extérieur avec une pente comprise entre 1 et 2 %.

2.3.4.4 Joints de fractionnement :

Des joints de fractionnement doivent être prévus. Les longueurs maximales entre joints sont égales à 6m dans les régions humides et tempérées et 4 mètres dans les régions sèches et à forte opposition de température. Ces distances peuvent être majorées respectivement à 12 et 8 m moyennant un ferrailage renforcé. Les joints de fractionnement doivent être étanchés afin d'éviter les percolations en sous face de balcon.

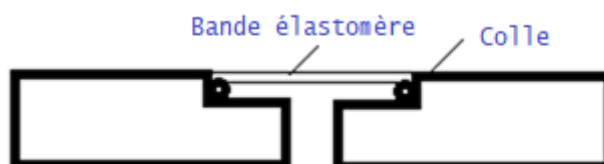


Figure 2.12 : Détail joint de fractionnement [10].

2.3.4.5 Étanchéité des balcons :

Les contraintes liées à l'étanchéité des balcons sont multiples et dépendent non seulement de la structure de ce dernier, mais également de la hauteur des relevés de façade et de l'éventuel revêtement de la surface du balcon.

Pour les balcons en saillie, le système d'étanchéité liquide (sel) est celui le plus préconisé. Ce procédé consiste à appliquer plusieurs couches de résines liquides de polyuréthane sur la surface au sol de votre balcon (béton, carrelage, bois et.). Après séchage, les résines forment une membrane adhérente et étanche, qui résiste même aux fissures. Elle préservera la structure d'origine de votre balcon de l'humidité et des infiltrations d'eau. On pourra ensuite placer une couche décorative de peinture pour redonner de l'éclat à la terrasse (Figure 2.13).



Figure 2.13 : *Étanchéité liquide réalisée lors de la construction [11].*

2.3.4.6 Garde-corps :

Pour les balcons extérieurs, la pose d'un garde-corps est exigée pour tout balcon se trouvant à plus de 61 cm du sol, et ce garde-corps doit mesurer au moins 91,5 cm. Si le balcon est situé à 1,83 m ou plus du sol, le garde-corps doit faire au moins 91,5 cm [10].

2.3.5 Mise en œuvre des balcons

2.3.5.1 Balcons coulés en place :

Pour le coulage des balcons en place, on suit les étapes suivantes :

- Veiller à maintenir les armatures en position.
- Vérifier la longueur d'équilibrage.
- Veiller à une répartition homogène du béton au coulage.
- faire les contrôles à la réception du béton (consistance et résistance).
- respecter la classe d'exposition et la classe de résistance du béton.
- le béton du balcon peut être différent de celui du voile ou du plancher.
- Veiller à la résistance du béton lors du décoffrage.
- Ne pas déposer de charge sur le balcon, même en présence d'étaie.



Figure 2.14 : *Mise en place de l'étaie et du réseau de poutrelles primaires et secondaires [11].*



Figure 2.15 : a) Coffrage et ferrailage du balcon, b) Coulage du béton [11].

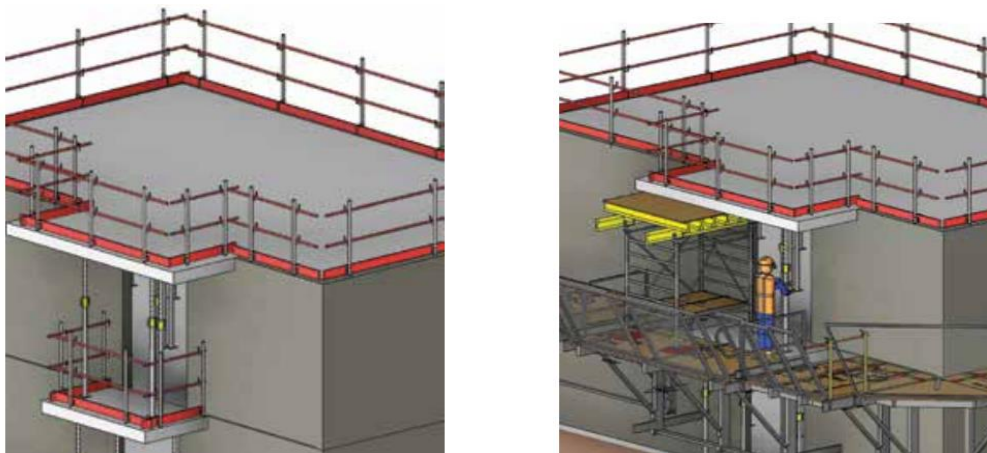


Figure 2.16 : a) Maintien des étais de séchage, b) Décoffrage et pose des étais [11].

2.3.5.2 Balcons préfabriqués :

Dans le cas des balcons préfabriqués, une attention particulière devra être portée sur le respect de l'altimétrie et l'absence de vide entre le voile et le balcon. Une autre pratique consiste à reposer légèrement le balcon sur la façade porteuse. Dans ce cas, l'arase doit être plane.



Figure 2.17 : a) Mise en place de l'étalement, b) Pose du balcon (avec garde-corps intégrés [4].



Figure 2.18 : a) Coulage du béton, b) Décoffrage et pose des étais de séchage à l'avancement [11].

2.3.5.3 Cas des rupteurs thermiques :

- Respecter le choix du rupteur : se référer au plan de pose du fabricant du rupteur, incluant le modèle et les caractéristiques de ce rupteur.
- Vérifier que la plaque d'identification du rupteur est conforme aux plans.
- Identifier les sens de pose du rupteur (haut/bas, intérieur/extérieur).
- Mettre en place le ferrailage complémentaire conformément au plan d'études. La partie supérieure du rupteur doit être protégée contre les venues d'eau ultérieure.

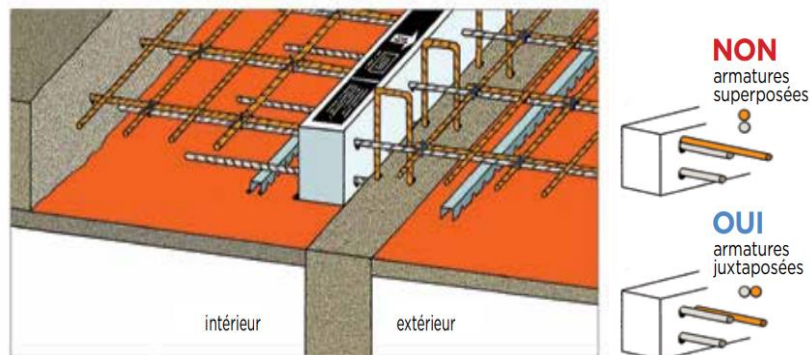


Figure 2.19 : Identification des sens de pose du rupteur (haut/bas, intérieur/extérieur) [11].

2.4 CONCEPTION DES ESCALIERS EN BÉTON ARMÉ

2.4.1 Définition

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches horizontales (et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, documents techniques unifiés (DTU), décrets ou arrêtés en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. Souvent c'est la réglementation incendie qui est déterminante.

Il doit donc être facilement praticable et suffisamment solide. Il faut aussi qu'il soit d'un entretien aisé, afin de pouvoir garantir à l'ouvrage une longévité économique acceptable. Dans bien des cas, on lui attribue en outre un rôle architectural important.

On distingue :

- 1) Les escaliers intérieurs : Du niveau du rez-de-chaussée à celui de l'étage ou à celui du sous-sol.
- 2) Les escaliers extérieurs : Marches d'accès à partir du terrain naturel vers le rez-de-chaussée, l'étage ou le sous-sol.

2.4.2 Fonctions d'un escalier

Les différentes fonctions attendues d'un escalier sont les suivantes :

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, cette notion de sécurité étant rattachée essentiellement aux aspects de confort d'utilisation, stabilité de la cadence de marche, protections latérales, etc.
- être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation, ces charges présentant un caractère dynamique prononcé en raison des possibilités de saut sur les marches (résistance mécanique)
- Résister aux diverses contraintes (climat, usure, etc.) auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité) ;
- quelquefois, contribuer à décorer l'espace dans lequel il est implanté.

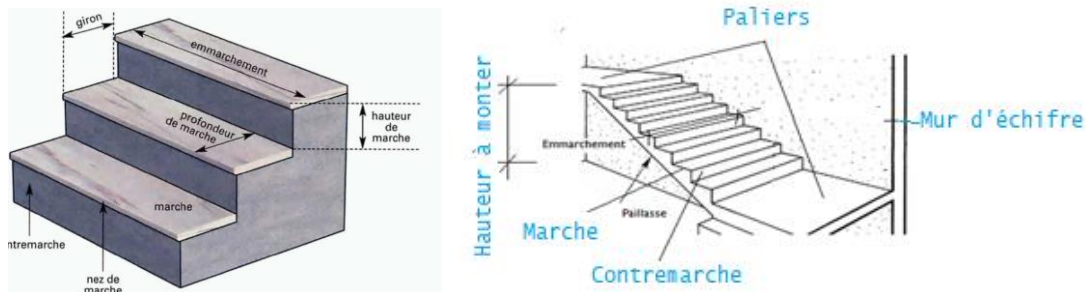


Figure 2.20 : a) Constituants d'un escalier, b) Différents éléments d'un escalier [10].



Figure 2.21 : Escalier préfabriqué en béton armé [10].

2.4.3 Les différents types d'escaliers

Ce paragraphe présente les différentes formes d'escaliers qui sont utilisés dans la pratique. Néanmoins, d'autres formes peuvent être adoptées, en fonction de l'espace disponible, des positions et dimensions des trémies et des choix architecturaux.

2.4.3.1 Escalier droit :

L'escalier droit est considéré comme l'escalier le plus classique, le plus simple à concevoir et à dimensionner. Ses marches rectangulaires dépourvues de changement de direction et sans interruption relient directement deux étages selon un axe comme pour une échelle. Ils peuvent être réalisés en bois, en verre, en pierre, en métal ou en béton.

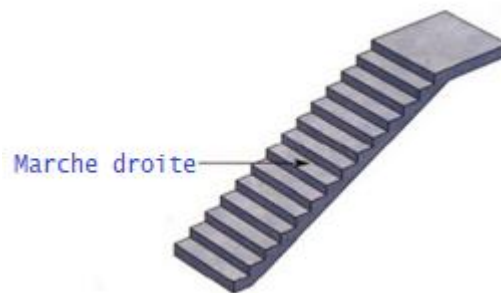


Figure 2.22 : Escalier droit [10].

2.4.3.2 Escalier à volées droites avec paliers intermédiaires :

Constitué de plusieurs volées droites, il comporte, dans son parcours, un ou plusieurs paliers intermédiaires.

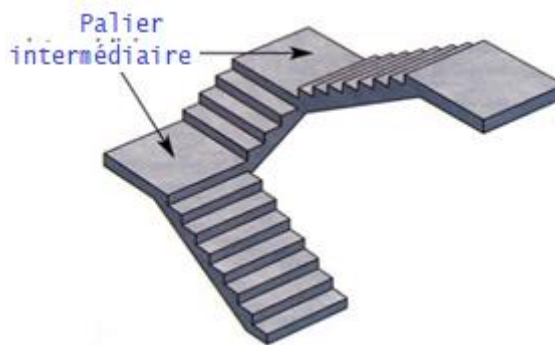


Figure 2.23 : Escalier à volées droites avec paliers intermédiaires [10].

2.4.3.3 Escaliers balancés :

Escalier à changement de direction sans palier intermédiaire, les changements de direction sont assurés par des marches dites «balancées».

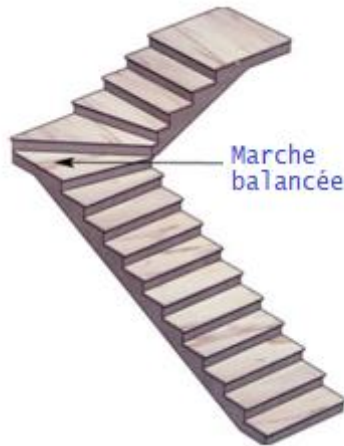


Figure 2.24 : *Escalier balancés [10].*

2.4.3.4 Escalier hélicoïdal :

C'est l'un des types d'escalier les plus utilisés actuellement du fait du manque d'espace dans les logements. En effet, un escalier hélicoïdal ou escalier en colimaçon est un escalier tournant autour d'une colonne centrale réduisant considérablement son encombrement au sol. Pour les escaliers secondaires, son ouverture est d'environ 1,20 m tandis que pour les escaliers principaux, elle est de l'ordre de 2,30 m. Ils sont généralement utilisés pour desservir des locaux dit «secondaires» comme les sous-sols, les mezzanines ou les combles. Toutefois, ils peuvent également être employé en tant qu'escalier principal, en particulier si l'espace de l'habitation est restreinte.

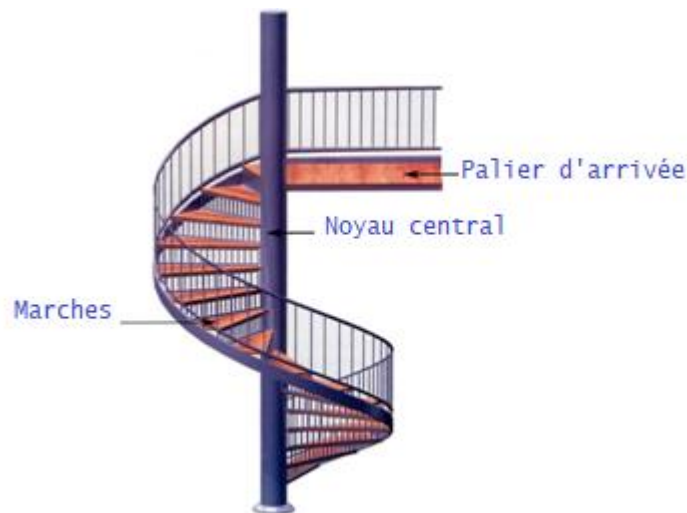


Figure 2.25 : *Escalier hélicoïdal [10].*

2.4.4 Avantages et inconvénient des escaliers en béton armé

2.4.4.1 Avantages :

L'escalier réalisé en béton est le moins bruyant de tous les matériaux possibles pour la réalisation d'un escalier en raison de sa solidité et du fait qu'il est réalisé en un seul bloc. Il ne nécessite pas d'entretien ni de soin particulier, un simple nettoyage permet de le rendre comme neuf. De plus, il est extrêmement durable, comme toutes les constructions en béton, il peut atteindre 50 ans, voire même plus.

Longtemps considéré comme un matériau froid et lourd comparé aux autres types de matériaux, le béton en perpétuelle évolution est actuellement disponible sous des formes et des couleurs différentes afin de satisfaire tous les goûts. Il peut épouser toutes les formes possibles et imaginables et imiter divers matériaux sans pour autant perdre ses caractéristiques. De plus, toutes les finitions pour l'habillage des marches sont possibles : carrelage, bois, etc.

2.4.4.2 Inconvénients :

Son inconvénient principal est la difficulté que l'on rencontre lors de la pose. En effet, un minimum de connaissances ainsi que de pratique en maçonnerie sont indispensables.

2.4.5 Escaliers préfabriqués

Pour faciliter et rendre plus rapide la réalisation d'un escalier en béton armé, les escaliers préfabriqués en béton ont vu le jour. Ils présentent de nombreux avantages mais également quelques inconvénients.

2.4.5.1 Différentes sortes d'escaliers préfabriqués :

On peut y distinguer deux familles d'escaliers :

- **Escalier préfabriqué en monobloc :**

Ce type d'escalier est réalisé directement sur mesure dans les industries et en une seule pièce correspondant généralement à une hauteur d'étage. Ainsi le profil, la hauteur, la largeur, la profondeur des marches peuvent être définie sans aucune contrainte en fonction des besoins et de la configuration des lieux. Même le palier peut être intégré directement.

Du fait de leur poids, leur installation ne peut se faire que par l'intermédiaire d'engin approprié tel qu'une grue.

- **Escalier préfabriqué à marches indépendantes :**

Pour ce type d'escalier, il n'existe pas de contrainte pour les marches indépendantes (Figure 2.26). Ces dernières sont ancrées sur des poutres à crémaillères ou sur une maçonnerie portante. Pour un escalier hélicoïdal, certaines marches en consoles sont empilables.



Figure 2.26 : Exemple d'élément d'un escalier préfabriqué à marches indépendantes.

2.4.5.2 Avantages des escaliers préfabriqués :

- Malléable à souhait, le béton peut prendre la forme, la couleur ainsi que la texture voulue.
- Le prix de la construction est souvent moins coûteux en comparaison avec les autres éléments de la maçonnerie en raison de la réduction des erreurs et des déchets lors de la fabrication des éléments préfabriqués.
- Il est solide, stable, confortable, résistant au feu et très durable dans le temps.
- Il est très facile à entretenir.
- La construction est extrêmement rapide en raison de la facilité du montage.
- L'isolation et l'étanchéité sont excellentes.
- L'escalier est à la fois sobre et élégant, ajoutant de la valeur à votre propriété.
- Les éléments en béton préfabriqués sont respectueux de l'environnement car ils sont entièrement recyclables.

2.4.5.2 Inconvénients des escaliers préfabriqués :

- La mise en œuvre n'est pas adaptée à une architecture classique et traditionnelle.
- Pour la mise en place d'un escalier préfabriqué en monobloc, il est nécessaire de recourir à des engins spéciaux et à une main d'œuvre qualifiée.
- Des modifications en cours de travaux sont quasiment impossibles sauf en moyennant des coûts très conséquents.

2.4.6. Règlementation

On se réfère essentiellement à la norme **XP P 21-211 [12]**.

2.4.6.1. Proportion entre giron et hauteur de marche :

Il a été remarqué depuis longtemps que le confort d'utilisation d'un escalier était lié à une relation entre le giron et la hauteur des marches. Selon Nicolas-François Blondel, architecte français du XVII^e siècle : *La longueur des pas d'une personne qui marche de niveau est communément de deux pieds et la hauteur du pas de celle qui monte à plomb n'est que d'un pied*».

Si g est la distance horizontale entre deux nez de marches successives, et h la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite «Formule de Blondel», vérifie la constatation empirique suivante (donnée dans la norme XP P 21-211 [12]):

$$0,58 \text{ m} \leq g + 2h \leq 0,64 \text{ m} \dots (2.2)$$

Dans cette relation, le pied chaussé est supposé mesurer entre 28 et 32 cm de longueur.

La norme citée autorise des hauteurs de marches allant jusqu'à 21 cm. Aucune condition n'y est donnée quant à la dimension minimale du giron.

2.4.6.2. Détermination de l'échappée :

La norme XP P 21-211[12] indique, à l'article 5.1.4 : «L'échappée, mesurée sur la ligne de foulée, est d'au moins 1,90 m, néanmoins la valeur de 2,10 m est recommandée.» Cette norme n'indique pas si l'échappée se mesure à la verticale ou bien par un rayon dont le centre se trouverait sur le nez de marche le plus proche du bord de la trémie.

En effet, lors de la descente, le corps est légèrement penché en avant et l'échappée risque de se révéler un peu juste lorsqu'elle est mesurée à la verticale.

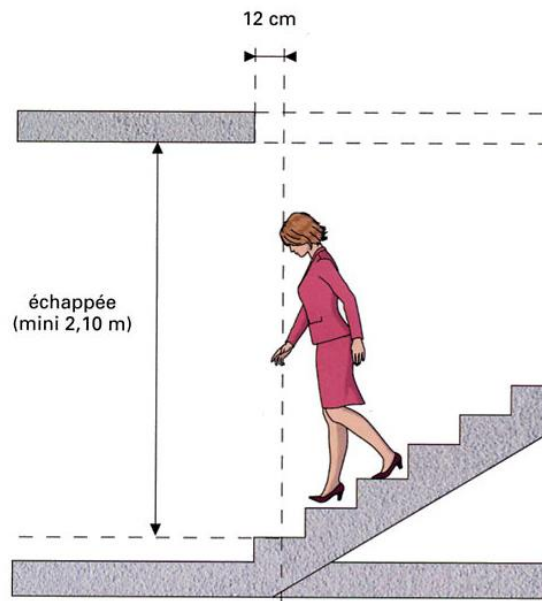


Figure 2.27 : Détermination de l'échappée [10].

2.4.6.3 Inclinaison des escaliers

Le rapport hauteur (H)/giron (G) permet de calculer la pente de l'escalier et ainsi déterminer la classe :

- Un escalier est dit 'raide' si :

$$H/G > 1 \dots (2.3)$$

- Un escalier est dit 'courant' si :

$$1 > H/G \dots (2.4)$$

- Un escalier est dit 'confortable' si :

$$H/G < 0,78 \dots (2.5)$$

2.4.6.4 Valeurs normatives de la hauteur et du giron des marches

- **Habitats individuels :**

Dimensions :

- + A) ligne de foulée à 50 cm du mur extérieur,
- + B) Giron $g \geq 24$ cm,
- + C) Hauteur de marche $H \leq 18$ cm
- + D) Emmarchement ≥ 80 cm.

Atteinte et usage :

- + E) S'il est inséré entre parois pleines, l'escalier doit comporter au moins une main courante (hauteur entre 80 et 100 cm d'un côté des escaliers),
- + F) le débord du nez de marche par rapport à la contremarche < 1 cm.

Sécurité d'usage :

- + G) L'escalier doit comporter un dispositif d'éclairage artificiel supprimant toute zone d'ombre, commandé aux différents étages desservis.

- **Etablissement industriels et commerciaux :**

Dimensions :

- + A) ligne de foulée à 60 cm du mur extérieur,
- + B) Giron $g \geq 28$ cm,
- + C) Hauteur de marche $H \leq 16$ cm,
- + D) Largeur minimale = 140 cm.

Atteinte et usage :

- + E) L'escalier doit comporter une main courante de chaque côté,
- + F) Le débord du nez de marche par rapport à la contremarche < 1 cm.

Sécurité d'usage :

- + G) Les volées des escaliers droits doivent comporter au plus 25 marches.

Pour les escaliers courants desservant les étages des structures, les valeurs moyennes en cm de "h" et "g" sont reportées dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Dimensions courantes des marches [10].

Type d'escalier	Hauteur de marches (cm)	Giron (cm)
Escalier de bâtiments publics	160-170	250-280
Escalier central d'un bâtiment d'habitation	170-190	200-260
Escalier de cave ou de comble	180-200	180-240
Escalier de tour	200-230	140-160

2.4.6.5 Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur e de la paillasse est généralement déduite de l'inégalité suivante :

$$\frac{\text{Portée de l'escalier}}{30} < e < \frac{\text{Portée de l'escalier}}{20} \dots (2.6)$$

2.4.6.7 Charges sur les escaliers

Pour le calcul des escaliers on tient compte des charges suivantes :

- 1) La charge permanente G correspondant aux poids des éléments,
- 2) La surcharge d'exploitation : elle est fixée par le DTR B.C 2.2 [13] (article 7.2.1) à :

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2.$$

2.5 CONCEPTION DES DALLES RECTANGULAIRES

2.5.1 Définition

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). C'est un élément structural dont la plus petite dimension dans son plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale. La structure prend appui :

- soit le long de son contour généralement rectangulaire, de façon continue sur des poutres, voiles ou murs maçonnés ;
- soit ponctuellement sur poteaux.

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments. La dalle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface. Le ferrailage est simple et facile à poser, cependant la dalle est un élément plan, les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles. Les ouvertures nécessitées par le passage de conduites électriques ou de tuyauteries doivent être prévues et tracées sur le plan de coffrage avant la réalisation.

2.5.2 Principe

La dalle pleine en béton armé a une épaisseur comprise entre 14 et 25 cm. Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Ce type de dalle facilite l'incorporation des câbles et canalisations tout en offrant une bonne isolation phonique. En revanche, elle nécessite la mise en place de coffrages parfois conséquents. La dalle pleine peut être réalisée dans son intégralité sur place ou en partie, auquel cas seul le coulage du béton est effectué sur place.

2.5.3 Le plancher en béton armé

Ce mode de construction est basé sur la réalisation d'une dalle en béton, coulée sur place à l'aide de coffrages. Le plancher en béton armé est très employé pour les raisons suivantes :

- Il permet une grande variété d'applications.
- Il est économique.
- Sa composition homogène garantit une excellente liaison entre les différents éléments : armatures de la dalle et armatures de chaînage, poutres, murs.

2.5.4 La prédalle, une autre technique de mise en œuvre

Élément de construction préfabriqué en béton armé, de faible épaisseur (de 5 à 12 cm) pour une largeur d'environ 2,50 m. Les prédalles servent à la fois de coffrage et d'armature pour les dalles pleines en béton : elles sont complétées par un béton coulé sur le chantier, de façon à constituer des dalles dont l'épaisseur totale varie, selon leur portée, de 16 à 20 cm. Le plancher en béton sur prédalle implique de mobiliser un matériel de levage important (palonnier, grue). Adapté aux ouvrages de portée moyenne (jusqu'à 10 m environ), il est avantageux pour :

- La rapidité de sa mise en œuvre,
- L'absence de coffrages en hauteur,
- La variété des applications.



Figure 2.28 : *Stockage des prédalles [15].*

2.5.5 Avantages et inconvénients des planchers en dalle pleine

2.5.5.1 Avantages :

- Pas de contrainte liée à la préfabrication,
- Dalle de taille et de forme quelconque,
- Ne nécessite pas forcément un gros matériel de levage,
- Bonne isolation aux bruits aériens,
- Bonne résistance au feu.

2.5.5.2 Inconvénients :

- Nécessite l'immobilisation d'un important coffrage
- Mise en œuvre longue,
- Mauvaise résistance aux bruits d'impacts

2.5.6 Exécution des planchers

L'implantation des planchers est réalisée en même temps que celle des murs, des poutres, des poteaux. Il est important dans la réalisation des coffrages de plancher de respecter les règlements de sécurité qui imposent en particulier la mise en place de garde-corps autour des trémies et en rive. Il convient de vérifier également que toutes les réservations pour les passages à travers la dalle (gaines de canalisation, trémies des escaliers, conduits de fumée, etc.) ont été aménagées. Pour les petites réservations, il est pratique d'employer des blocs de polystyrène expansé.

2.5.6.1 Bétonnage :

Le béton mis en œuvre pour la réalisation d'un plancher devra être compact, bien dosé en ciment dépourvu de tout agent tel que accélérateur, antigel. Il devra avoir une plasticité suffisante pour pouvoir être mis en œuvre facilement et enrober les armatures. Le béton pourra être vibré soit extérieurement sur les coffrages, soit intérieurement avec des aiguilles pour éviter les poches d'air à l'intérieur du moule. Il est important également d'humidifier à saturation les parties du coffrage sur lesquelles le béton sera coulé. Il faut se méfier des bétons trop liquides qui ont une trop grande teneur en eau, car ils sont moins résistants et ont un retrait trop important. Pour la réalisation de dalles pleines, le béton est étalé par couches successives de 10cm soigneusement pilonnées. Le ferrailage sera positionné avec soin en respectant les dimensions de la maille prévue.



Figure 2.29 : Coulage d'un plancher en dalle pleine [15].

2.5.6.2 Conditions à respecter pour le dimensionnement des planchers dalles :

Condition 1 :

Pour les bâtiments à usage d'habitation une certaine isolation phonique doit être respectée. Elle correspond à une épaisseur minimale du plancher de :

$$e_1 \geq 12 \text{ cm} \dots (2.7)$$

Condition 2 :

Elle traduit la sécurité vis-à-vis des incendies. On admet en général les valeurs suivantes :

- ✓ Epaisseur du plancher $\geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu,
- ✓ Epaisseur du plancher $\geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

Condition 3 :

Elle traduit la résistance de la dalle vis-vis de la flexion :

- Si le rapport des portées de la dalle $l_x/l_y < 0,4$

Pour un panneau isolé l'épaisseur du plancher doit être de :

$$h \geq \frac{l_x}{20} \dots (2.8)$$

Pour un panneau continu l'épaisseur du plancher doit être de :

$$h \geq \frac{l_x}{25} \dots (2.9)$$

- Si le rapport des portées de la dalle : $l_x/l_y \geq 0,4$

Pour un panneau isolé l'épaisseur du plancher doit être de :

$$h \geq \frac{l_x}{30} \dots (2.10)$$

Pour un panneau continu l'épaisseur du plancher doit être de :

$$h \geq \frac{l_x}{40} \dots (2.11)$$

l_x et l_y représentent les dimensions du panneau considéré.


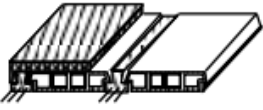
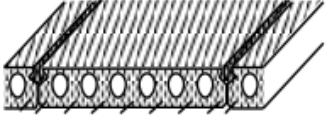
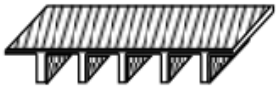
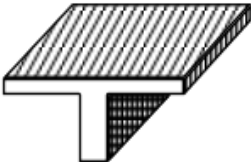
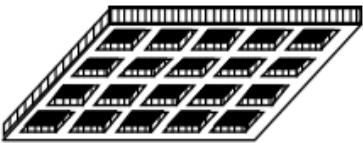

Condition 4 :

La résistance vis-à-vis du cisaillement. Il faut autant que possible éviter la présence d'armatures transversales dans les dalles.

Choix du type de plancher :

Nous avons reproduit sur le Tableau 2.2, le type de planchers à utiliser en fonction de la portée entre axes.

Tableau 2.2 : Choix du type de plancher en fonction de la portée entre axes [15].

Dessin	Type	Portées entre axes Largeur Hauteur totale	Remarques
	prédalle	L = 0,50 m à 8 m b = 0,50 m à 8 m h = 0,05 m à 0,20 m (prédalle seule)	En béton armé ou en béton précontraint (avec palonnier de manutention pour grande portée)
	Plancher à entrevous (ou à corps creux)	L = 2 m à 12 m b = 0,50 m à 0,70 m h = 0,16 m à 0,30 m	Poutrelles en béton armé ou précontraint Entrevous creux en béton ou en céramique
	Dalle alvéolée	L = 5 m à 20 m b = 0,60 m ou <u>1,20 m</u> ou 2,40 m h = 0,16 m à 0,40 m	En béton armé ou en béton précontraint avec fils adhérents
	Plancher nervuré	L = 3 m à 10 m b = 0,50 m à 1,50 m h = 0,30 m à 0,80 m	Nervures en béton armé ou précontraint Dalle avec prédalle ou coulée sur place
	Poutre en T préfabriquée	L = 6 m à 15 m b = 1,20 m à 2,40 m h = 0,40 m à 0,80 m	En béton armé ou précontraint
	Plancher caisson	L = 10 m à 20 m b = 0,50 m à 1,50 m h = 0,50 m à 1,00 m	Coulés sur place
	Plancher dalle	L = 3 m à 6 m b = 3 m à 6 m h = 0,25 m à 0,50 m	Coulés sur place

2.5.7 Méthode de calcul des planchers en dalle pleine

2.5.7.1 Dalles portant dans une seule direction

Une dalle est dite «portant dans une direction» ou «sur deux appuis» lorsque le moment de flexion dans une direction est prépondérant par rapport au moment de flexion dans l'autre direction. En pratique, on considère comme dalle portant dans une direction :

- Les dalles appuyées sur deux de leurs côtés sensiblement parallèles,
- Les dalles appuyées sur leurs 4 cotés dans la mesure où le rapport du petit côté sur le grand côté n'excède pas 0,5 (EC2 [16] art. 5.3.1).

Le calcul des sollicitations dans les dalles portant dans une direction est effectué suivant les méthodes habituelles de la résistance des matériaux. Pour les dalles continues on utilise, comme pour les poutres, la méthode des trois moments.

Dalles simplement appuyée :

Les dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés et dont le rapport des côtés ($l_x / l_y < 0,4$) et qui ne sont soumises qu'à des charges réparties, peuvent être calculées à la flexion simple comme des poutres dans le sens de la petite portée dont la largeur serait égale à 1 m. Pour les dalles continues, on considère souvent que les appuis jouent le rôle d'un encastrement partiel. Dans le cas particulier de planchers à charges d'exploitations modérées, on prend pour moments dans chacune des travées les valeurs suivantes :

Moment en travée : $M(\text{travée}) = 0,8 \text{Moment isostatique}$

Moment en appui : $M(\text{appui}) = -0,5 \text{Moment isostatique}$

Le calcul des moments en travée et en appui, permet la détermination des armatures supérieures de la dalle. Dans le sens parallèle au grand côté, on disposera à la partie inférieure de la dalle, des armatures de répartition, dont la section par unité de largeur est au moins égale au quart des armatures principales.

$$A_{\text{répartition}} = A_y = \frac{A_x}{4} \dots (2.12)$$

2.5.7.2 Calcul des dalles portant dans les deux directions selon l'annexe F du CBA 93 [17] :

Si le rapport des portées est compris ($0,4 \leq l_x/l_y \leq 1$), alors la dalle sera considérée comme portante dans les deux directions. Ainsi, si on considère une dalle rectangulaire ABCD appuyée sur ces quatre côtés, de dimensions (l_x, l_y), la dalle va fléchir dans chacune des deux sens. La flèche en tout point reste la même. L'annexe F des règles CBA 93 [17] permet le calcul des moments dans les deux sens. Cette annexe s'applique aux panneaux de hourdis rectangulaires uniformément chargés sur leur contour.

Désignons par :

($l_x ; l_y$) : les dimensions du panneau ;

p : Charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant le panneau ;

Les moments développés au centre du panneau ont pour expression :

dans le sens de la petite portée :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \dots (2.13)$$

dans le sens de la grande portée :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \dots (2.14)$$

(μ_x, μ_y) Sont données par le tableau 2.3.

Tableau 2.3 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y . [17]

$\left(\frac{l_x}{l_y}\right)$	$\nu = 0$	
	μ_x	μ_y
0,40	0,110	
0,45	0,102	
0,50	0,095	
0,55	0,088	
0,60	0,081	0,305 (*)
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887
1,0	0,037	1,00

(*) (Les valeurs de $\mu_x < 0,25$ ne sont pris en considération).

2.5.7.2.1 Dalles continues

S'il y a continuité sur un ou plusieurs côtés du panneau, on fait d'abord le calcul des moments dans le panneau comme s'il était librement appuyé : soit (M_x ; M_y).

Par la suite, on établit les réductions suivantes :

Moment en travée : ► **(0,75M_x ; 0,75M_y)**

Moment en appui : ► **(0,50M_x)**

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

Moment en travée : ► **(0,85M_x ; 0,75M_y)**

Moment en appui :

Appui de rive : ► **(0,3M_x)**

Les autres appuis : ► **(0,5M_x)**

2.5.7.2.2 Dispositions constructives des dalles selon le CBA 93 [17]

Pour les dalles dont l'épaisseur est comprise entre 12 et 30cm, on applique les prescriptions réglementaires suivantes :

Le taux des armatures dans chaque direction doit être au moins égal à :

1. 0,0012 s'il s'agit de ronds lisses (aciers de nuance Fe E215 ou Fe E235).
2. 0,0008 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence des classes Fe E400, ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre supérieur à 6mm ;
3. 0,0006 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence des classes Fe E500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre au plus égal à 6 mm ;

Lorsqu'il s'agit d'une dalle rectangulaire ; les armatures parallèles au petit côté doivent présenter un pourcentage au moins égal aux valeurs ci-dessus multipliées par le facteur :

$$\frac{3 - \left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} \dots (2.15)$$

Les sections des aciers armant deux directions perpendiculaires doivent être en chaque point au moins dans le rapport 1 à 3 si les charges appliquées comprennent des forces concentrées, et dans le rapport 1 à 4 dans le cas de charges réparties. L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes, où *h* désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Tableau 2.4 : Conditions sur l'espacement des armatures des dalles. [16]

Direction	Charges réparties	Charges concentrées
Direction la plus sollicitée	min (3h ; 33cm)	min (2h ; 22 cm)
Direction parallèle	min (4h ; 45cm)	min (3h ; 33 cm)

Les aciers armant à la flexion de la région centrale d'une dalle sont prolongées jusqu'aux appuis ;

- ✓ Dans leur totalité si la dalle est soumise à des charges concentrées mobiles ;
- ✓ A moins d'un sur deux répartie dans le cas contraire.

2.5.7.2.3 Effort tranchant

Dans les dalles portant sur quatre côtés, l'effort tranchant par unité de longueur est donnée par les formules suivantes :

Au milieu de l_x :

$$V = \frac{P}{3l_x} \dots (2.16)$$

Au milieu de l_y :

$$V = \frac{P}{2l_y + l_x} \dots (2.17)$$

2.5.7.2.4 Justification des armatures d'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la limite suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{bd} < 0,05f_{cj} \dots (2.18)$$

En cas de surface de reprise ménagée dans l'épaisseur de la dalle considérée, on applique l'article A.5.3. Des règles CBA93. Dans les autres cas, on dimensionne les armatures d'effort tranchant de la manière indiquée pour les poutres. Lorsque la dalle comporte des armatures d'effort tranchant les valeurs limites de τ_u sont celles données pour les poutres à armatures droites multipliées par les coefficients suivants :

- 1) $10h/3$ si : $15 \text{ cm} < h < 30 \text{ cm}$.
- 2) 1 si : $h \geq 30 \text{ cm}$.

2.5.7.3 Calcul des dalles portant dans les deux directions selon l'EC2 [16]

L'EC2 propose plusieurs méthodes pour le calcul des moments pour les dalles de formes rectangulaires. Le calcul des moments pour les dalles rectangulaires simplement appuyées sur leurs 4 côtés et chargées uniformément est reporté sur le Tableau 2.5.

Tableau 2.5 : Valeurs des coefficients μ_x et μ_y . [16]

$\frac{L_x}{L_y}$	$\nu = 0$ (pour le calcul des contraintes et des armatures)				$\nu = 0,2$ (pour le calcul des déformations)			
	$\mu_x = \frac{M_x}{\rho L_x^2}$ (maximal)	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$ (au milieu)	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$ (maximal)	$\frac{E h^3 f}{\rho L_x^4}$ (flèche)	$\mu_x = \frac{M_x}{\rho L_x^2}$ (maximal)	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$ (au milieu)	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$ (maximal)	$\frac{E h^3 f}{\rho L_x^4}$ (flèche)
0,50 ⁽¹⁾	0,0965	0,1802 ⁽²⁾	0,2584	0,1215	0,0999	0,3670	0,3830	0,1167
0,55	0,0892	0,2347	0,2889	0,1128	0,0934	0,4152	0,4211	0,1082
0,60	0,0820	0,2951	0,3289	0,1040	0,0869	0,4675	0,4682	0,0998
0,65	0,0750	0,3614	0,3781	0,0955	0,0804	0,5236	0,5237	0,0916
0,70	0,0683	0,4337	0,4388	0,0873	0,0742	0,5831	0,5831	0,0838
0,75	0,0620	0,5120	0,5124	0,0795	0,0683	0,6458	0,6458	0,0764
0,80	0,0561	0,5964	0,5964	0,0723	0,0627	0,7115	0,7115	0,0694
0,85	0,0506	0,6871	0,6871	0,0656	0,0575	0,7799	0,7799	0,0630
0,90	0,0456	0,7845	0,7845	0,0595	0,0527	0,8510	0,8510	0,0571
0,95	0,0410	0,8887	0,8887	0,0539	0,0483	0,9244	0,9244	0,0517
1,00	0,0368	1,0000	1,0000	0,0487	0,0442	1,0000	1,0000	0,0468

2.5.7.3.1 Dalles sur appuis continus

Evaluation forfaitaire des moments en travées et sur appuis

Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. Les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis, dans les 2 directions sont évaluées, à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale des moments de flexion M_x^0 et M_y^0 déterminés dans le panneau associé supposé articulé sur son contour ayant les mêmes portées et charges appliquées.

- En travée, les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15 % à 25 % selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les grands cotés sont évalués respectivement au moins à 40 % et 50 % des moments de flexion maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation.
- Les moments d'encastrement sur les petits cotés sont égaux à ceux évalués pour les grands cotés dans l'hypothèse que ces grands cotés sont encastrés (totalement ou partiellement) dans les mêmes conditions que les petits cotés.
- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, que ce soit dans la direction x ou y, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- Pour la dalle notée i, lorsqu'il s'agit de la portée principale, si on désigne par M_{ix}^0 le moment maximal calculé dans l'hypothèse de l'articulation, par M_{i-x} et M_x les valeurs absolues prises en compte pour les moments sur appuis (de gauche et de droite) et par M_{tix}^0 le moment maximal considéré en travée, on doit vérifier l'inégalité :

$$M_{tix} + \frac{M_{i-x} + M_{ix}}{2} \geq 1,25M_{ix}^0 \dots (2.19)$$

2.5.7.3.2 Disposition constructives selon l'EC2 [16] :

a) Armature de flexion

- Il convient de prévoir des armatures secondaires transversales dans les dalles portant dans un seul sens. (dalles unidirectionnelles). En règle générale, la section d'armatures transversales secondaires (de répartition) doit être au moins égale à 20 % de la section d'armatures principales.
- Soit x le sens porteur, les armatures dans la direction y doivent vérifier $A_{sy} \geq \frac{A_{sx}}{5}$ (exprimées / m de largeur)

Au voisinage des appuis, des armatures transversales aux barres principales supérieures ne sont pas nécessaires lorsqu'il n'existe aucun moment de flexion transversal.

- Les pourcentages d'acier minimal et maximal dans la direction principale.

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} bd ; 0,0013bd \right\} \dots (2.20)$$

$$A_{s1} + A_{s2} < 0,04A_c \dots (2.21)$$

avec :

A_{s1} Armatures tendues, A_{s2} armatures comprimées.

- La distance maximale entre les barres est la suivante : h étant l'épaisseur totale de la dalle. pour les armatures principales, $\min(2h ; 250 \text{ mm})$ dans le cas où il y a des charges concentrées, $\min(3h ; 400 \text{ mm})$ dans le cas contraire, pour les armatures secondaires, $\min(3h ; 400 \text{ mm})$, dans le cas où il y a des charges concentrées, $\min(3.5h ; 450 \text{ mm})$ dans le cas contraire ;

b) Armatures des dalles au voisinage des appuis

- Pour tous les appuis intermédiaires, la longueur des chapeaux à partir du nu des appuis, est au moins égale au $1/5$ de la plus grande portée utile des 2 travées encadrant l'appui considéré.
- Dans les dalles, la moitié de l'armature calculée en travée doit se poursuivre sur les appuis et y être ancrée conformément. Les armatures du second lit seront arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $1/10$ de la portée au nu.
- Pour les dalles armées de treillis soudés, l'ancrage par une soudure implique qu'une ligne de soudure soit disposée sur les éléments d'appui à une distance au moins égale à 15 mm dans le cas d'un appui en béton, armé ou non, préfabriqué ou non, (et à 50 mm dans le cas d'appui en maçonnerie : recommandé en l'absence de précision de l'EC2 [16]).
- Pour les dalles armées d'aciers en barres, les aciers prolongés sur appuis y sont ancrés par une longueur au moins égale à : $l_{b,mi} = \max \{0,3l_{b,rqd}; 10\phi, 100 \text{ mm}\}$
- S'il existe sur un des côtés d'une dalle un encastrement partiel, non pris en compte dans l'analyse, les armatures supérieures doivent pouvoir équilibrer au moins 25% du moment maximal de la travée adjacente. Dans le cas de l'appui de rive, la proportion du moment maximal à équilibrer par les armatures supérieures peut être réduite à 15% du moment maximal dans la travée isostatique associée ; ces armatures doivent être prévues sur une longueur au moins égale à $0,2$ fois la portée adjacente la plus grande comptée depuis le nu de l'appui.

CONCLUSION DU CHAPITRE

Dans ce chapitre, nous avons exposé la conception générale des éléments secondaires des bâtiments. Cette conception (dimensionnement, mise en place, coffrage, coulage, étaielement, décoffrage) doit être minutieusement entreprise et elle doit reposer sur une application stricte des normes et règles de l'art en vigueur.

Références bibliographiques du deuxième chapitre

- [1] **NF DTU 20.1** : Ouvrages en maçonnerie de petits éléments – Parois et murs. Afnor EDITIONS.
- [2] <https://www.alkern.fr/wp-content/uploads/documents/Regles-professionnelles-sur-les-acroteres-en-blocs-et-briques-a-bancher.pdf>
- [3] **NF EN 206/CN** : Classes d'exposition des bétons. Afnor EDITIONS.
- [4] **XP A 35-014** : Aciers pour béton armé – Barres, fils machine et fils en acier inoxydable. Afnor EDITIONS.
- [5] **NF A 35-015** : Armatures pour béton armé – Ronds lisses soudables. Afnor EDITIONS.
- [6] **NF A 35-024/A1** – 11/2009 : Aciers pour béton - Treillis soudés constitués de fils de diamètre inférieur à 5 mm. Afnor EDITIONS.
- [7] **NF A 35-025**, Produits en acier - Armatures pour béton armé - Ronds lisses galvanisés. Afnor EDITIONS.
- [8] **NF A 35-080-1** (Aciers pour béton armé en barres et couronnes à verrous et empreintes), **NF A 35-080-2** (treillis soudés), Afnor EDITIONS.
- [9] **NF A 35-027** : Produits en acier pour béton armé – Armatures. Afnor EDITIONS.
- [10] **CHERAÏT Yacine** : Calcul des structures en béton armé. Cours pour master 1, options structures, Université 8 mai 1945 Guelma, 2021-2022.
- [11] **Alexandre HUMBERT MH STRUCTURES Jean-Louis d'ESPARBES SOCABAT** : Balcons en béton : pathologie et bonnes pratiques. Matinales de la Construction – TOULOUSE – 06/12/2019
- [12] **XP P 21-211** : Escaliers en bois – Spécification. Afnor EDITIONS.
- [13] **Charges permanentes et charges d'exploitation**, document technique règlementaire B.C.2-2. Centre National de Recherche Applique en Génie Parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- [14] **Règlement parasismique Algérien RPA/2003**, document technique règlementaire D.T.R B.C.2.48. Centre National de Recherche Applique en Génie Parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- [15] **CHERAÏT Yacine** : Le béton précontraint. Cours pour master 2, option structures, Université 8 mai 1945 Guelma, 2021-2022.
- [16] **Règles Européenne EN 1992**. Euro code 2 : calcul des structures en béton armé.
- [17] **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93**, document technique règlementaire B.C.2-41. Centre National de Recherche Applique en Génie Parasismique, C.G.S, Alger, 1999.

Règlements

- Règles particulières d'exécution des dalles et volées des escaliers préfabriqués en béton armé**, document technique règlementaire B.E 2.18. Centre National de Recherche Applique en Génie Parasismique, Alger, 1999.
- Travaux Etanchéité des toitures-terrasses et inclinées**, document technique règlementaire E4.1. Centre National de Recherche Applique en Génie Parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- Règles d'exécution travaux construction en béton armé**, document technique règlementaire BE 2.1. Centre National de Recherche Applique en Génie Parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- DTU 20.12** : Maçonnerie des toitures et d'étanchéité.
- DTU 36.5** : Mise en œuvre des fenêtres et portes extérieures.

Normes

- Norme NF 43.1** : Etanchéité des toitures-terrasses. Afnor EDITIONS.
- Norme FP 01-012 et 01-013** : Règles de sécurité. Afnor EDITIONS
- Norme NF EN 771-1** : Brique de terre cuite. Afnor EDITIONS.
- Norme NF EN 998-2** : Mortiers de montage des éléments de maçonnerie. Afnor EDITIONS.
- Norme NF EN 1065** : Etais télescopiques réglables en acier. Afnor EDITIONS.
- Norme NF P 93-322** : Poutrelles industrialisées pour l'étalement et le coffrage. Afnor EDITIONS.
- Norme NF EN 13377** : Poutrelles de coffrages préfabriquées en bois – exigences, classification et évaluation. Afnor EDITIONS.

CHAPITRE 3. PATHOLOGIE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

RÉSUMÉ : Ce chapitre s'articule autour de la pathologie des éléments secondaires des bâtiments. Il présente ainsi une synthèse sur les principales causes de dégradation des acrotères, des balcons, des escaliers et des dalles réalisés en béton armé.

CHAPITRE 3

PATHOLOGIE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

3.1 INTRODUCTION

Le béton est certes un corps inerte, mais il n'en évolue pas moins dans le temps, c'est un composé vivant subissant des changements constants : dilatations, fissures, maladies, ruptures et d'autres encore. Le béton ne peut donc être simplement abandonné après avoir été coulé, il est comme nous, il va falloir en prendre soin et faire attention à ce qu'il ne tombe pas malade, auquel cas il faudra envisager des cures pour le soigner [1]. Les matériaux subissent l'environnement : les actions mécaniques de la pesanteur et du vent, les actions hygrothermiques et chimiques de l'air environnant ainsi que des matières agressives.

3.1.1 Définition

Pathologie : La signification de ce terme issu de la science médicale est la suivante : d'après le Robert : «Science qui a pour objet l'étude et la connaissance des causes et symptômes des maladies». Si l'on applique cette définition au bâtiment, les maladies seraient les désordres qui, en s'aggravant, donnent lieu à des sinistres ; ces derniers pouvant conduire à la ruine des ouvrages.

3.2 CAUSES DE DÉGRADATION DES OUVRAGES

Avant d'évaluer la nécessité de réparer une structure dégradée ou de choisir les méthodes et les techniques de réparation il faut au préalable bien identifier l'origine des dégradations. Les causes de dégradation diffèrent d'un ouvrage à un autre par la nature et le type de détérioration. D'une manière générale, les causes de dégradation des ouvrages peuvent être classées en quatre groupes distincts [2] :

3.2.1 Causes naturelles

Elles résultent principalement de l'ambiance et de l'environnement dans lequel a été bâti la construction (température, humidité, vent, agressivité du milieu, etc.).

3.2.2 Causes structurelles

Elles résultent d'une anomalie d'utilisation ou de fonctionnement mécanique de l'ouvrage (effet d'encadrement, de continuité, de fluage et retrait avec redistribution des moments, etc.).

3.2.3 Causes accidentelles

Les causes accidentelles résultent des actions suivantes : chocs, séismes, explosions, et feux.

3.2.4 Vieillessement

Elles résultent de l'usage, et de l'usure des éléments dans le temps.

Toutes les causes citées précédemment provoquent l'apparition des désordres et dégradations dans les ouvrages on parle de pathologies.

3.3 *DIAGNOSTIC DES CAUSES DE DÉGRADATION DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ*

Les trois principaux symptômes de dégradation d'un ouvrages en béton armé sont : les fissures, l'épaufrure, la désagrégation (définie comme un pourrissement de toute la surface avec perte de ciment et libération des agrégats) [2].

Chacun de ces symptômes fondamentaux est visible et peut être facilement décelé et différencié des autres. Dans un ouvrage donné, les trois signes principaux de détérioration peuvent coexister, comme aussi leurs différentes formes sont susceptibles de se manifester en même temps. En conséquence, diagnostiquer les causes de la dégradation du béton est une opération très délicate. Elle revient essentiellement à procéder par élimination jusqu'à ce qu'une conclusion s'impose.

Dans les paragraphes qui suivent nous allons établir une synthèse sur les principales causes de dégradation des éléments secondaires des bâtiments réalisés en béton armé.

3.4 *PATHOLOGIES DES BALCONS EN BÉTON ARMÉ*

Le risque le plus important pour les balcons est l'humidité extérieure, surtout lorsqu'elle se combine aux écarts de température entre ces ouvrages et la structure du bâtiment. Dans ces conditions, les charges excessives peuvent provoquer des fissures ouvertes et des infiltrations capables de corroder à terme les armatures du béton [3].

3.4.1 Les types de désordres affectant les balcons [4]

La pathologie des balcons regroupe deux familles de désordres :

- ✓ Les désordres structurels ont des conséquences importantes pouvant aller jusqu'à la rupture ;
- ✓ La seconde famille regroupe de nombreux désordres aux conséquences moins graves :
 - Les fissurations secondaires,
 - Les éclatements de nez de balcons,

- La présence d'efflorescence et de stalactites en sous-face,
- Les infiltrations au travers de la dalle au droit de la façade ou au travers des seuils de portes-fenêtres.

3.4.1.1 Les désordres structurels affectant les balcons [5]

Les désordres structurels qui affectent les balcons ont généralement de graves conséquences, tels que l'effondrement de l'ouvrage. Le balcon risque notamment de se rompre, lorsque son armature présente un défaut de conception ou de réalisation. Parmi les principales erreurs commises lors de la conception d'un balcon, on retrouve les problèmes de lecture de plans. Les fissures qui se forment sur la partie supérieure de la dalle et parallèlement à l'appui, présentent souvent un grave danger, car leur survenue peut être le signe d'une insuffisance de section d'acier ou d'un mauvais positionnement des aciers en hauteur. Mais, la plupart du temps, les désordres affectant les balcons se manifestent en cas d'oxydation ou de corrosion des armatures. L'eau pluviale qui s'infiltré par les fissures entraîne la corrosion des aciers, multipliant les risques d'effondrement du balcon. Il arrive parfois qu'un balcon s'effondre au cours du chantier de construction, suite à la fissuration en sous-face de l'ouvrage. L'effondrement de l'ouvrage peut également s'expliquer par un problème d'incompatibilité entre l'étalement (armature en partie basse) et la phase finale (armature en partie haute).

3.4.1.2 Origines des fissures sur les balcons [5]

Plusieurs types de fissure peuvent apparaître sur les balcons, à savoir :

- les fissures horizontales entre le balcon et les garde-corps en béton surviennent en cas de retrait du béton et suite à la dilatation différentielle des éléments, dont l'exposition au soleil varie ;
- les fissures verticales des garde-corps s'expliquent par une insuffisance des armatures horizontales, ou par un trop grand espacement des joints ;
- les fissures perpendiculaires à la façade, situées dans la partie supérieure de la dalle des balcons continus, témoignent de l'absence de joints de fractionnement ;

3.4.1.3. Eclatement des bétons des balcons [6]



Figure 3.1 : Bords de balcon éclatés par carbonatation des bétons [6].

La grosse majorité des balcons en béton armé réalisée dans les années 1960 se retrouve à présent fort fragilisé par des éclatements du béton faisant même apparaître les armatures en fort mauvais état.

Il s'agit du phénomène bien connu à présent de la carbonatation. Cette réaction chimique avec l'air attaque les armatures qui s'oxydent. La rouille les fait gonfler et le béton qui les enrobe éclate.

Les réparations de ce type de dégâts sont très lourdes à supporter pour les copropriétaires des immeubles concernés. Il faut en effet mettre un échafaudage sur toute la hauteur, prendre des mesures de sécurité, nettoyer à la burineuse les bétons, dégager les armatures pour les débarrasser de la rouille, les protéger et enfin reconstitués le béton extérieur en espérant que la teinte du nouveau béton se rapprochera de celle de l'ancien béton. Très souvent, on constate également des problèmes d'étanchéité des carrelages posés sur ses balcons sans aucune étanchéité, ou avec une simple feuille de plastique.

3.4.1.4. Le problème de l'éclatement du nez d'un balcon

Fréquemment, les nez des balcons sont détériorés en raison de l'éclatement des bétons par poussée des fers : des épaufrures en nez de dalle peuvent alors être observées [7]. L'éclatement des nez de balcons provient d'une armature souvent de trop fort diamètre, mal enrobée par le béton [4].

Si elles n'impliquent pas de danger immédiat pour la stabilité du balcon, elles provoquent des éclats de bétons menaçants pour les personnes qui seraient exposées à leur chute. De plus, ces épaufrures participent à la perméabilisation du béton armé, occasionnant la corrosion des armatures en dalles et fragilisant la pérennité de la structure [7].

L'éclatement du nez de balcon peut aussi être dû à :

- Excès de ferrailage : excès de ferrailage, eu égard à leur équarrissage, de certains ouvrages soumis à des efforts faibles, voire inexistantes

- Défaut d'enrobage : défaut classique, particulièrement sensible dans les milieux où la corrosion des aciers est à craindre (pollution en zone urbaine, air marin, etc.)

3.4.1.5 Les efflorescences et stalactites en sous-face de balcon

Ils sont provoqués par la percolation d'eau de pluie à travers la dalle du balcon [4]. Les désordres affectant les balcons, tels que les efflorescences et les stalactites en sous-face des balcons, sont généralement considérées comme des problèmes d'ordre esthétique et ne sont donc pas pris en charge par la garantie décennale. Cependant, lorsque des traces d'humidité avec calcifications font leur apparition en sous-face des balcons, cela multiplie les risques pour le bâtiment et favorise les conflits au sein d'une copropriété [5].

3.4.1.6 Les infiltrations d'eau par les seuils de portes-fenêtres des balcons [5]

En l'absence de décrochement altimétrique entre le balcon et le plancher intérieur de l'habitation, des eaux risquent de se produire par l'intermédiaire des seuils des portes-fenêtres.

L'infiltration de l'eau sous les seuils de portes-fenêtres et les remontées par capillarité sont favorisées par l'absence de marche ou de seuil saillant en béton, entre le balcon et le plancher du logement. En cas de vent violent, si la pluie est rabattue vers les menuiseries, des infiltrations d'eau peuvent survenir. La mauvaise évacuation des eaux pluviales contribue à aggraver le phénomène, d'autant plus lorsque le balcon est carrelé (revêtement scellé), car le mortier risque de s'imbiber d'eau, pour cause d'erreur de positionnement du fil d'eau des gargouilles. Par ailleurs la présence d'une fissure au niveau de la jonction entre la dalle de béton et la façade, constitue une voie d'eau en direction du logement.

3.4.2 Les bonnes pratiques [4]

1) Dimensionner les armatures conformément aux règles CBA 93 [8] en fonction des charges prévues par la norme **NF P06-001** [9]. Chaque fois que possible, des joints de fractionnement devront être prévus. À défaut, des renforts d'armatures doivent être calculés et mis en œuvre. Le positionnement des armatures côté tendu du béton et des joints de fractionnement est un élément primordial à vérifier, afin d'éviter les pathologies les plus fréquentes.

2) En cas d'utilisation de rupteurs thermiques, vérifier la conformité de leur domaine d'application (portée, sismique, etc.) et de leur pose au regard de la préconisation dans l'avis technique concerné.

3) Apporter un soin particulier à la réalisation des pentes des balcons pour permettre l'évacuation rapide des eaux, afin d'éviter leur percolation à travers le béton. En cas de balcons avec pente vers les façades, bien veiller à l'étanchéité (**DTU 43.1** [10]). Lorsque le sol du balcon est recouvert par un revêtement en carrelage scellé, prévoir une couche de désolidarisation drainante sous le mortier de pose.

4) Étancher la surface pour limiter les infiltrations.

- 5) Étudier particulièrement la géométrie des seuils, pour éviter les pénétrations d'eau.
- 6) Concevoir l'accès pour les personnes à mobilité réduite (hauteur maximale du seuil extérieur de 2 cm, traitement du rejet d'eau par caillebotis et dalles sur plot ou caniveau).
- 7) Apporter une attention particulière, en l'absence de décrochement de dalle entre logement et balcon, aux reprises de bétonnage situées au niveau des seuils et voiles de façade.
- 8) Respecter les enrobages et sections maximales d'acier en nez de dalle, afin d'éviter les éclatements.
- 9) Respecter les précautions propres aux zones sismiques.
- 10) Veiller à limiter les effets des ponts thermiques.

3.5 PATHOLOGIES DES ACROTÈRES EN BÉTON ARMÉ

La plupart des sinistres concernant l'étanchéité des toitures terrasses ont pour origine les points singuliers et notamment les relevés. Les décollements et déchirures peuvent avoir des conséquences coûteuses [11].

3.5.1 Diagnostic des désordres [11]

Les relevés d'étanchéité servent à retenir l'eau en périphérie des terrasses revêtues d'un complexe d'étanchéité. Cette rétention évite la dégradation des façades par débordement ainsi que les infiltrations à l'intérieur des ouvrages. Pour assurer l'étanchéité de la toiture-terrasse à la périphérie des émergences, ces relevés sont mis en œuvre en adhérence totale sur un support adapté à cet usage.

3.5.2 Origines des désordres [11]

3.5.2.1 Les décollements et glissements

Ils peuvent avoir plusieurs origines :

- Support humide (décollement par pression de vapeur d'eau) ;
- Défaut d'imprégnation (absence, insuffisance ou nature inadaptée de l'imprégnation) ;
- Aspect glacé du support ;
- Défaut de soudure du revêtement ;
- Contraintes mécaniques (effet de traction créé par une charge importante (terre) en fonction de la hauteur de relevés, par exemple) ;
- Absence ou défaut de protection en tête de relevés (engravure, becquets collés ou collés/vissés et/ou solins métalliques, etc.).

3.5.2.2 Les déchirures (poinçonnement)

Ils proviennent :

- D'une fissuration du support due à des effets thermiques (effet de bilame dans le cas d'acrotères hauts, acrotères préfabriqués de grandes dimensions, basculement de talons d'acrotères, hétérogénéité entre supports) ;

- De cisaillements dans les gorges des relevés dus à des poussées de la protection en dur de la partie courante (insuffisance voire absence de joint périphérique) ;
- Du cisaillement (plis à 45°) dû à des effets thermiques entre les parties isolées (partie courante) et celles non isolées (acrotère et/ou équerres métalliques).

3.5.3 Désordres spécifiques des toitures terrasses [12]

3.5.3.1 Mouvements des supports en béton

La pathologie des étanchéités sur dalles et murs d'acrotères en béton s'explique notamment par la variation dimensionnelle du support. Les causes de ces désordres sont d'origine mécanique telles : déformation excessive de la dalle de plancher et de l'acrotère par suite d'un tassement différentiel de l'ouvrage, d'un retrait lors du séchage du béton ou encore du fluage de ce dernier.

3.5.3.2 Chocs thermiques

Ceux-ci occasionnent également des désordres au droit des planchers par cisaillement, des «coups de sabre» en acrotère, des «poussées au vide», et aussi, parfois, la rotation d'appui avec apparition de fissures sous chaînages.

C'est l'ensemble de ces mouvements dans la structure qui occasionne des fissures dans l'étanchéité, et surtout l'arrachage des relevés. Les sinistres s'expliquent en grande partie par ce phénomène d'origine mécanique lié aux chocs thermiques. L'isolation thermique des toitures terrasses va résoudre partiellement ce difficile problème d'étanchéité en limitant le phénomène de dilatation.

3.5.4 Produits d'étanchéité [12]

Ces produits étaient constitués de bitumes oxydés ayant la particularité de se dégrader assez rapidement sous l'action des rayons UV et, par suite, de se fissurer. Actuellement, les membranes les plus connues contiennent des bitumes modifiés de type élastomère : SBS (styrène-butadiène séquencé) avec une armature. En raison de leur élasticité, ces membranes sont plus résistantes aux efforts mécaniques et aux agressions climatiques (dont les UV).

3.5.5 Quelques type de dégradation des acrotères

3.5.5.1 Fissuration d'acrotère [13]

Dilatation d'acrotère et de couronnement massifs : Fissuration anarchique tendant à faire office de joints, non prévus, lorsque les efforts de dilatation n'ont pas été pris en compte dans les ferrailages.

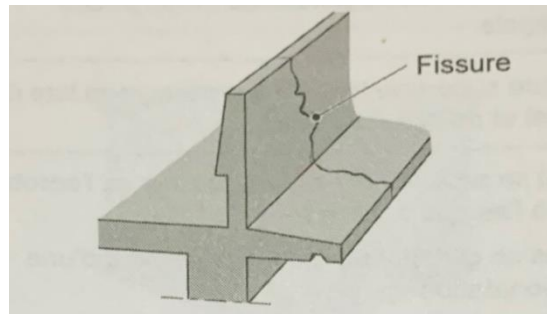


Figure 3.2 : *Fissuration d'acrotère [13].*

3.5.5.2 Dilatation de la forme de pente entrainant un désaffleurement de l'acrotère [13]

Dilatation de la forme de pente qui crée une poussée sur l'acrotère si la forme de pente est en contact avec l'acrotère.

Dilatation favorisée par l'emploi de produits d'étanchéité noirs, qui absorbent la chaleur.

Joint de dilatation de fore à prévoir à quelques centimètres en retrait de l'acrotère.

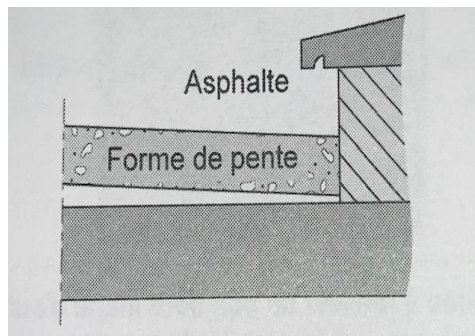


Figure 3.3 : *Dilatation de la forme de pente entrainant un désaffleurement de l'acrotère [13].*



Figure 3.4 : *Absence de joint de fractionnement sur l'acrotère [14].*



Figure 3.5 : *Eclatement du béton de la façade induisant une corrosion des aciers [15].*

3.5.5.3 Absence de couvertine [6]

La couvertine est un élément de protection et d'étanchéité de la partie supérieure d'un acrotère. Elle protège également la façade des coulures et salissures. Son absence risque d'endommager sérieusement l'acrotère (Figure 3.6).



Figure 3.6 : *L'acrotère n'avait pas été protégé par une couvertine [6].*

Sur la Figure 3.6, on peut constater que la mousse avait fini par envahir l'intégralité de l'acrotère sur toute sa longueur, quant au lichen, il s'était fait une place sur tout le mur.

3.5.6 Conseils de prévention [13]

La bonne tenue et le bon fonctionnement des ouvrages de relevés dépendent :

- de la parfaite adhérence du revêtement au support, tenant compte d'éventuelles hétérogénéités de celui-ci entre partie courante et support de relevé ;
- du choix des matériaux : auto protégés par granules minéraux ou feuille métallique en fonction de la nature de la terrasse (accessible ou non) ;
- de la compatibilité entre matériaux (bitume traditionnel - bitume modifié APP ou élastomère) ;
- de la conception des matériaux en ce qui concerne les armatures (tissus de verres, polyester non tissé) ;

- de la mise en œuvre proprement dite qui aujourd'hui se fait par soudure au chalumeau et inclus le respect de dispositions normatives concernant les hauteurs, les protections en tête et la protection en général (enduit, grillage) ;
- de la programmation d'un entretien régulier (annuel) pour assurer la pérennité de l'ouvrage (contrat d'entretien auprès d'entreprises spécialisées, par exemple).

3.6 PATHOLOGIE DES ESCALIERS EN BÉTON ARMÉ

Un escalier doit être conforme aux règles de l'art et doit être bien fixé avec des matériaux convenables. La faute peut s'établir par le non-respect des normes ; par exemple, un escalier non muni d'une rampe de sécurité (garde-corps ou main courante) ou de bande antidérapante. Il est à noter qu'il faut regarder les normes au moment de la construction et non au jour de l'accident, car les codes de constructions évoluent [16].



Figure 3.7 : Escalier en béton ancien endommagé [17].

3.6.1 Origines des fissures de l'escalier [18]

De manière générale, une fissure en escalier est issue d'une inadéquation du bâti avec les contraintes du terrain. C'est le cas notamment lorsque le sol est de nature argileuse, et est donc soumis à des gonflements et des retraites mettant en péril la structure même d'une maison. Mécaniquement, celle-ci a en effet des difficultés à résister aux différentes tensions et l'insuffisance de ses chaînages ou de ses fondations va provoquer l'apparition de fissures en escalier.

3.6.2 Phénomène de poussée au vide des escaliers [13]

La poussée au vide résulte des contraintes des armatures :

- Soit l'effort de traction entraîne un fléchissement de la barre ancrée qui pousse sur le parement en béton,
- Soit les barres droites sont ancrées par un retour rectiligne, parallèle au parement de l'ouvrage.

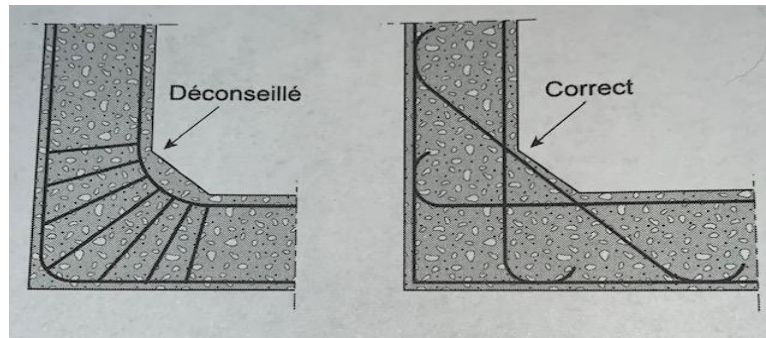


Figure 3.8 : Poussée au vide par fléchissement de la barre ancrée [13].

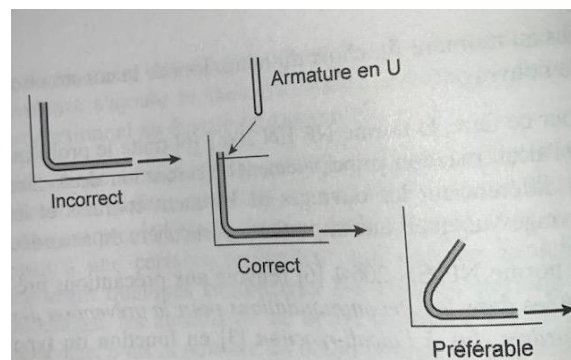


Figure 3.9 : Poussée au vide par ancrage des barres en retour rectiligne parallèle au parement [13].

3.6.3 Béton et incendie des escaliers [19]

Le béton est incombustible et conduit relativement mal la chaleur. Il présente donc de bonnes propriétés isolantes pour un sinistre d'importance moyenne. Toutefois, si l'incendie se prolonge ou si la température est trop élevée, divers phénomènes peuvent se produire :

- Pertes des caractéristiques du liant,
- Dilatation des agrégats, entraînant la fissuration du béton,
- Diminution des caractéristiques des aciers

3.6.3.1 Liant

- Jusqu'à 300° C : évaporation de l'eau libre et de l'eau liée physiquement,
- De 300 à 550° C : décomposition de la portlandite $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
- De 600 à 700° C : destruction des C-S-H et décohésion de la phase liante.

La perte de résistance peut atteindre 20 % pour une température de 300° C. À partir de 900° C, le matériau est considéré comme détruit.

3.6.3.2 Granulats

- À 573° C : point quartz – éclatement des granulats siliceux,
- de 600 à 800° C : décohésion liant – granulats sous l'effet de la dilatation,
- Au-delà de 70° C : décarbonatation des matériaux calcaires ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$)

3.6.3.3 Armatures

- Jusqu'à 300° C : pas de modification sensible des caractéristiques,
- De 300 à 550° C : baisse rapide des performances. À 550° C la limite élastique R_e et le module d'Young E sont réduits de 50 %,
- À partir de 700° C : modification structurale de l'acier – fusion vers 1450° C.



Figure 3.10 : Dégâts observés suite à un incendie [19].

3.7 PATHOLOGIE DES PLANCHERS DALLES

Concernant Les désordres affectant les planchers-dalles : Nous pouvons constater les désordres suivants [13] :

3.7.1 Fissuration d'angles de dalle simplement appuyée

Cela peut être due à :

- Une absence d'ancrage dans les angles : Les réactions d'appui d'angle dirigées vers le bas engendrées par une plaque rectangulaire uniformément chargée et appuyée sur son contour. Retroussement des plaques si les angles ne sont pas suffisamment chargés.
- Des charges concentrées voisines des angles : Fissuration pouvant résulter de charges localisées accidentelles dans les angles ayant provoqué un effort tranchant excessif.

3.7.2 Fissuration de maçonneries supportées par un plancher

Elle est due à :

- Plancher inférieur plus flexible que le plancher supérieur ou le plancher supérieur plus flexible que le plancher inférieur.

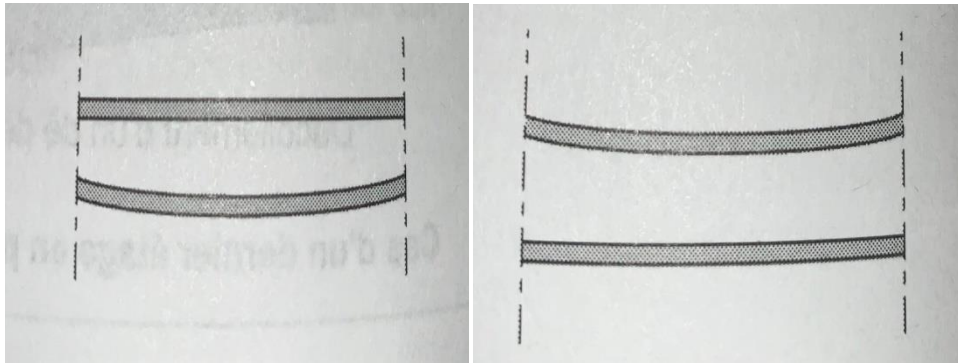


Figure 3.11 : a) Plancher inférieur plus flexible que le plancher supérieur b) le plancher supérieur plus flexible que le plancher inférieur [13].

- Un déplacement, par exemple une dilatation, du plancher supérieur par rapport au plancher inférieur : défaut liés à la dilatation généralement accompagnés de fissures de cisaillement entre le plancher subissant la dilatation et le support maçonné
- Flexibilité des planchers inférieur et supérieur trop importante et du même ordre de grandeur : Comportement de la maçonnerie comme une poutre de la hauteur d'un étage, non ferrillée à l'effort tranchant, d'où les fissures à 45° sur les appuis.

3.7.3 Fissuration verticale en prolongement d'un joint

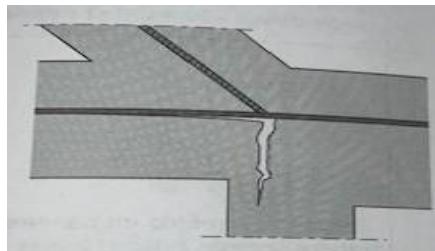


Figure 3.12 : Fissuration verticale en prolongement d'un joint [13].

Dalle rigide avec joint reposant sur une ossature continue : Prolongation naturelle dans l'ossature porteuse du joint prévu dans la dalle horizontale rigide.

Créer des joint diapasons permet à la structure de se dilaté plus librement.

3.7.4 Cisaillement de talon de poutrelles de plancher à entrevous et nervures

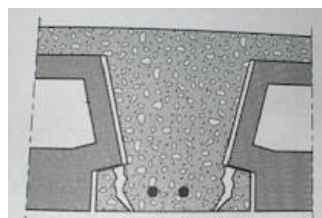


Figure 3.13 : Cisaillement de talon de poutrelles de plancher à entrevous et nervures.[13]

Ce désordre est dû à un talon de poutrelle non ferrillé : Il faut un talon devant pouvoir résister aux efforts de cisaillement

3.7.5 Fissuration centrale de la dalle

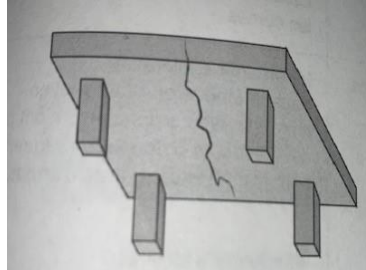


Figure 3.14 : *Fissuration centrale de la dalle [13].*

- Insuffisance de ferrailage : Peut être la cause d'une insuffisance de l'acier résultant d'une erreur de calcul ou d'une surcharge excessive.
- Cette erreur est souvent rencontrée dans ce type de plancher, consistant à ferriller la dalle comme un hourdis portant sur 4 cotés (aciers principaux parallèles à la petite portée), alors que les aciers principaux devraient être parallèles à la grande portée.
- Retrait : retrait se produisant à partir des appuis constituant des points fixes.



Figure 3.15 : *Fissure d'une dalle [20].*

3.7.6 Corrosion des armatures de la dalle [15]

Ce phénomène est souvent constaté lorsqu'il y'a un éclatement de béton et les armatures se trouvent sans protection (Figure 3.16).



Figure 3.16 : *Corrosion des armatures d'une dalle [21].*

CONCLUSION DU CHAPITRE :

Les ouvrages où éléments d'ouvrages sont construits pour assurer une ou plusieurs fonctions. Il importe que la ou les fonctions puissent être remplies en permanence sans mettre en danger la sécurité des exploitants. Ainsi les éléments secondaires et à l'instar de tout élément en béton armé subissent pendant leur cycle de vie divers attaques (carbonatation, corrosion, attaque aux sulfates, l'alcali-réaction, etc.) qui peuvent engendrer des dégradations plus ou moins importantes. Les balcons, généralement exposés aux intempéries peuvent avoir comme pathologies, l'apparition de fissures secondaires, des éclatements de nez de balcons, présence d'efflorescence et de stalactites en sous-face, et infiltrations au travers de la dalle au droit de la façade ou au travers des seuils de portes-fenêtres. Les acrotères également exposées aux intempéries peuvent subir les mêmes actions. Concernant les escaliers, d'une manière générale, les fissurations des escaliers sont issues d'une inadéquation du bâti avec les contraintes du terrain. La durabilité de ces éléments est tributaire de plusieurs paramètres : un béton de qualité, une étanchéité maximale et une application stricte des règles de l'art.

Références bibliographiques du troisième chapitre

- [1] [Pathologies du béton - GuideBeton.com](#), site consulté le 25/03/2022.
- [2] **LECHANI Mourad, KENAI Said, HANNACHI Nacer Eddine** : Diagnostic des causes de dégradation des ouvrages en béton armé, Revue Algérie Equipement.
- [3] [La vraie résistance des balcons, terrasses et loggias \(lemonde.fr\)](#), site consulté le 24/03/2022.
- [4] [Désordres affectant les balcons - Cahiers Techniques du Bâtiment \(CTB\) \(cahiers-techniques-batiment.fr\)](#), site consulté le 24/03/2022.
- [5] [\(99+\) Balcons | Massiré CAMARA - Academia.edu](#), site consulté le 24/03/2022.
- [6] **Agence Qualité Construction** : Balcons : Points de vigilance, Novembre 2019.
- [7] [Désordres affectant les balcons - jdtechnologies \(jdtechnologiesgroupe.fr\)](#), site consulté le 24/03/2022.
- [8] **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93**, document technique règlementaire B.C.2-41. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- [9] **Norme Française NF P 06-001**. Charges d'exploitation des bâtiments.
- [10] **DTU 43.1** : Travaux de mise en œuvre. Travaux d'étanchéité des toitures- terrasses avec éléments porteurs en maçonnerie.
- [11] **Agence Qualité Construction** : «Toitures-terrasses, le point faible : les relevés» ([groupe-sma.fr](#)), site consulté le 25/03/2022.
- [12] [Toitures terrasses : pathologie de l'étanchéité : Désordres spécifiques des toitures terrasses | Techniques de l'Ingénieur \(techniques-ingenieur.fr\)](#), site consulté le 25/03/2022.
- [13] **Berry, J. et al. (1828)**. La technique du bâtiment existant (Description-pathologie-Entretien et rénovation).France : Le moniteur, 825p.
- [14] <https://qualiteconstruction.com/photo/absence-joint-fractionnement-acrotere/>, site consulté le 08.05.2022
- [15] <https://www.shutterstock.com/fr/search/b%C3%A9ton+arm%C3%A9>. Site consulté le 08.05.2022
- [16] [Recours pour effondrement d'escalier, mur, toit – Avocat payé au résultat \(lambertavocatinc.com\)](#), site consulté le 25/03/2022.
- [17] <https://www.alamyimages.fr/photo-image-escalier-en-beton-ancien-endommage-47362956.html>, site consulté le 24.04.2022.
- [18] [Fissures en escalier : définition, causes et réparation \(opengroupe.fr\)](#), site consulté le 25/03/2022.
- [20] **La pathologie du béton**, compagnie des experts du bâtiment des travaux publics et de l'industrie CEBTPI, compte rendu formation du 7 novembre 2016.
- [20] [Google.com/search?q=photo+d%27une+dalle++en+béton+armé+endommagé&tbm=isch&ved=2ahUKEwjG0KGuqdD3AhVX9IUKHY6rCf8Q2-cCegQIABAA&oq=photo+d](https://www.google.com/search?q=photo+d%27une+dalle++en+béton+armé+endommagé&tbm=isch&ved=2ahUKEwjG0KGuqdD3AhVX9IUKHY6rCf8Q2-cCegQIABAA&oq=photo+d), site consulté le 08.05.2022
- [21] [searchgate.net/publication/323172832_Corrosion_behaviour_of_reinforced_concrete_constructions_in_acid_aggressive_environments_case_studies_laboratory_t](#), site consulté le 24.04.2022.

CHAPITRE 4. CALCUL PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

RÉSUMÉ : Ce quatrième et dernier chapitre présente huit notices de calculs détaillés sur le ferrailage longitudinal et transversal des balcons, des acrotères, des escaliers à paillasse adjacente et des dalles rectangulaires en béton armé. Les calculs ont été conduits selon deux règlements : les règles Algériennes CBA 93 et Européennes EC2.

CHAPITRE 4

CALCUL PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES DES BÂTIMENTS

4.1 INTRODUCTION

Parmi les étapes de réalisation des travaux de construction figure en bonne place le ferrailage des éléments constituant les bâtiments. La stabilité et la durabilité de tout élément en béton armé sont tributaires d'un calcul rigoureux du ferrailage. Dans ce qui suit nous allons présenter des exemples numériques détaillés sur le calcul du ferrailage et la vérification de la flèche pour les acrotères, les balcons, les escaliers et les planchers en béton armé. Pour chaque élément deux applications numériques seront traitées et elles seront conduites conformément aux deux codes de calcul: national (CBA 93) et Européen (EC2).

4.2 DOCUMENTS RÉGLEMENTAIRES UTILISÉS

Pour la conduite des notices de calcul du ferrailage des éléments secondaires, nous avons utilisés les règlements suivants :

- 1) **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93**, document technique réglementaire B.C.2-41. Centre National de Recherche Appliquée en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- 2) **Norme européenne EN 1992-1-1. – Euro code 2** : Calcul des structures en béton – Partie 1 : Règles générale et règles pour les bâtiments.
- 3) **Règlement parasismique Algérien RPA/2003**, document technique réglementaire D.T.R B.C.2.48, Centre National de Recherche Appliquée en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999
- 4) **Charges permanentes et charges d'exploitation**, document technique réglementaire B.C.2-2. Centre National de Recherche Appliquée en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- 5) **Norme européenne EN 1991. Euro code 1** : Actions sur les structures.
- 6) **NF DTU 20.1** : Ouvrages en maçonnerie de petits éléments.

4.3 CALCUL PRATIQUE DU FERRAILLAGE DES ACROTÈRES

But des applications

Déterminer le ferrailage et procéder à la vérification des acrotères faisant parties d'un bâtiment à usage d'habitation implanté dans une zone à forte sismicité.

EXEMPLE NUMÉRIQUE 1 : Étude d'un acrotère de 80 cm d'hauteur

On cherche à travers cette application à déterminer le ferrailage d'un l'acrotère de 80 cm d'hauteur d'un immeuble d'habitation collectif implanté dans une zone de forte sismicité.

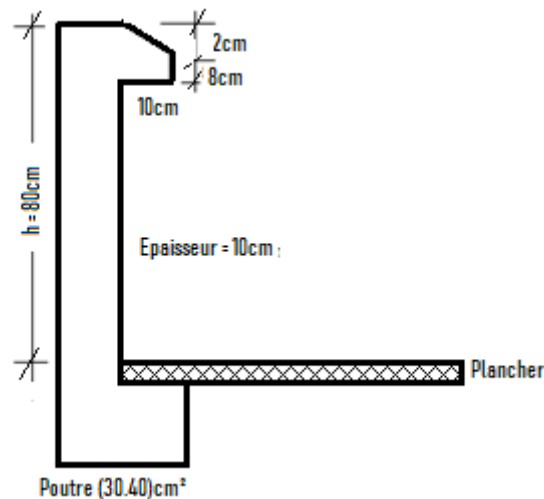


Figure 4.1 : Dimensions de l'acrotère.

Données :

- Résistance caractéristique du béton en compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- Fissuration préjudiciable,
- Enrobage des aciers = 2 cm.
- Aciers en Fe E 500.

1.1 Calcul selon les règles CBA 93

Charges permanentes sur l'acrotère :

Seul le poids l'acrotère intervient : il sera évalué à partir des volumes de béton mis en place pour une bande de largeur unité (1 m). On prendra pour le béton armé une masse volumique de 25 kN/m^3 .

$$W_p = \gamma_{\text{béton}} \times S \times 1 \text{ m}$$

$$W_p = 25000 \left[\frac{1}{2} (0,02 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,8) \right] = 2225 \text{ N}$$

Charge accidentelle due au séisme :

Valeur du coefficient d'accélération sismique : pour un groupe d'usage 2 et pour une zone sismique III, la valeur est de :

$$A = 0,25$$

$C_p = 0.8$ (Élément en console).

Soit finalement une action sismique globale de :

$$F_p = 4AC_p W_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2225 = 1780 \text{ N/m}$$

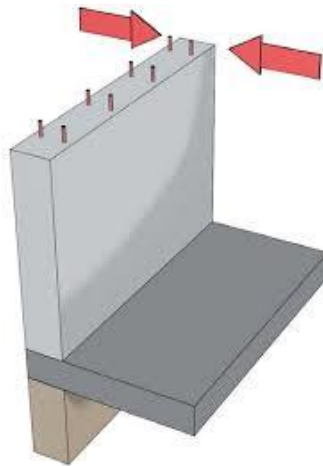


Figure 4.2 : Action sismique sur l'acrotère.

Charge d'exploitation : elle correspond à la main courante : $F = 1000 \text{ N/m}$ (habitation collectif).

Sollicitations de calcul :

- État limite ultime : $F_u = 1,5F = 1,5 \times 1000 = 1500 \text{ N/m}$.
- État limite accidentelle : $F_p = 1780 \text{ N/m}$.
- État limite de service : $F = 1000 \text{ N/m}$.

Calcul du ferrailage longitudinal :

Etat-limite accidentel (ELA) :

Moment : $M_a = F_p h = 1780 \times 0,8 = 1424 \text{ N.m}$

$$\mu_a = \frac{F_p \cdot h}{bd^2 f_{bu}}$$

Nous sommes sous combinaison accidentelle, le coefficient de sécurité du béton sera pris égal à 1,15.

$$\gamma_b = 1.15 \rightarrow f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu_a = \frac{1424 \times 10^3}{1000 \times 80^2 \times 18,48} = 0,012 < \mu_1 = 0,358 \text{ (annexe 2)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{1424 \times 10^3}{0,994 \times 80 \times 500} = 35,81 \text{ mm}^2$$

À l'état-limite de service : (annexe 2)

Moment : $M_s = Fh = 1000 \times 0,8 = 800 \text{ N.m}$

La fissuration étant considérée comme préjudiciable alors: $\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

et $\eta = 1,6$ (barres HA)

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{30 M_{ser}}{b_0 (h-c)^2 \sigma_s} = \frac{30 \times 80 \times 10^4}{1000 (100-20)^2 \times 201,6} = 0,0186$$

α : est directement lu à partir de l'abaque de l'annexe 2.

Pour une valeur de $\mu = 0,0186 \rightarrow \alpha = 0,125$

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1000 \times 80 \times (0,125)^2}{30(1-0,125)} = 47,62 \text{ mm}^2$$

La contrainte de compression dans le béton sera égale à :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s \alpha}{n(1-\alpha)} = \frac{201,6 \times 0,125}{15(1-0,125)} = 1,92 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 30 = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée.

Condition de non fragilité (CNR): $A_{min} = 0,23(bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(1000 \times 80) \times \frac{2,1}{500} = 77,28 \text{ mm}^2$

Choix de la section des armatures :

$$A = \max(A_a; A_{ELS}; A_{min,}) = 77,28 \text{ mm}^2 = 0,77 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures verticales :

On placera sur chaque face de l'acrotère et pour chaque mètre linéaire 5 barres verticales de 8 mm de diamètre (**$A_v = 5 \text{ HA8/m}$**).

Section minimale des armatures horizontales selon le DTU 20.12 (norme NF P 10-203-1) :

$$A = 0,5 \left(\frac{\text{Section béton}}{100} \right) = 0,5 \frac{10 \times 80}{100} = 4 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales horizontale constituée de 10 barres de 8 mm de diamètre (**$A_h = 10 \text{ HA8/m}$**).

Vérification de l'effort tranchant :(annexe 3)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

τ_u Étant la contrainte de cisaillement maximale, qui vaut :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

avec : $V_u = F_p = 1780 \text{ N}$

$$\tau_u = \frac{1780}{1000 \times 80} = 0,022 \text{ MPa}$$

La console est un élément assimilé à une dalle, par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement se fera avec :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,075}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,075}{1,15} \times 25 = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa}$$

La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

Disposition des armatures :

Les armatures verticales (composées de barres HA 8 espacées de 20 cm) et horizontales (composées de barres HA 8 espacées de 20 cm) seront placées symétriquement sur les deux faces de l'acrotère.

Elles seront convenablement ancrées par des crochets à 90° sur les poutres supports.

Le schéma du ferrailage de l'acrotère est illustré à travers la figure suivante :

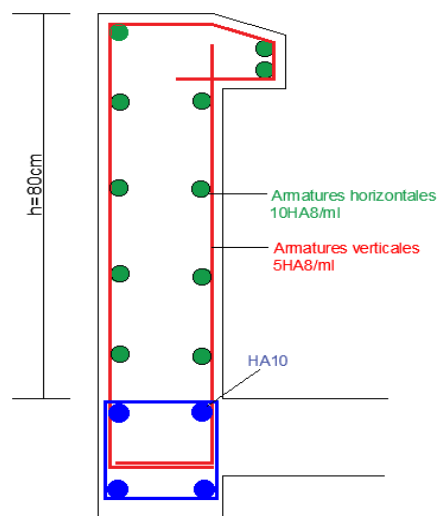


Figure 4.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère selon le CBA 93.

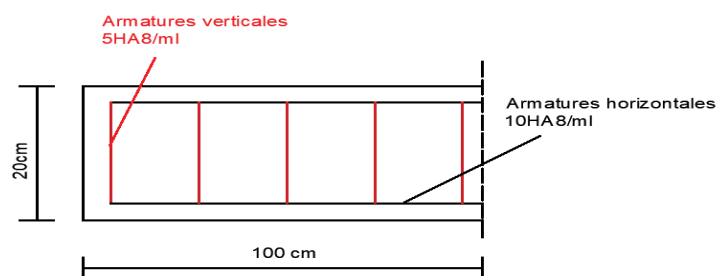


Figure 4.4 : Vue en plan du ferrailage de l'acrotère selon le CBA 93.

1.2 Calcul selon les règles EC2

Données :

- résistance du béton en compression : $f_{ck} = 25$ MPa.
- $f_{tj} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 2,56$ MPa.
- Classe d'exposition X0,
- Enrobage des aciers $c_{nom} = 2$ cm.
- Aciers B500 B.

Vérification préliminaire :

Le béton utilisé est de classe $C 25/30 < C 50/60$, on pourra utiliser l'annexe 4 pour la détermination des armatures de flexion.

Détermination des charges :

Calcul du poids de l'acrotère :

$$W_p = 25000 \left[\frac{1}{2} (0,02 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,8) \right] = 2225 \text{ N/m}$$

Valeur du coefficient d'accélération sismique : pour un groupe d'usage 2 et pour une zone sismique III, la valeur est de : $A = 0,25$.

$C_p = 0,8$ (élément en console).

Soit finalement une action sismique globale de :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2225 = 1780 \text{ N/m}$$

Valeur de la main courante : $F = 1000$ N/m (habitation collectif)

Sollicitations de calcul :

- Etat-limite ultime : $F_u = 1,5F = 1,5 \times 1000 = 1500$ N/m.
- Etat-limite accidentelle : $F_p = 1780$ N/m.
- Etat-limite de service : $F = 1000$ N/m.

Calcul du ferrailage longitudinal :

Etat-limite accidentel :

$$M_a = F_p h = 1780 \times 0,8 = 1424 \text{ N.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b_w d^2 f_{cd}}$$

Nous sommes sous combinaison accidentelle, le coefficient partiel relatif au béton vaut 1,2 (Art. 2.4.2.4 de l'EC2).

$$\mu_a = \frac{1424 \times 10^3}{1000 \times 17,70 \times 80^2} = 0,012 < \mu_1 = 0,372$$

alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 80(1 - 0,4 \times 0,015) = 79,52 \text{ mm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_u f_{yd}}$$

Nous sommes sous combinaison accidentelle, le coefficient partiel relatif à l'acier vaut 1 (Art. 2.4.2.4 de l'EC2).

$$A_s = \frac{142,4 \times 10^4}{79,52 \times 500} = 35,8 \text{ mm}^2$$

Choix de la section des armatures verticales : **$A_a = 4 \text{ HA8/m}$** .

Vérification des exigences d'armatures minimales :

Selon l'article 9.2 de l'EC2: la section d'armatures longitudinales d'une dalle doit être supérieure ou égale à :

$$A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} bd ; 0,001bd \right\}$$

f_{ctm} : étant la résistance caractéristique du béton à la traction.

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{2,56}{500} \times 100 \times 8 = 1,06 \text{ cm}^2$$

Vérification des exigences d'armatures maximales (hors zones de recouvrement)

$$A_s \leq A_{s\max} = 0,04 A_c$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 < A_{c=} = 0,04 \times 100.10 = 40 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Vérification des contraintes : (annexe 5)

Calcul de la position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y_1^2 - n A_s (d - y_1) = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot 1000 y_1^2 - 15 \times 201 (80 - y_1) = 0 \rightarrow 500 y_1^2 + 3015 y_1 - 241200 = 0$$

Après résolution on trouve une valeur de : $\rightarrow y_1 = 19,15 \text{ mm}$

$$\text{Calcul du moment d'inertie : } I_1 = \frac{1}{3} b y_1^3 + n A_s (d - y_1)^2$$

$$\frac{1}{3} \times 1000 \times 19,15^3 + 15 \times 201 (80 - 19,15)^2 = 13504619 \text{ mm}^4$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_{c\max} = \frac{M_{ser}}{I_1} \cdot y_1 \leq 0,6 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c\max} = \frac{80 \cdot 10^4}{13504619} \cdot 19,15 = 1,13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte dans l'acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_{ser}}{I_1} \cdot (d - y_1) \leq 0,8 f_{yd}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 80 \cdot 10^4}{13504619} \cdot (80 - 19,15) = 54,06 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Ferraillage transversal : (annexe 6)

$$V_{Ed} = F_p = 178 \text{ kg}$$

Contrainte de cisaillement ultime :

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w z} = \frac{V_{Ed}}{b_w \times 0,9d} = \frac{1780}{1000 \times 0,9(80)} = 0,025 \text{ MPa}$$

Pour une classe de béton de 25/30, la valeur de $v_{Rd \max \text{Cot } \theta=2} = 3,6 \text{ MPa}$

$$v_{Ed} = 0,025 \text{ MPa} < v_{Rd \max \text{Cot } \theta=2} = 3,6 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Le schéma de ferrailage de l'acrotère est représenté à travers la figure 4.5.

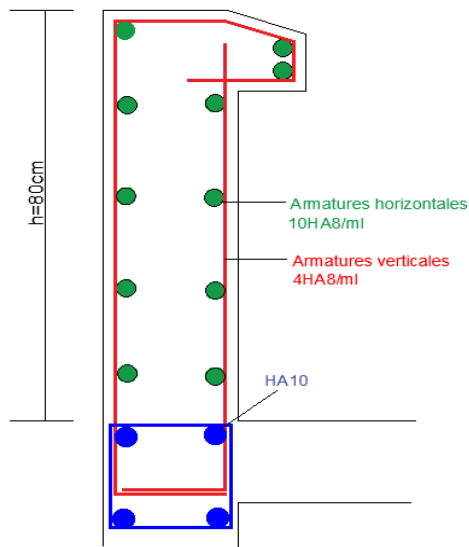


Figure 4.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère selon l'EC2

EXEMPLE NUMERIQUE 2 : Étude d'un acrotère de 130 cm d'hauteur

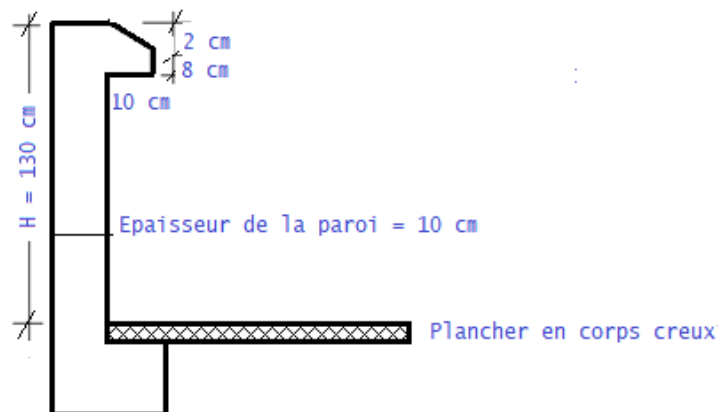


Figure 4.6 : Dimensions de l'acrotère.

2.1 Calcul selon les règles CBA 93

Calcul du poids de l'acrotère : Pour une bande de 1ml :

$$W_p = 25000 \left[\frac{1}{2} (0,02 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 1,3) \right] = 3475 \text{ N/m}$$

Action sismique sur l'acrotère :

$$F_p = 4AC_p W_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 3475 = 2780 \text{ N/m}$$

Valeur de la main courante : $F = 100 \text{ kg/m}$ (habitation collective)

À l'état limite ultime : $F_{ELU} = 1,5 \times 1000 = 1500 \text{ N} < F_p = 2780 \text{ N}$

Ainsi, le cas le plus défavorable correspond l'effort sismique qui servira au ferrailage de l'acrotère.

Calcul du ferrailage longitudinal aux états-limites accidentel et de service :

Combinaison accidentelle :

$$\mu_a = \frac{F_p \cdot h}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{361,4 \times 10^4}{1000 \times 80^2 \times 18,48} = 0,031$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,984$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{361,4 \times 10^4}{0,984 \times 80 \times 500} = 91,82 \text{ mm}^2$$

Etat-limite de service : $M_{ELS} = Fh = 1000 \times 1,3 = 1300 \text{ N.m}$

La fissuration étant considérée comme préjudiciable d'où :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{30M_{ser}}{b_0(h-c)^2 \cdot \sigma_s} = \frac{30 \times 130 \times 10^4}{1000(100-20)^2 \times 201,6} = 0,03$$

α : est directement lu à partir de l'abaque de l'annexe 2.

Pour une valeur de $\mu = 0,03 \rightarrow \alpha = 0,16$

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot \alpha^2}{30(1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 80 \times (0,16)^2}{30(1 - 0,16)} = 81,26 \text{ mm}^2$$

La contrainte dans le béton sera de:

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s \cdot \alpha}{n(1 - \alpha)} = \frac{201,6 \times 0,16}{15(1 - 0,16)} = 2,56 \text{ MPa} < 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte est vérifiée.

Condition de non fragilité du béton :

$$A_{\min} = 0,23(bd) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(1000 \times 80) \frac{2,1}{500} = 77,28 \text{ mm}^2$$

Choix de la section : il correspond à la combinaison la plus défavorable, soit : $A =$

$$\max(A_{ELS}; A_a; A_{\min.}) = 91,82 \text{ mm}^2$$

Choix de la section des armatures verticales : **5 HA8/m.**

Section minimale des armatures horizontales selon le DTU 20.12 (norme NF P 10-203-1):

Ce sont des armatures placées perpendiculairement aux armatures précédentes, et leur section vaut :

$$A = 0,5 \frac{B}{100} = 0,5 \frac{10 \times 130}{100} = 6,5 \text{ cm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales horizontale constituée de **14 HA8/m.**

Vérification de l'effort tranchant :(annexe 3)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

τ_u : étant la contrainte de cisaillement maximale correspondant à l'effort tranchant maximal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{27810}{1000 \times 80} = 0,034 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,034 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa}$$

La condition étant vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux.

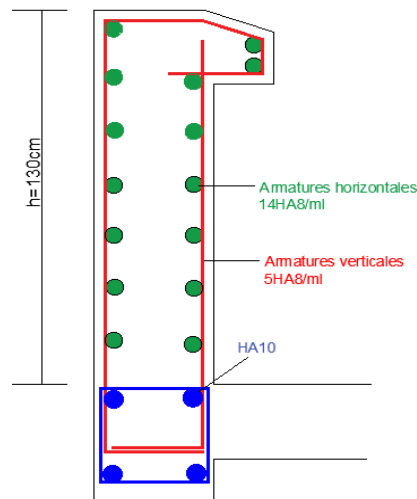


Figure 4.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère selon le CBA 93.

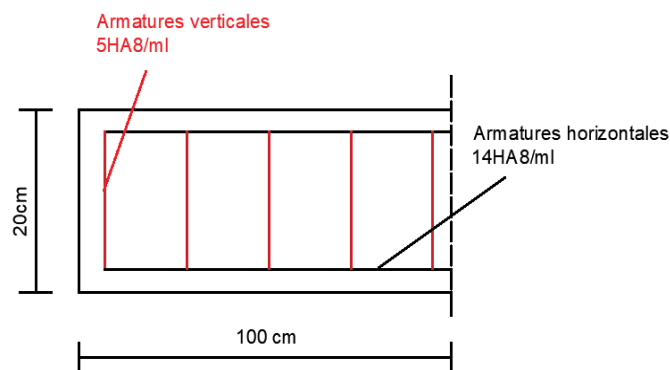


Figure 4.8 : Vue en plan du ferrailage de l'acrotère selon le CBA 93.

2.2 Calcul selon les règles EC2

Poids de l'acrotère :

$$W_p = 25000 \left[\frac{1}{2} (0,02 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 1,3) \right] = 3475 \text{ N/m}$$

Action sismique globale de :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 3475 = 2780 \text{ N/ml}$$

Valeur de la main courante : $F = 100 \text{ kg/m}$ (habitation collective)

À l'état limite ultime : $F_u = 1,5 \times 1000 = 1500 \text{ N} < F_p = 2780 \text{ N}$

Ainsi, le cas le plus défavorable correspond l'effort sismique qui servira au ferrailage de l'acrotère.

Calcul du ferrailage longitudinal aux états-limites accidentel et de service.

Combinaison accidentelle :

$$M_a = F_p h = 2780 \times 1,3 = 3614 \text{ N.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{b_w d^2 f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{3614 \times 10^3}{1000 \times 18,48 \times 80^2} = 0,030 < \mu_1 = 0,372$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,030}) = 0,038$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 80(1 - 0,4 \cdot 0,030) = 79,04 \text{ mm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z_u f_{yd}} = \frac{3614 \times 10^3}{79,04 \times 500} = 91,4 \text{ mm}^2$$

Choix de la section des armatures verticales : **Aa = 4 HA8/m.**

Vérification des exigences d'armatures minimales :

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{2,56}{500} \times 100 \times 8 = 1,06 \text{ cm}^2$$

Vérification des exigences d'armatures maximales : en dehors des zones de recouvrement :

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 < A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 10 = 40 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier : (annexe 5)

Calcul de la distance de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y_1^2 - n A_s (d - y_1) = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot 1000 y_1^2 - 15 \times 201(80 - y_1) = 0 \rightarrow 500 y_1^2 + 3015 y_1 - 241200 = 0$$

Après résolution on trouve : $\rightarrow y_1 = 19,15 \text{ mm}$

$$\text{Calcul du moment d'inertie } I_1 = \frac{1}{3} b y_1^3 + n A_s (d - y_1)^2 =$$

$$\frac{1}{3} \times 1000 \times 19,15^3 + 15 \times 201(80 - 19,15)^2 = 13504619 \text{ mm}^4$$

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_{c\max} = \frac{M_{ser}}{I_1} \cdot y_1 \leq 0,6 f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c\max} = \frac{130 \cdot 10^4}{13504619} \cdot 19,15 = 1,84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte dans l'acier : } \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_{ser}}{I_1} \cdot (d - y_1) \leq 0,8 f_{yd}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 130 \cdot 10^4}{13504619} \cdot (80 - 19,15) = 87,86 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Ferraillage transversal (annexe 6)

$$V_{Ed} = F_p = 2780 \text{ N}$$

Contrainte de cisaillement ultime

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w z} = \frac{V_{Ed}}{b_w \times 0,9d} = \frac{2780}{1000 \times 0,9(80)} = 0,038 \text{ MPa}$$

Pour une classe de C25/30, la valeur de $v_{Rd \max \text{Cot } \theta=2} = 3,6 \text{ MPa}$

$$v_{Ed} = 0,038 \text{ MPa} < v_{Rd \max \text{Cot } \theta=2} = 3,6 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

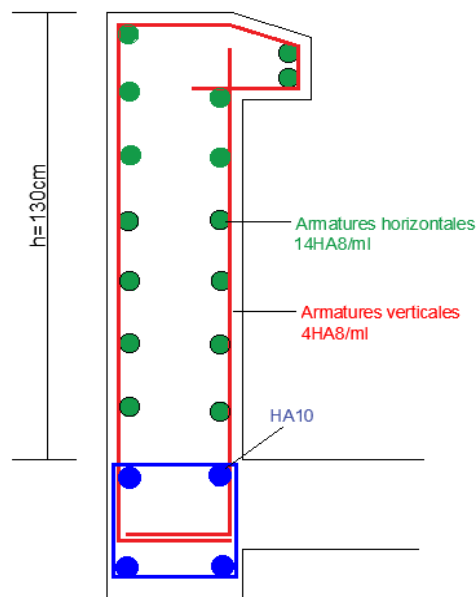


Figure 4.9 : Schéma de ferraillage de l'acrotère selon l'EC2.

Tableau 4.1 : Sections des armatures verticales et horizontales selon le CBA 93 et l'EC2.

Hauteur acrotère (cm)	Ferraillage vertical selon le CBA 93 (Cm ²)	Ferraillage horizontal selon le CBA 93 (Cm ²)	Ferraillage vertical selon l'EC2 (Cm ²)	Ferraillage horizontal selon l'EC2 (Cm ²)
80	0,77	4	1,06	4
130	0,918	6,5	1,06	6,5

Analyse des résultats : Pour ce qui est du ferraillage vertical les sections calculées à partir des charges extérieures selon les deux codes de calcul sont assez faibles et très proches. Pour ce qui est du ferraillage horizontal, on constate une concordance parfaite des résultats. En effet dans le sens horizontal, les sections sont directement déduites de la norme NF P 10-203-1 qui fixe un taux minimal d'acier correspondant à 0,5 % de la section béton et ce indépendamment de la taille de l'acrotère et des charges qui lui sont appliquées.

4.4 CALCUL DU FERRAILLAGE DES BALCONS EN PORTE-A-FAUX

But des applications :

Déterminer le ferrailage et procéder à la vérification de la flèche des balcons en porte-à-faux réalisés en béton armé. Les balcons feront parties des bâtiments à usage d'habitation.

EXEMPLE NUMERIQUE 3 : Etude d'un balcon de 160 cm de portée

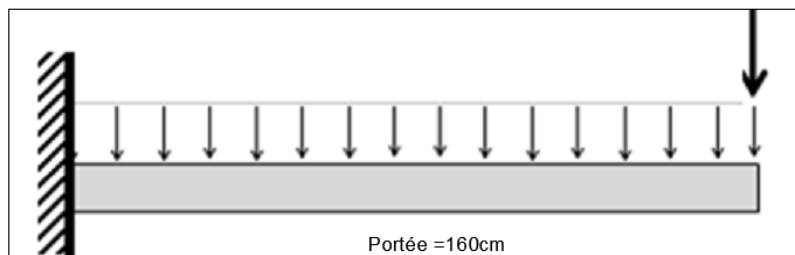


Figure 4.10 : Schéma statique des balcons en porte-à-faux.

3.1 Charges sur le balcon

Charges permanentes :

Le balcon de 160 cm de portée, recevra un revêtement en carrelage sur la face supérieure et un enduit de ciment de 2 cm sur la face inférieure. La protection sera assurée par un garde-corps métallique placé à l'extrémité libre, et correspondant à une charge par mètre linéaire de 120 kg.

Charge d'exploitation : $Q = 350 \text{ kg/m}^2$

Données sur les matériaux utilisés :

- Béton : résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Aciers à haute adhérence de nuance : Fe E 500, $c = 2 \text{ cm}$.

3.2 Calcul selon les règles CBA93

Détermination de l'épaisseur de la dalle du balcon :

La portée des balcons en béton armé est généralement fixée par les plans d'architectures et seule l'épaisseur e est à déterminer lors du dimensionnement. On utilise, à cet effet l'inégalité suivante :

$$\frac{l}{15} \leq e \leq \frac{l}{20} + 7 \text{ cm}$$

l : représente la portée de l'encorbellement du balcon. Dans notre cas : $l = 160 \text{ cm}$

$$\frac{160}{15} = 10,7 \text{ cm} \leq e \leq \frac{160}{20} + 7 = 15 \text{ cm}$$

On optera pour dalle en béton de **15 cm** d'épaisseur.

Evaluation des charges :

Les différentes charges permanentes agissantes sur le balcon étudié sont reportées sur le tableau 4.2.

Tableau4.2 : Charges permanentes.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	$G (kg/m^2)$
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1700	36
Dalle en béton armé	15	2500	375
Enduit de ciment	2	2000	40
Garde-corps métallique	/	//	120 kg/m

Calcul du moment et de l'effort de cisaillement au niveau de la zone d'encastrement du balcon :

La zone critique vis-à-vis du ferrailage correspond à l'encastrement, et dans cette zone, le moment ainsi que l'effort tranchant peuvent être calculés selon les deux expressions suivantes :

$$\text{Moment} = \left(\frac{\text{charges réparties} \times \text{portée}^2}{2} \right) + \text{charge concertée} \times \text{portée}$$

$$\text{Effort tranchant} = \text{charges réparties} \times \text{portée} + \text{charge concentrée}$$

Pour une portée de 160 cm, on obtient les sollicitations maximales suivantes :

Moment à l'état-limite ultime (ELU) :

$$M_u = 1,35 \left(\frac{535 \times 1,6^2}{2} \right) + 1,35 \times 120 \times 1,6 + 1,5 \left(\frac{350 \times 1,6^2}{2} \right) = 1855,7 \text{ kg.m}$$

Moment à l'état-limite service (ELS) :

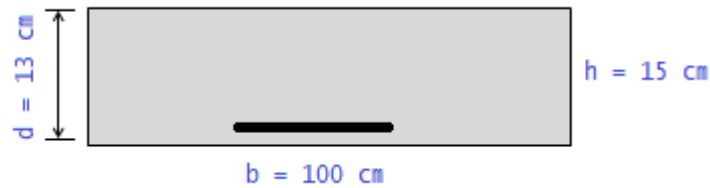
$$M_s = \left(\frac{535 \times 1,6^2}{2} \right) + 120 \times 1,6 + \left(\frac{350 \times 1,6^2}{2} \right) = 1324,8 \text{ kg.m}$$

Effort tranchant ultime:

$$V_u = 1,35 \times 535 \times 1,6 + 1,35 \times 120 + 1,5 \times 350 \times 1,6 = 2157,6 \text{ kg} = 21576 \text{ N.}$$

Détermination du ferrailage longitudinal :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration sera considérée comme préjudiciable, et on déterminera son ferrailage pour une bande de 1m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$).


Figure 4.11 : Section de calcul du balcon.

Ferraillage à l'état-limite ultime (annexe 1) : Moment ultime : $M_u = 1855,7 \text{ kg. m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bu} b (h - c)^2} = \frac{18557 \times 10^3}{\frac{0,85 \times 30}{1,5} \times 1000 \times (150 - 20)^2} = 0,065 < \mu_1 = 0,371$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,065}) = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,084 = 0,966$$

D'où une section d'armatures à l'état limite ultime de :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{18557 \times 10^3}{0,966 \times 130 \times 435} = 340 \text{ mm}^2$$

Ferraillage à l'état-limite de service (annexe 2):

Moment à l'état limite de service : $M_s = 13248 \text{ N. m}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où une contrainte limite dans les aciers de :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,4} \right\} = 215,6 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{30 M_s}{b d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 13248 \times 3}{1000 \times 130^2 \times 215,6} = 0,109$$

La valeur du coefficient α est directement lue à partir de l'abaque de l'annexe 2.

Pour une valeur de $\mu = 0,109$, $\rightarrow \alpha = 0,292$

$$A_s = \frac{b d \alpha^2}{30(1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 130 \times 0,292^2}{30(1 - 0,292)} = 5,22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : pour les éléments fléchis, elle s'écrit :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,4}{500} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Section minimale selon les règles CBA 93 :

$$A_{\min \text{CBA}} = \frac{0,5}{100} \text{ Section béton} = 0,005 b h = 0,005 \times 15 \times 100 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Les armatures longitudinales correspondent au maximum entre les quatre cas ci-dessus :

$$A_p = \max \{ A_u ; A_s ; A_{\min} ; A_{\min \text{CBA}} \} = \max \{ 3,40 ; 5,22 ; 1,44 ; 7,5 \} = 7,5 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour les armatures longitudinales une section d'armatures composée de 7 barres de 12 mm de diamètre. ► **$A_1 = 7 \text{ HA12/m}$** .

Section des armatures de répartition :

Des armatures de répartition seront disposées dans le sens perpendiculaire des armatures

longitudinales avec un pourcentage de :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Soit une section adoptée pour les armatures de répartition de : ► **$A_r = 5 \text{ HA8/m}$** .

Conditions à respecter concernant les armatures du balcon :

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6mm, puisque le diamètre choisi est de 8 mm → $\phi_{\min} = 8 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$, condition vérifiée.

Espacement minimal : en présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales dans le sens porteur doit respecter la condition suivante :

$$S_t \leq \text{Min} \{2h; 25 \text{ cm}\} = \text{Min} \{2 \times 15; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} < 14 \text{ cm} ; \text{ la condition est vérifiée.}$$

Détermination du ferrailage transversal (annexe3) ($V_u = 21576 \text{ N}$) :

La contrainte tangente maximale est calculée par la formule suivante (Art. A.5.1.1.) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21576}{1000 \times 130} = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

La fissuration étant considérée comme préjudiciable, et dans le cas où les armatures sont droites, la contrainte limite de cisaillement doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes : (Art. A.5.1.2.1.1.) :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \text{Min} \left\{ 0,15 \cdot \frac{30}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

La flèche maximale subite par le balcon s'observe au niveau de l'extrémité libre. On peut se dispenser de la vérification des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément :

Première condition :

$$\frac{\text{Épaisseur du balcon}}{\text{Portée du balcon}} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{160} = 0,0937 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

Deuxième condition :

$$\frac{\text{Épaisseur du balcon}}{\text{Portée du balcon}} > \frac{1}{20} \left(\frac{\text{moment en travée}}{\text{moment isostatique}} \right) \rightarrow \frac{15}{160} = 0,0937 > \frac{1}{20} \left(\frac{1324,8}{1324,8} \right) = 0,05$$

Troisième condition :

$$\frac{\text{Section des aciers}}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7,92}{100 \times 13} = 0,00609 < \left(\frac{4,2}{500} \right) = 0,0084$$

Les trois conditions étant toutes vérifiées, le calcul de la flèche est donc inutile.

Prolongation des armatures au niveau des planchers :

Soit L' la longueur de prolongement des armatures dans le plancher.

(On admettra que le plancher est une dalle pleine de 15cm d'épaisseur)

$$L' = 60 \% \text{ de la portée du balcon}$$

$$\rightarrow L' = 0,6 \times 1,6 = 0,96 \text{ m.}$$

On prolongera donc les armatures sur le plancher sur une longueur de 1 m.

Disposition du Ferrailage du balcon :

- 1) Au niveau de la face supérieure du balcon, on placera les armatures de résistance à raison de **7 HA12/m**. Ces armatures supporteront des armatures de montages de **5 HA8/m**.
- 2) En complément des armatures de calcul, on placera une armature filante de diamètre 10mm au niveau du nez de balcon.
- 3) La partie inférieure du balcon recevra un panneau de treillis soudés ST15.
- 4) La totalité de ces armatures seront ancrées par prolongement au niveau de la dalle du plancher sur une longueur correspondante à la portée du porte-à-faux.

Le schéma de ferrailage du balcon est illustré sur le schéma suivant :

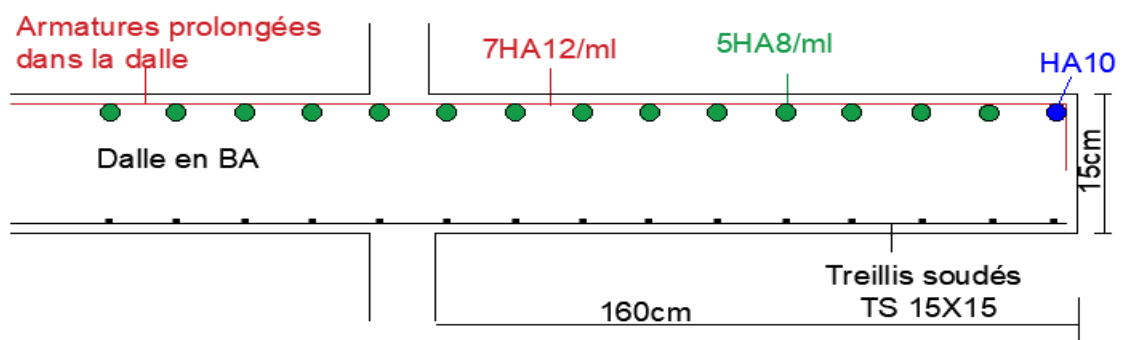


Figure 4.12 : Coupe du ferrailage du balcon selon le CBA 93.

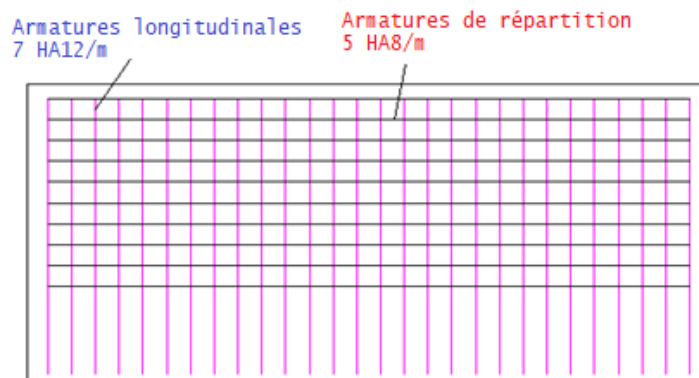


Figure 4.13 : Vue en plan du ferrailage du balcon selon le CBA 93.

3.3 Calcul selon les règles EC2

On étudiera le même balcon soumis aux mêmes charges.

Données sur les matériaux et la classe d'exposition :

- Béton de classe 30/35.
- Résistance à la traction du béton : $f_{tj} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 0,3(30)^{2/3} = 2,9 \text{ MPa}$

- Acier B500 B
- Enrobage des aciers : $c_{nom} = 2 \text{ cm}$
- Classe d'exposition : XC4

Sollicitations de calcul :

Les charges étant les mêmes ainsi que les combinaisons d'actions utilisées, les sollicitations restent donc invariantes.

- Moment ultime : $M_u = 18557 \text{ N.m}$
- Effort tranchant ultime : $V_{Ed} = 21576 \text{ N}$
- Moment à l'état limite de service : $M_s = 13248 \text{ N.m}$

Ferraillage longitudinal à l'état-limite ultime (annexe 4):

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_w d^2 f_{cd}} = \frac{18557 \times 10^3}{1000 \times 130^2 \times 17} = 0,0646 < \mu_1 = 0,372$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0646}) = 0,083$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 130(1 - 0,4 \times 0,083) = 125,68 \text{ mm}$$

Section d'armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u f_{yd}} = \frac{18557 \times 10^3}{125,68 \times 435} = 339 \text{ mm}^2$$

Choix : **As = 5 HA10/m**

Armatures de répartition :

La section minimale d'armatures longitudinales A_n en acier haute adhérence de nuance Fe E500 (Re étant la limite apparente d'élasticité garantie de l'acier) doit être :

$\geq 0,16 \text{ à } 0,2 \%$ de la section du béton

$$A_n \geq \frac{0,2}{100} \cdot 100.15 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit une section adoptée de : **An = 5 HA10/m.**

Vérification des exigences d'armatures minimales :

Selon l'article 9.2 de l'Euro code 2 (article 9.2) : la section d'armatures longitudinales d'une dalle doit être supérieure ou égale à :

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 0,26 \times 2,9 \times 100 \times \frac{13}{435} = 2,25 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Vérification des exigences d'armatures maximales (hors zones de recouvrement) :

$$A_s \leq A_{s,max} = 0,04 A_c$$

$$A_c = \text{section béton} = bh = 100.15 = 1500 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 < 0,04.1500 = 60 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Etude du balcon à l'état-limite de service :(annexe 5)

Sous cette combinaison, on procédera à la vérification des contraintes, en suivant les étapes suivantes :

Calcul de la position de y_1 : il représente la distance de l'axe neutre de la poutre jusqu'à la fibre supérieure où la contrainte de compression est maximale. Pour cela il faut résoudre l'équation du second degré suivante :

$$\frac{1}{2}by_1^2 - nA_s(d - y_1) = \frac{1}{2} \cdot 1000Y_1^2 - 15 \times 393(130 - y_1) = 0 \rightarrow 500y_1^2 + 5895y_1 - 766350 = 0$$

Après résolution on trouve les deux racines :

$$y_1 = -45,48 \text{ mm}$$

$$y_2 = 33,69 \text{ mm}$$

La première solution est à rejeter car elle correspond à une valeur négative.

$$\text{Calcul du moment d'inertie : } I_1 = \frac{1}{3}by_1^3 + nA_s(d - y_1)^2 =$$

$$\frac{1}{3} \times 1000 \times 33,69^3 + 15 \times 393(130 - 33,69)^2 = 67425986 \text{ mm}^4$$

Vérifications des contraintes du béton et des aciers :

$$\text{Contrainte dans le béton : } \sigma_{\text{cmax}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_1} \cdot y_1 \leq 0,6f_{\text{ck}}$$

$$\sigma_{\text{cmax}} = \frac{1324,8 \cdot 10^4}{67425986} \cdot 33,69 = 6,62 \text{ MPa} < 0,6f_{\text{ck}} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte dans l'acier : } \sigma_{\text{st}} = \frac{n \cdot M_{\text{ser}}}{I_1} \cdot (d - y_1) \leq 0,8f_{\text{yd}}$$

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{15 \times 1324,8 \cdot 10^4}{67425986} \cdot (130 - 33,69) = 283,83 \text{ MPa} < 0,8f_{\text{yd}} = 400 \text{ MPa}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Ferraillage transversal:(annexe 6)

$$V_{\text{Ed}} = 21576 \text{ N}$$

Contrainte de cisaillement ultime :

$$v_{\text{Ed}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{b_w z} = \frac{V_{\text{Ed}}}{b_w \times 0,9d} = \frac{21576}{1000 \times 0,9(130)} = 0,18 \text{ MPa}$$

Pour une classe de béton de 30/35, la valeur de $v_{\text{Rd maxCot } \theta=2} = 4,22 \text{ MPa}$

$$v_{\text{Ed}} = 0,18 \text{ MPa} < v_{\text{Rd maxCot } \theta=2} = 4,22 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche : (annexe 7)

$$\text{Calcul du ratio d'armatures : } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3,93}{100 \cdot 13} = 0,30 \%$$

Pour un ratio de 0,30 % et une résistance caractéristique du béton à la compression de 30 MPa, le rapport de référence $\frac{l}{d}$ est égal à 39,2.

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b_r}{b_w} \right) - 1 \right) \geq 0,8$$

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b}{b} \right) - 1 \right) = 1,0$$

La portée du balcon étant inférieure à 7 m

$$l = 1,6 \text{ m} < 7 \text{ m} \rightarrow F_2 = 1,0$$

On calculera le coefficient F_3 de façon conservatrice :

$$F_3 = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s, \text{req}}}{A_{s, \text{prov}}} = \frac{500}{500} \cdot \frac{3,38}{3,93} = 0,860$$

Pour une travée en encorbellement le coefficient K vaut 0,4.

Vérification de la flèche :

$$K \times \frac{l}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 0,4 \times 39,2 \times 1 \times 1 \times 0,860 = 13,48$$

$$\frac{l}{d} \text{ réel} = \frac{l_x}{d} = \frac{160}{15 - 2} = 12,30$$

$$K \times \frac{l}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 13,48 > \frac{l}{d} \text{ réel} = 12,30$$

La vérification de la flèche est donc inutile.

Une coupe du système de ferrailage du balcon est reproduite sur la figure suivante :

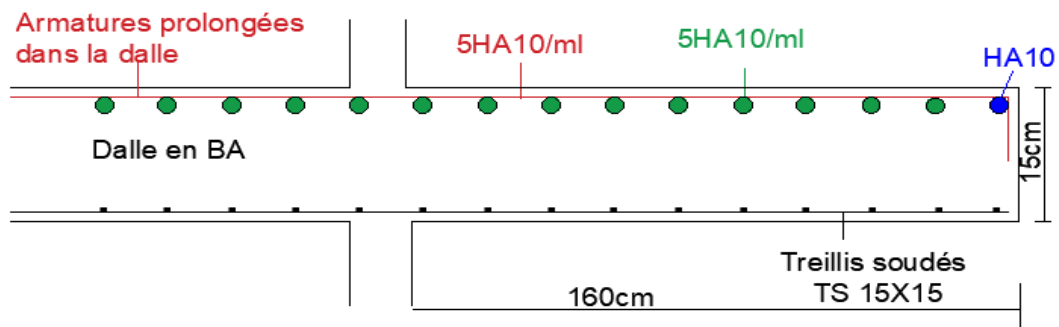


Figure 4.14 : Coupe de schéma de ferrailage du balcon selon l'EC2.

EXEMPLE NUMERIQUE 4 : Calcul d'un balcon de 1 m de portée

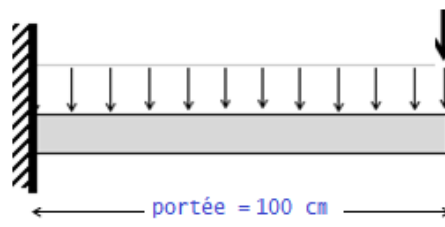


Figure 4.15 : Schéma statique du balcon.

4.1. Calcul selon les règles CBA 93

Calcul des sollicitations maximales :

Moment à l'état-limite ultime :

$$M_u = 1,35 \left(\frac{535 \times 1^2}{2} \right) + 1,35 \times 120 \times 1 + 1,5 \left(\frac{350 \times 1^2}{2} \right) = 785,63 \text{ kg.m} = 7856,3 \text{ N.m}$$

Effort tranchant ultime :

$$V_u = 1,35(535 \times 1 + 120) + 1,5 \times 350 \times 1 = 1409,25 \text{ kg} = 14092,5 \text{ N}$$

Moment à l'état-limite service :

$$M_s = \left(\frac{535 \times 1^2}{2} \right) + 120 \times 1 + \left(\frac{350 \times 1^2}{2} \right) = 562,5 \text{ kg.m} = 5625 \text{ N.m}$$

Ferraillage longitudinal à l'état-limite ultime (annexe 1)

Pour un moment ultime de : ($M_u = 7856,3 \text{ N.m}$), en appliquant l'organigramme de l'annexe 1, on aboutit au résultat suivant :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{7856,3 \times 10^3}{0,986 \times 130 \times \left(\frac{500}{1,15} \right)} = 141 \text{ mm}^2$$

Ferraillage longitudinal à l'état-limite de service :(annexe 2)

Pour un moment à l'état de service de : ($M_s = 5625 \text{ N.m}$), en appliquant l'organigramme de l'annexe 2, on aboutit au résultat suivant :,

$$A_s = \frac{bd\alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1000 \times 130 \times 0,195^2}{30(1-0,195)} = 2,04 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0,23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,44 \text{ cm}^2$

Section minimale selon le CBA 93 : $A_{\min} = 0,005B = 0,005bh = 0,005 \times 100 \times 15 = 7,5 \text{ cm}^2$

D'où : $A_p = \max\{A_u; A_s; A_{\min}, \text{CBA 93}\} = \max\{1,41; 2,04; 1,44, \text{CBA 93}\} = 7,5 \text{ cm}^2$

On utilisera pour les armatures longitudinales une section d'armatures composée de 7 barres de 12 mm de diamètre. **► $A_l = 7 \text{ HA12/m}$.**

Armatures de répartition :

Des armatures de répartition seront disposées dans le sens perpendiculaire des armatures longitudinales avec un taux d'au moins :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Soit une section adoptée de : **► $A_r = 5 \text{ HA8/m}$**

Conditions à respecter concernant les armatures : Ces conditions portent sur le diamètre ainsi que sur l'espacement des barres.

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à 6mm, puisque le diamètre choisi est de 8 mm $\rightarrow \phi_{\min} = 8 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$, condition vérifiée.

Espacement minimal : en présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales dans le sens porteur doit respecter la condition suivante :

$S_t \leq \text{Min}\{2h; 25 \text{ cm}\} = \text{Min}\{2.15; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} < 14 \text{ cm} ; \rightarrow$ condition vérifiée.

Ferraillage transversal :(annexe 3)

La contrainte tangente maximale est calculée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14092,5}{1000 \times 130} = 0,11 \text{ MPa}$$

La fissuration étant considérée comme préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \text{Min} \left\{ 0,15 \cdot \frac{30}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Première condition : $\frac{\text{Epaisseur}}{\text{Portée}} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > \frac{1}{16} = 0,0625$

Deuxième condition : $\frac{\text{Epaisseur}}{\text{Portée}} > \frac{1}{20} \left(\frac{\text{moment en travée}}{\text{moment isostatique}} \right) \rightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > \frac{1}{20} \left(\frac{1324,8}{1324,8} \right) = 0,05$

Troisième condition : $\frac{\text{Section d'acier}}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7,92}{100 \times 13} = 0,00609 < \left(\frac{4,2}{500} \right) = 0,0084$

Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche est donc inutile.

Longueur de prolongement des armatures dans le plancher:

Notons par L' la longueur de prolongement des armatures dans le plancher. On admettant que le plancher est lui-même réalisé en dalle pleine de 15cm d'épaisseur, on doit vérifier que :

$$L' = 60 \% \text{ de la portée du balcon}$$

$$\rightarrow L' = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ m.}$$

Les armatures longitudinales du balcon seront prolongées sur le plancher sur une longueur de 60cm.

Les deux figures suivantes présentent une coupe ainsi qu'une vue en plan du ferrailage du balcon.

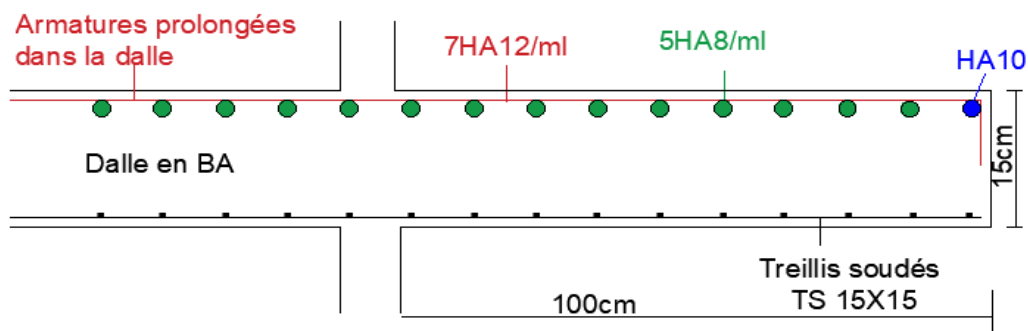


Figure 4.16 : Coupe du ferrailage du balcon selon le CBA 93.

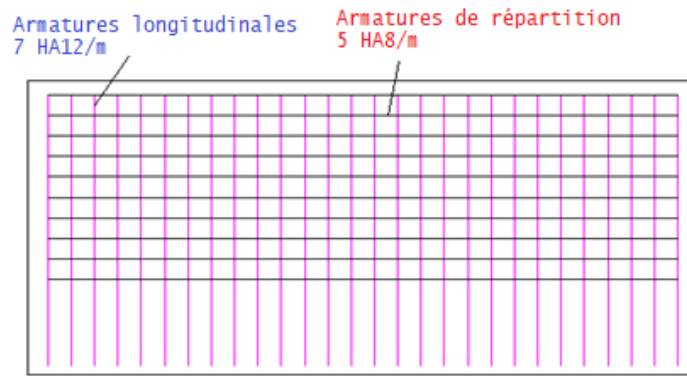


Figure 4.17 : Vue en plan du ferrailage du balcon selon le CBA 93.

4.2 Calcul selon les règles l'EC2

La notice du calcul suit les mêmes étapes que précédemment, seules changent les sollicitations qui deviennent :

- Moment à l'état-limite ultime : $M_u = 7856,3 \text{ N. m}$
- Effort tranchant : $V_{Ed} = 14092,5 \text{ N}$
- Moment à l'état limite de service : $M_s = 5625 \text{ N. m}$

Section d'armatures à l'état-limite ultime :(annexe 4)

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u f_{yd}} = \frac{785,63 \times 10^4}{128,492 \times 435} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Choix : **$A_s = 5 \text{ HA } 8/\text{m}$** .

Vérification des exigences d'armatures minimales :

Selon l'article 9.2 de l'EC2 la section d'armatures longitudinales doit être supérieure ou égale à :

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min} = 0,26 \times 2,9 \times 100 \times \frac{13}{435} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Vérification des exigences d'armatures maximales (hors zones de recouvrement) :

$$A_s \leq A_{s\max} = 0,04 A_c$$

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2 < 0,04 \cdot 15 \cdot 100 = 60 \text{ cm}^2$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Etude à l'état-limite de service :(annexe 5)

On procèdera à la vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Calcul de la position de y_1 :

$$\frac{1}{2} B Y_1^2 - n A_s (d - y_1) = \frac{1}{2} \cdot 1000 Y_1^2 - 15 \times 251 (130 - y_1) = 0 \rightarrow 500 y_1^2 + 3765 y_1 - 489450 = 0$$

Après résolution on trouve : $\rightarrow y_1 = 27,74 \text{ mm}$

Calcul du moment d'inertie: $I_1 = \frac{1}{3} b y_1^3 + n A_s (d - y_1)^2 =$

$$\frac{1}{3} \times 1000 \times 27,74809609^3 + 15 \times 251(130 - 27,74)^2 = 46486388 \text{ mm}^4$$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{\text{cmax}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_1} \cdot y_1 \leq 0,6f_{\text{ck}} = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ MPa}$

$$\sigma_{\text{cmax}} = \frac{562,5 \cdot 10^4}{46486388} \cdot 27,74 = 3,36 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

Contrainte dans l'acier : $\sigma_{\text{st}} = \frac{n \cdot M_{\text{ser}}}{I_1} \cdot (d - y_1) \leq 0,8f_{\text{yd}} = 0,8 \cdot 500 = 400 \text{ MPa}$

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{15 \times 562,5 \cdot 10^4}{46486388} \cdot (130 - 27,74) = 185,59 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

Les deux contraintes sont vérifiées.

Armatures de répartition :

La section minimale d'armatures longitudinales A_n en acier haute adhérence de nuance Fe E500 (Re étant la limite apparente d'élasticité garantie de l'acier) doit être :

$$A_n \geq \frac{0,2}{100} \cdot 100 \cdot 15 = 3 \text{ cm}^2$$

$A_n = 5 \text{ HA10/m}$

Ferraillage transversal (annexe 6) : $V_{\text{Ed}} = 1409,25 \text{ kg}$

Contrainte de cisaillement ultime

$$v_{\text{Ed}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{b_w z} = \frac{V_{\text{Ed}}}{b_w 0,9d} = \frac{14092,5}{1000 \times 0,9(130)} = 0,12 \text{ MPa}$$

Pour une classe de béton C30/35, la valeur de $v_{\text{Rd maxCot}\theta=2} = 4,22 \text{ MPa}$

$$v_{\text{Ed}} = 0,12 \text{ MPa} < v_{\text{Rd maxCot}\theta=2} = 4,22 \text{ MPa}$$

Pas d'armatures transversales.

Vérification de la flèche : (annexe 7)

Ratio des armatures longitudinales :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,51}{100 \cdot 13} = 0,19 \%$$

Pour une ration de 0,19 % et une résistance caractéristique du béton à la compression de 30 MPa, le rapport de référence $\frac{l}{d}$ est de 39,2.

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b_r}{b_w} \right) - 1 \right) \geq 0,8$$

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b}{b} \right) - 1 \right) = 1,0$$

La portée du balcon

$$l = 1 \text{ m} < 7 \text{ m} \rightarrow F_2 = 1,0$$

On calculera le coefficient de façon conservatrice :

$$F_3 = \frac{500}{f_{\text{yk}}} \cdot \frac{A_{s, \text{req}}}{A_{s, \text{prov}}} = \frac{500}{500} \cdot \frac{1,14}{2,51} = 0,454$$

Pour une travée en encorbellement $K = 0,4$.

Vérification de la flèche :

$$K \times \frac{l}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 0,4 \times 39,2 \times 1 \times 1 \times 0,454 = 7,12$$

$$\frac{l}{d} \text{ réel} = \frac{l_x}{d} = \frac{100}{15 - 2} = 7,69$$

$$K \times \frac{l}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 7,12 < \frac{l}{d} \text{ réel} = 7,69$$

La condition n'est pas vérifiée, Il faut donc augmenter la section d'acier. Soit la nouvelle section suivante :

$$A_{s,prov} = 7 \text{ HA12/m.}$$

La figure 4.19 présente la coupe du schéma de ferrailage du balcon selon l'EC2.

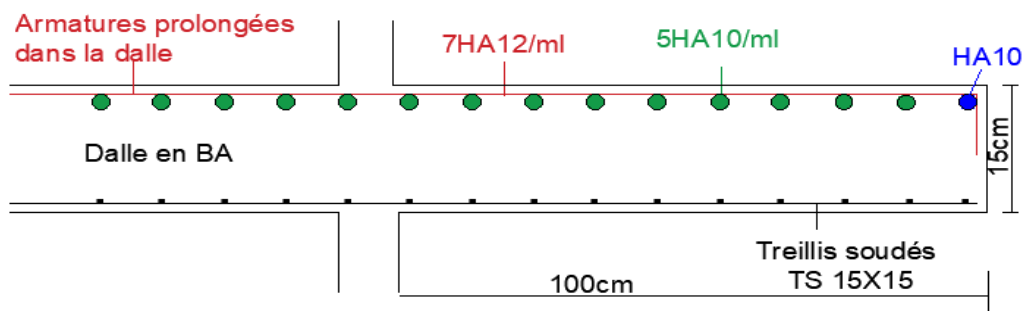


Figure 4.18 : Coupe du schéma de ferrailage du balcon selon l'EC2.

Tableau 4.3: Sections de ferrailage des balcons selon les deux codes.

Portée (cm)	Ferrailage principal selon le CBA 93 (Cm ²)	Ferrailage de répartition selon le CBA 93 (Cm ²)	Ferrailage principal selon l'EC2 (Cm ²)	Ferrailage de répartition selon l'EC2 (Cm ²)
160	7,5	1,875	3,93	3
100	7,5	1,875	3,93	3

Analyse des résultats : Pour les deux portées étudiées le ferrailage longitudinal sera composé par 7 barres à haute adhérence et de 12 mm de diamètre (ce qui correspond à un espacement de 14 cm) et les armatures de répartition seront constituées des barres de 8 mm de diamètres espacées de 20 cm. Là aussi nous constatons une concordance des résultats obtenus à partir des deux règlements utilisés.

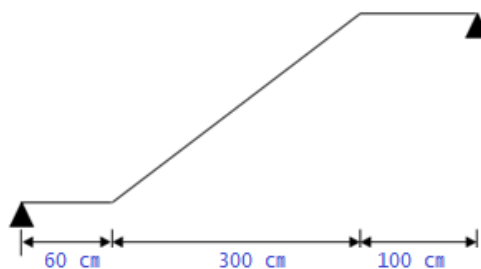
4.5. CALCUL DES ESCALIERS A PAILLASSES ADJACENTES

But des applications :

Déterminer le ferrailage et procéder à la vérification de la flèche des escaliers réalisés en béton armé. Les escaliers seront placés à l'intérieur des structures.

EXEMPLE NUMÉRIQUE 5 : ESCALIERS A PAILLASSES ADJACENTES**Données :**

- Hauteur étage= 306 cm,
- Bâtiment à usage d'habitation
- $f_{c28} = 30$ MPa
- Fe E500
- $c = 2$ cm
- Fissuration peu préjudiciable
- Emmarchement = 120 cm

**Figure 4.19 :** Dimensions en plan de l'escalier.**5.2 Calcul selon les règles CBA 93****Pré dimensionnement des escaliers :**

Cette première étape consiste à déterminer le giron, la hauteur des marches ainsi que le nombre de marches par volée.

La hauteur à monter est de 306 cm.

On commence par fixer la valeur du giron qui varie entre 22 et 33 cm. Optons pour un giron de 30 cm.

La hauteur des marches sera déterminée à travers la formule de BLONDEL qui s'écrit :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow (59 - 30) = 29 \text{ cm} \leq 2h \leq (66 - 30) = 36 \text{ cm}$$

$$14,5 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$\text{soit } h = 17 \text{ cm}$$

$$\text{Nombre de marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18.$$

On aura ainsi 18 marches d'un étage à un autre, soit 9 marches par palier de repos.

Inclinaison de la paillasse :

Cette grandeur est importante vis-à-vis de l'aisance d'utilisation des escaliers.

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \rightarrow \alpha = \text{arctg}(0,57) = 29,5^\circ$$

L'inclinaison de l'escalier est acceptable.

Détermination de l'épaisseur de la paillasse

L'épaisseur e de la paillasse est généralement déduite de l'inégalité suivante :

$$\frac{\text{portée de l'escalier}}{30} < e < \frac{\text{portée de l'escalier}}{20}$$

La portée projetée de l'escalier est de : $L = 60 + 300 + 100 = 460$ cm

$$\frac{460}{30} = 15,33 \text{ cm} < e < \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 20 cm pour la réalisation de l'escalier.

Charges :

Les composants de l'escalier (palier et paillasse) recevront les charges montrées par les tableaux suivants :

Palier de repos :

Tableau 4.4 : Charges permanentes du palier de repos.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	20	2500	500
Enduit ciment	2	2000	40

- Charge permanente globale : $G = 6600 \text{ N/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2500 \text{ N/m}^2$.

Paillasse :

Tableau 4.5 : Charges permanentes de la paillasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	17	2500	$(0,17/2) \times 2500 = 212,5$
Paillasse	20	2500	$(2500 \times 0,20) / \cos = 593$
Enduit ciment	2	2000	40
Gardes corps	/	/	20

- charge permanente globale : $G = 9855 \text{ N/m}^2$
- surcharge d'exploitation : $Q = 2500 \text{ N/m}^2$

Le tableau 4.6 présente les charges de calcul des escaliers aux états limites ultime et service.

Tableau 4.6 : Charges de calcul des escaliers.

	G (kg/m ²)	Q (kg/m ²)	ELU (kg/m ²)	ELS (kg/m ²)
Paillasse	985.47	250	1705.3	1235.47
Palier	660	250	1266	910

Calcul des sollicitations maximales :

Afin de faciliter la notice de calcul, nous allons utiliser la notion de charge équivalente qui se calcule

selon l'expression suivante : $q_e = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i}$

$$\text{ELU : } q_{e(u)} = \frac{1266 \times 0,6 + 1705,3 \times 3 + 1266 \times 1}{0,6 + 3 + 1} = 1552,5 \text{ kg/m} = 15525 \text{ N/m.}$$

$$\text{ELS : } q_{e(s)} = \frac{910 \times 0,6 + 1235,47 \times 3 + 910 \times 1}{0,6 + 3 + 1} = 1122,3 \text{ kg/m} = 11223 \text{ N/m.}$$

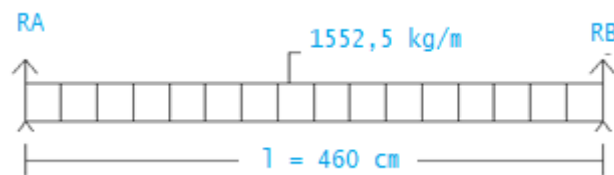


Figure 4.20 : Schéma statique de l'escalier.

Calcul du moment isostatique et de l'effort tranchant max :

$$M_{(\text{max})\text{ELU}} = \frac{q_{e(u)} l^2}{8} = \frac{1552,5 \times 4,6^2}{8} = 4106,4 \text{ kg. m}$$

$$M_{(\text{max})\text{ELS}} = \frac{q_{e(s)} l^2}{8} = \frac{1122,26 \times 4,6^2}{8} = 2968,4 \text{ kg. m}$$

$$V_{\text{max}} = \frac{q_{e(u)} l}{2} = \frac{1552,5 \times 4,6}{2} = 3570,75 \text{ kg}$$

On adoptera pour le calcul, les moments en travée et en appui suivants :

$$M_{\text{travée}} = 0,8 M_{\text{max}}$$

$$M_{\text{appui}} = -0,5 M_{\text{max}}$$

Tableau 4.7 : Moments et efforts tranchants.

	M_{umax} (N. m)	M_{utravée} (N. m)	M_{uappui} (N. m)	Effort tranchant (N)
ELU	41064	32851	- 20532	35707,5
ELS	29684	23747	- 14842	///

Calcul du ferrailage :

On considère une bande d'un mètre linéaire de largeur, le calcul de ferrailage se fait en flexion simple,

la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime (annexe 1).

Ferraillage longitudinal :

• **Ferraillage en travée :**

Ferraillage en travée : $M_{\text{utravée}} = 3285,1 \text{ kg.m}$ et $c = 2 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_{\text{utravée}}}{f_{bu} b (h - c)^2} = \frac{3285,1 \times 10^4}{17 \times 1000 \times 180^2} = 0,06 < \mu_1 = 0,371$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) = 0,077$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,077) = 0,969$$

$$A_{\text{utravée}} = \frac{M_{\text{utravée}}}{\beta d \sigma_s} = \frac{3285,1 \times 10^4}{0,969 \times 180 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} = 433 \text{ mm}^2$$

On adopte une section d'armatures filantes composée de : **4 HA12/m**.

• **Ferraillage en appui :**

$M_{\text{uappui}} = 20532 \text{ N.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{\text{uappui}}}{f_{bu} b (h - c)^2} = \frac{20532 \times 10^3}{17 \times 1000 \times 180^2} = 0,037 < 0,371$$

Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) = 0,047$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,047) = 0,981$$

$$A_{\text{uappui}} = \frac{M_{\text{uappui}}}{\beta d \sigma_s} = \frac{20532 \times 10^3}{0,981 \times 180 \times 435} = 267 \text{ mm}^2$$

On adopte une section de : **4 HA10/m**.

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de :

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,4}{500} = 1,99 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées sont supérieures à 1,99 cm², on peut donc les conserver.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adoptera : **4 HA 8/m** pour les armatures de répartition.

Ferraillage transversal : (annexe 3)

Effort tranchant maximal : $V_u = 35707,5 \text{ N}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{35707,5}{1000 \times 180} = 0,20 \text{ MPa}$$

La fissuration étant considérée comme peu préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Première condition :

$$l = 4.6 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

Deuxième condition :

$$e \geq \max \left[\left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{20M_0} \frac{1}{16} \right) l \right] = \max \left[\left(\frac{0,8M_0}{20M_0}; \frac{1}{16} \right) 460 \right] = 28,75 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} \geq \frac{1}{16} \times 460 = 28.75 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Troisième condition :

$$\frac{A}{bd} < \frac{3,6}{f_c} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 18} = 0,00251 < \left(\frac{3.6}{500} \right) = 0,00720$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Selon l'article 6.5.3 du CBA93 :

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis $l \leq 5 \text{ m}$ la flèche admissible est de :

$$\rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{tser} \times l^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{tser} \times l^2}{10E_v I_{fv}} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section I_0 :

$$I_0 = \frac{be^3}{12} + 15A_s \left(\frac{e}{2} - d \right)^2 - 15A'_s \left(\frac{e}{2} - d' \right)^2$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \end{cases} \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = \max(0; 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}) \\ \sigma_s = \frac{M_{tser}}{A_s d} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.8 : Vérification de la flèche des escaliers.

M_{tser} (kg. m)	A_s (cm ²)	δ (%)	σ_s (MPa)	Δ_i	Δ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
2374.40	4.52	0.25	291.9	9.6	3.8	0.21	71006	25897	39491

$$E_{Ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34180 \text{ MPa}$$

$$E_{Iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11393 \text{ MPa}$$

Finalement tout calcul fait, on aboutit aux résultats suivants :

$$\begin{cases} f_v = 11,16 \text{ mm} \\ f_i = 5,68 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f_t = 11,16 - 5,68 = 5,48 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{4600}{500} = 9,2 \text{ mm}$$

La condition sur la flèche est ainsi vérifiée.

Dispositions des armatures :

Les escaliers correspondent à une poutre brisée, et dans ce cas la poussée du vide des armatures (elle se définit comme est un phénomène physique qui fait éclater une paroi mince de béton lorsqu'une armature est tendue) est très importante.

- 1) Les armatures principales en travée (composées de 4 HA12/m et placées en bas) seront prolongées sur la partie supérieure du palier de repos de l'étage supérieure. Cette disposition permet d'une part d'éviter tout risque de poussée au vide et d'autre part elles vont reprendre le moment en appui.
- 2) Afin d'assurer la continuité des armatures en travée, on placera des armatures sur la face inférieure du palier de repos de l'étage supérieure.
- 3) Des armatures de répartition à raison de 4 barres HA8 seront disposées tout le long des escaliers.

Le schéma de ferrailage des escaliers à paillasse adjacente est reproduit sur la Figure 4.21.

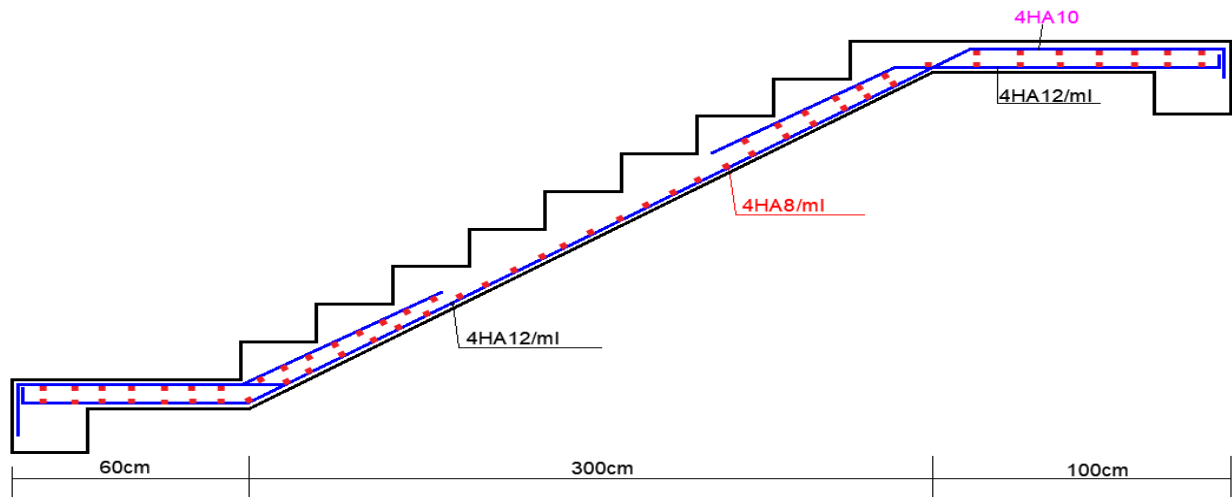


Figure 4.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier selon le CBA 93.

5.3 Calcul selon les règles EC2

Données :

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- $f_{tj} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 2,9 \text{ MPa}$
- Acier B500 B
- Enrobage nominal $c_{nom} = 2 \text{ cm}$
- Classe d'exposition X0
- Epaisseur de la paillasse et du palier de repos $e = 20 \text{ cm}$

Charges sur l'escalier:

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers l'état-limite ultime et service

Tableau 4.9 : Charges de calcul des escaliers.

	G (N/m ²)	Q (N/m ²)	ELU (N/m ²)	ELS (N/m ²)
Paillasse	9855	2500	17053	12355
Palier	6600	2500	12660	9100

Calcul des sollicitations maximales

Afin de faciliter la notice de calcul, nous utiliserons la notion de charge dite équivalente qui se calcule

selon l'expression suivante : $q_e = \frac{\sum_1^n q_i \times l_i}{\sum_1^n l_i}$

$q_{e(u)} = 15525 \text{ N/m}$

$q_{e(s)} = 11223 \text{ N/m}$

Calcul du moment isostatique et de l'effort tranchant max :

$$M_{(\max)u} = \frac{ql^2}{8} = \frac{15525 \times 4,6^2}{8} = 41064 \text{ N.m}$$

$$M_{(\max)ser} = \frac{ql^2}{8} = \frac{11223 \times 4,6^2}{8} = 29684 \text{ N.m}$$

$$V_{\max} = \frac{ql}{2} = \frac{15525 \times 4,6}{2} = 35707,5 \text{ N}$$

Pour les moments en travée et en appui, on adoptera les valeurs suivantes :

$$M_{\text{travée}} = 0,8 M_{\max}$$

$$M_{\text{appui}} = - 0,5 M_{\max}$$

Tableau 4.10 : Moments et efforts tranchants.

	M_{\max} (N.m)	$M_{\text{travée}}$ (N.m)	M_{appui} (N.m)	Effort tranchant (N)
ELU	41064	32851	- 20532	35707,5
ELS	29684	23747	- 14842	///

Calcul du ferrailage :

On considère une bande d'un mètre linéaire de largeur, le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état-limite ultime (annexe 4)

Ferrailage longitudinal en travée : $M_{\text{travée}} = 32851 \text{ Nm}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_w d^2 f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{32851 \times 10^3}{1000 \times 17 \times 180^2} = 0,059 < \mu_1 = 0,372$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,059}) = 0,076$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 180(1 - 0,4 \times 0,076) = 174,5 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u f_{yd}} = \frac{32851 \times 10^3}{174,5 \times 435} = 4,33 \text{ cm}^2$$

Choix : **As = 4 HA12/m.**

Ferrailage en appui : $M_{\text{appui}} = 20532 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{2053,2 \times 10^4}{1000 \times 17 \times 180^2} = 0,037 < \mu_1 = 0,372$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) = 0,047$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 176,6 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u f_{yd}} = \frac{20532 \times 10^3}{176,6 \times 435} = 267,2 \text{ mm}^2$$

Choix : **4 HA10/m**.

Vérification des exigences d'armatures minimales :

Selon l'article 9.2 de l'EC2, la section d'armatures longitudinales doit être supérieure ou égale à :

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} bd ; 0,001bd \right\}$$

f_{ctm} : Résistance caractéristique du béton à la traction.

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{s,min} = 0,26 \times 2,9 \times 100 \times \frac{18}{435} = 3,12 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées peuvent être conservées.

Vérification des exigences d'armatures maximales (hors zones de recouvrement)

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 < 0,04 \cdot 100 \cdot 20 = 80 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Ferraillage transversal :(annexe 6) : $V_{Ed} = 35707,5 \text{ N}$

Contrainte de cisaillement ultime

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w z} = \frac{V_{Ed}}{b_w \times 0,9d} = \frac{35707,5}{1000 \times 0,9(180)} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} = 0,22 \text{ MPa} < v_{Rd \max \text{Cot } \theta=2} = 4,22 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :(annexe 7)

Ratio d'armature :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4,52}{100 \cdot 18} = 0,25 \%$$

Pour une ration de 0,25 % et une résistance caractéristique du béton à la compression de 30 MPa, le rapport de référence $\frac{l}{d}$ est de 39,2.

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b_r}{b_w} \right) - 1 \right) \geq 0,8$$

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b}{b} \right) - 1 \right) = 1,0$$

La portée de l'escalier :

$$l = 4,6 \text{ m} < 7 \text{ m} \rightarrow F_2 = 1,0$$

On calculera le coefficient de façon conservatrice :

$$F_3 = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s, req}}{A_{s, prov}} = \frac{500}{500} \cdot \frac{4,31}{4,52} = 0,954$$

pour les escaliers qui sont calculés comme une poutre isostatique $K = 1$.

Vérification de la flèche :

$$K \times \frac{1}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 1 \times 39,2 \times 1 \times 1 \times 0,954 = 37,39$$

$$\frac{1}{d} \text{ réel} = \frac{l_x}{d} = \frac{460}{20 - 2} = 25,55$$

$$K \times \frac{1}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 37,39 > \frac{1}{d} \text{ réel} = 25,55$$

La vérification de la flèche est donc inutile.

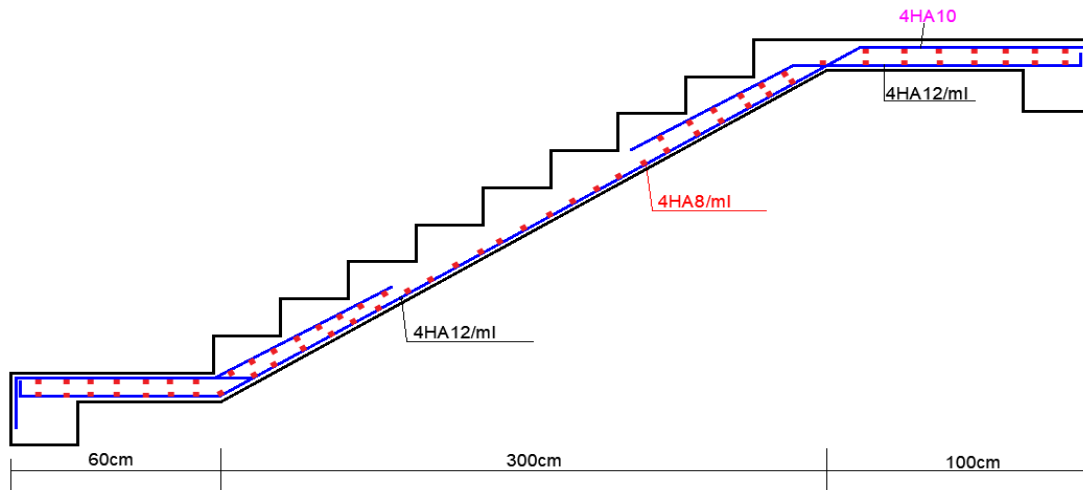


Figure 4.22 : Schéma de ferrailage des escaliers selon l'EC2.

EXEMPLE NUMERIQUE 6 : ESCALIERS AVEC UN SEUL PALIER DE REPOS

Soit à déterminer les armatures d'un escalier suivant:

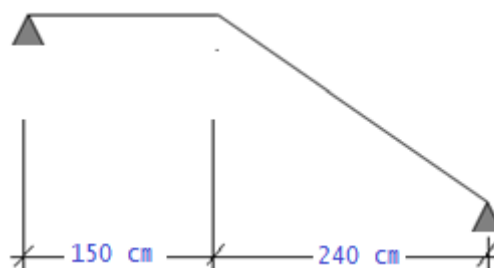


Figure 4.23 : Schéma de l'escalier.

Données :

- Epaisseurs de la paillasse et du palier de repos = 15 cm
- Acier Fe E400, $f_{c28} = 25$ MPa
- Fissuration peu préjudiciable, Enrobage des aciers = 2 cm.

6.2 Calcul selon les règles CBA93

Charges sur la volée:

- ✓ Charge permanente: $G = 7,69 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation: $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Charges sur le palier de repos:

- ✓ Charge permanente: $G = 4,95 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation: $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Les combinaisons d'actions : Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont:

Etat limite ultime : $1,35 G + 1,5 Q$

Etat limite de service : $G + Q$

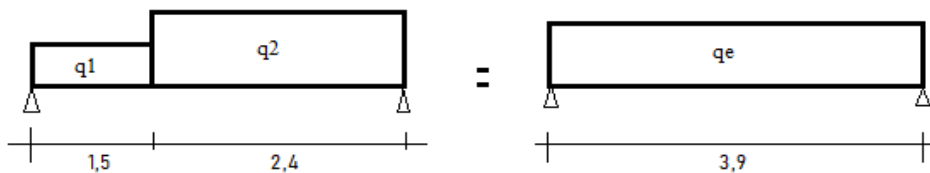
Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

Tableau 4.11 : Charges sur les éléments de l'escalier.

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU 1,35G + 1,5Q	ELS G + Q
Paillasse	7,69	2,5	14,13	10,19
Palier	4,95	2,5	10,43	7,45

Calcul de la charge équivalente:

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante:



Ce qui donne les deux charges équivalentes suivantes :

$$q_e(u) = \frac{14,13 \times 2,4 + 10,43 \times 1,5}{2,4 + 1,5} = 12,7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e(\text{ser})} = (10,19 \times 2,4 + 7,45 \times 1,5) / 3,9 = 9,14 \text{ kN/m}^2$$

Calcul du moment isostatique et de l'effort tranchant maximal :

Le calcul se conduit pour la portée projetée. Le calcul se fait en considérons généralement un encastrement partiel des escaliers aux niveaux des poutres. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

- ✓ Moment en travée : $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique}}$
- ✓ Moment sur appui : $M_{\text{appui}} = -0,5 M_{\text{isostatique}}$

Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

Tableau 4.12 : Sollicitations de calcul des escaliers.

État	$M_{\text{isostatique}}$ (kN. m)	$M_{\text{travée}}$ (kN. m)	M_{appui} (kN. m)	Effort tranchant (kN)
ELU	24,14	20,52	12,07	24,77
ELS	17,38	14,77	8,69	//

Calcul du ferrailage à l'état limite ultime (annexe 1)

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

Ferrailage longitudinal:

- Ferrailage en travée: $M_{\text{travée}} = 20,52 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{20520000}{1000(130)^2 \times 14,17} = 0,0856 < \mu_1 = 0,371$$

$\Rightarrow A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,112$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,112) = 0,955$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{20520000}{0,955 \times 130 \times 348} = 475 \text{ mm}^2$$

On doit également vérifier la condition de non fragilité qui donne une section minimale de:

$$A_{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Choix de la section d'armatures : $A_{\text{travée}} = \text{Max} [4,75 ; 1,57] = 4,75 \text{ cm}^2$

$A_{\text{travée}} = 7 \text{ HA}10/\text{m}$

- Ferrailage en appui: $M (\text{appui}) = 12,07 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{12070000}{1000 \times (130)^2 \times 14,17} = 0,0504 < \mu_1 = 0,371$$

$\Rightarrow A' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0647$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0647) = 0,974$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{12070000}{0,974 \times 130 \times 348} = 274 \text{ mm}^2$$

Section d'acier adoptée en appui :

$A_{\text{appui}} = 5 \text{ HA } 10/\text{m}$.

Armatures de répartition :

On placera des armatures de répartition à raison de **$5 \text{ HA } 8/\text{m}$** , et les marches ne seront pas ferrillées.

Signalons que le calcul des armatures à l'état limite de service est inutile car la fissuration est peu préjudiciable.

Ferraillage transversal:(annexe 3)

Effort tranchant maximal: $V_u = 24,77 \text{ kN}$

La contrainte de cisaillement maximale est de:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,77 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,19 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que:

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Première condition :

$$l = 3,9 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

Deuxième condition :

$$e \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{20 \times M_0}; \frac{1}{16} \right) \times l$$

$$e = 15 \text{ cm} \geq \frac{1}{16} \cdot 390 = 24,38 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Troisième condition :

$$\frac{A}{bd} < \frac{3,6}{f_c} \rightarrow \frac{5,49}{100 \times 13} = 0,0042 < \left(\frac{3,6}{400} \right) = 0,009$$

Une condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Selon l'article 6.5.3 du CBA93 :

Pour les éléments supports reposant sur deux appuis, la flèche susceptible de mettre en cause le bon fonctionnement est de :

$$\rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{l}{500}$$

Si la portée est au plus égal à 5 m.

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{500}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{t \text{ ser}} \times l^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{t \text{ ser}} \times l^2}{10 E_v I_{fv}} \end{cases}$$

Moment d'inertie de la section I_0 :

$$I_0 = \frac{be^3}{12} + 15A_s \left(\frac{e}{2} - d \right)^2 - 15A'_s \left(\frac{e}{2} - d' \right)^2$$

Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \Delta_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \Delta_v\mu} \end{cases}$$

avec :

$$\begin{cases} \Delta_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \\ \Delta_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \end{cases} \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0d} \\ \mu = \max(0 ; 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}) \\ \sigma_s = \frac{M_{tser}}{A_s d} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 4.13 : Vérification de la flèche des escaliers.

M_{tser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ (%)	σ_s (MPa)	Δ_i	Δ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
14.77	5,49	0.42	206,95	5	2	0.34	30616	12473,22	18224

Valeurs des modules d'élasticité instantané et différé du béton :

$$E_{Ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34180 \text{ MPa}$$

$$E_{Iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11393 \text{ MPa}$$

Finalement aux aboutis aux résultats suivants :

$$\begin{cases} f_v = 11,49 \text{ mm} \\ f_i = 5,6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f_t = 11,49 - 5,6 = 5,89 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{3900}{500} = 7,8 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

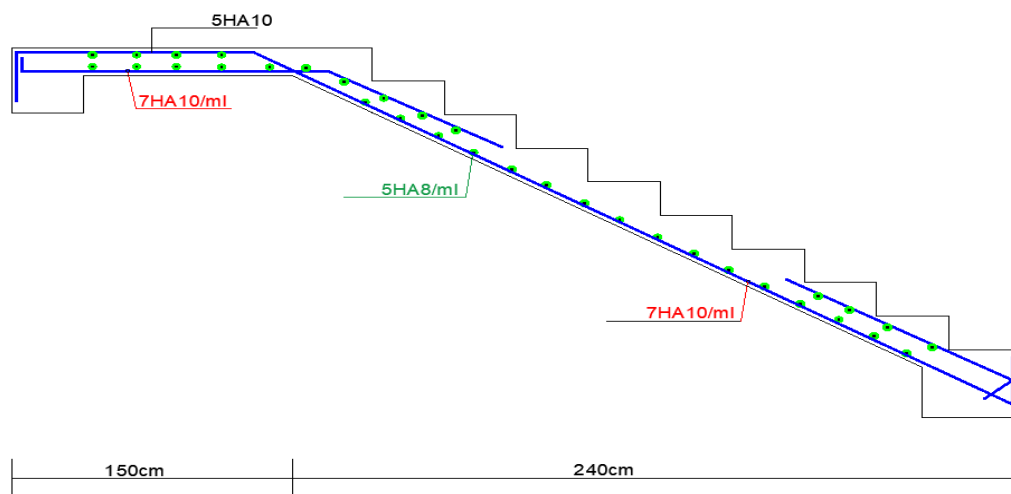


Figure 4.24 : Schéma de ferrailage des escaliers selon le CBA 93.

6.3 Calcul selon les règles EC2

Données :

- Epaisseurs de la paillasse et du palier de repos = 15 cm
- Acier B 400 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Classe d'exposition X0, Enrobage des aciers = 2 cm.

Charges sur la volée:

- ✓ Charge permanente: $G = 7,69 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation: $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Charges sur le palier de repos:

- ✓ Charge permanente: $G = 4,95 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Surcharge d'exploitation: $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Les combinaisons d'actions à considérer dans les calculs sont:

Etat limite ultime : $1,35 G + 1,5 Q$

Etat limite de service : $G + Q$

Le tableau suivant présente les charges de calcul des escaliers l'état limite ultime et de service.

Tableau 4.14 : Charges sur les éléments de l'escalier.

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU 1,35G + 1,5Q	ELS G + Q
Paillasse	7,69	2,5	14,13	10,19
Palier	4,95	2,5	10,43	7,45

Tableau 4.15 : Sollicitations de calcul des escaliers.

Etat	Moment isostatique (kN.m)	Moment _{travée} (kN.m)	Moment _{appui} (kN.m)	Effort tranchant (kN)
ELU	24,14	20,52	12,07	24,77
ELS	17,38	14,77	8,69	//

Calcul du ferrailage à l'état limite ultime (annexe 4)

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

Ferrailage longitudinal

- Ferrailage en travée: $M_{travée} = 20,52 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{20,52 \times 10^6}{1000 \times 16,67 \times 130^2} = 0,072 < \mu_1 = 0,372$$

alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,072}) = 0,093$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 130(1 - 0,4 \times 0,093) = 125,16 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u f_{yd}} = \frac{20,52 \times 10^6}{125,16 \times 348} = 4,71 \text{ cm}^2$$

Choix de la section des aciers : **As = 6 HA10/m.**

- Ferrailage en appui: $M(\text{appui}) = 12,07 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{12,07 \times 10^6}{1000 \times 16,67 \times 130^2} = 0,043 < \mu_1 = 0,372$$

La section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,055$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 130(1 - 0,4 \times 0,055) = 127,14 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{12,07 \times 10^6}{127,14 \times 348} = 2,72 \text{ cm}^2$$

Choix : **As = 4 HA 10/m.**

Vérification des exigences d'armatures minimales :

Selon l'article 9.2 de l'EC2 la section d'armatures longitudinales doit être supérieure ou égale à :

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min} = 0,26 \times 2,56 \times 100 \times \frac{13}{348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

Les sections adoptées sont supérieures à 2,48 cm², on peut donc les conserver.

Vérification des exigences d'armatures maximales (hors zones de recouvrement) :

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 < 0,04 \cdot 100 \cdot 15 = 60 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Ferrailage transversal (annexe 6) : $V_{Ed} = 24,77 \text{ kN}$

Contrainte de cisaillement ultime :

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w z} = \frac{V_{Ed}}{b_w \times 0,9d} = \frac{24770}{1000 \times 0,9(130)} = 0,21 \text{ MPa}$$

Pour une classe de 25/30, la valeur de $v_{Rd \max \text{Cot } \theta=2} = 3,6 \text{ MPa}$

$$v_{Ed} = 0,21 \text{ MPa} < v_{Rd \max \text{Cot } \theta=2} = 3,6 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :(annexe 7)

Ratio d'armature :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4,71}{100 \cdot 13} = 0,36 \%$$

Pour une ration de 0,36 % (arrondie à) 40 %) et une résistance caractéristique du béton à la compression de 25 MPa, le rapport de référence $\frac{l}{d}$ est de 22,4.

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b_r}{b_w} \right) - 1 \right) \geq 0,8$$

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b}{b} \right) - 1 \right) = 1,0$$

La portée de l'escalier

$$l = 3,9 \text{ m} < 7 \text{ m} \rightarrow F_2 = 1,0$$

On calculera le coefficient de façon conservatrice :

$$F_3 = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s, \text{req}}}{A_{s, \text{prov}}} = \frac{500}{400} \cdot \frac{4,71}{4,71} = 1,25$$

Pour les escaliers $K = 1$.

Vérification de la flèche :

$$K \times \frac{l}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 1 \times 22,4 \times 1 \times 1 \times 1,25 = 28$$

$$\frac{l}{d} \text{ réel} = \frac{l_x}{d} = \frac{390}{15 - 2} = 30$$

$$K \times \frac{l}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 28 < \frac{l}{d} \text{ réel} = 30$$

La condition n'est pas vérifiée ; donc il faut donc augmenter la section d'acier à mettre en place.

La nouvelle section sera composée de 5 barres HA 12 par mètre linéaire.

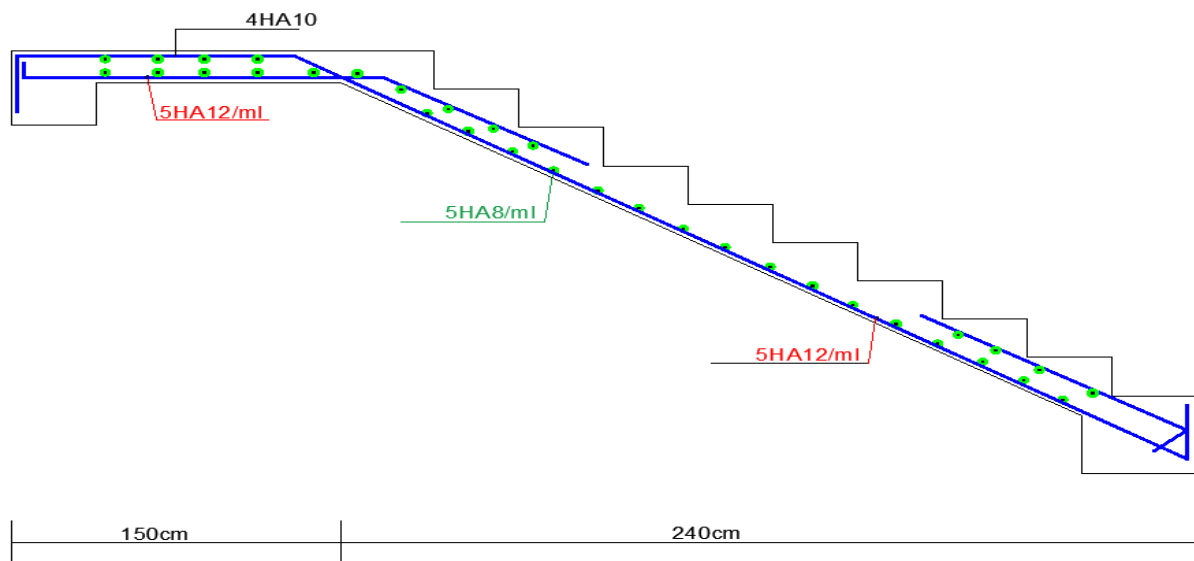


Figure 4.25 : Ferrailage des escaliers selon l'EC2.

Tableau 4.16 : Sections d'armatures des escaliers selon les deux codes.

Largeur escalier (cm)	Ferrailage en travée selon le CBA 93	Ferrailage en appui selon le CBA 93	Ferrailage en travée selon l'EC2	Ferrailage en appui selon l'EC 2
460	4HA12	4HA10	4HA12	4HA10
390	7HA10	5HA10	5HA12	4HA10

4.6 CALCUL DES DALLES RECTANGULAIRES EN BÉTON ARMÉ

But des applications :

Déterminer le ferrailage et procéder aux vérifications des panneaux rectangulaires en béton armé. On étudiera respectivement les panneaux portant dans un seul sens et dans les deux sens.

EXEMPLE NUMERIQUE 7 : DALLE PORTANT DANS UN SEUL SENS

On cherchera à calculer l'épaisseur minimale, le moment fléchissant maximal et le ferrailage d'une dalle continue constituant les planchers d'un bâtiment à usage d'habitation.

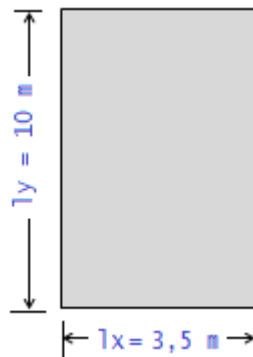


Figure 4.26 : Vue en plan de la dalle.

Données :

- Résistance caractéristique du béton à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier Fe E500, enrobage = 3 cm.
- Fissuration peu préjudiciable,
- Charge permanente autre que le poids propre de la dalle en béton armé: $G' = 1 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Degré de résistance au feu = 2 heures.

7.2 Calcul selon le CBA 93

7.2.1 Détermination de l'épaisseur de la dalle :

Elle dépend des 4 critères suivants :

- 1) L'isolation phonique : afin d'assurer une bonne protection phonique, la loi des masses donne une épaisseur minimale de 12 cm.
- 2) Le degré de résistance au feu fixé. Pour un degré de feu de 2 heures, l'épaisseur minimale des dalles doit être de 11 cm
- 3) La résistance à la flexion : elle dépend du rapport des portées du panneau.

Dans le cas étudié nous avons un rapport :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,5}{10} = 0,35 < 0,4$$

La dalle travaille donc dans un seul sens, et dans ce cas l'épaisseur minimale sera déduite de l'expression suivante :

$$h \geq \frac{l_x}{20} = \frac{350}{20} = 17,5 \text{ cm}$$

la hauteur de la dalle sera déduite à partir de la condition la plus défavorable, soit :

$$h = \max\{12 \text{ cm} ; 11 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm}\} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit une épaisseur adoptée de 18 cm.

4) La résistance à l'effort tranchant.

Calcul du moment maximal à l'état limite ultime :

Poids propre de la dalle : $G_{\text{dalle}} = 0,18 \times 25 = 4,5 \text{ kN/m}^2$

Charge permanente totale sur le panneau :

$$G = G_{\text{dalle}} + G' = 4,5 + 1 = 5,5 \text{ kN/m}^2$$

Charge globale sur le panneau à l'état-limite ultime :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,5 + 1) + 1,5 \cdot 1,5 = 9,675 \text{ kN/m}^2$$

Le moment maximal isostatique selon le sens de la petite portée :

$$M_{0,x} = \frac{P_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{9,675 \times 3,5^2}{8} = 14,815 \text{ kN.m}$$

On notera que le moment dans le sens de la longueur, sera considéré comme nul puisque la dalle travaille dans un seul sens.

Calcul des armatures longitudinales de la dalle à l'état limite ultime (annexe 1) :

La dalle se calcule comme une poutre de 1 mètre linéaire de largeur :

$$\mu_u = \frac{M_{0,x}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,815 \cdot 10^6}{1000(180 - 30)^2 \frac{0,85 \times 25}{1,5}} = 0,0464 < \mu_1 = 0,392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0464}) = 0,0594$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0594 = 0,976$$

Section d'armatures à l'état-limite ultime :

$$A_u = \frac{M_{0,x}}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{14,815 \cdot 10^6}{0,976 \times 150 \times 435} = 232,63 \text{ mm}^2$$

Section minimale dans chaque direction :

$$A_{\text{min}} = 0,0008(bh) = 0,0008(100 \cdot 18) = 1,44 \text{ cm}^2$$

On adoptera :

Dans le sens x-x : ► $A_x = 5 \text{ HA}10/\text{m}$.

Dans le sens de la longueur :

On placera des armatures de répartition à hauteur de :

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Dans le sens y-y : $5 \text{ HA}8/\text{m}$.

Vérifications complémentaires :

Diamètre des barres : il ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < \frac{h}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

$$A_{y-y} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,0008(bh) = 0,0008(100.18) = 1,44 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Espacement des barres longitudinales :

Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable et de charges réparties, il faut respecter les deux conditions suivantes :

$$\phi > 6 \text{ mm}$$

Condition vérifiée puisque le diamètre minimal adopté est de 8 mm.

Espacement dans le sens x – x : $s_t = \min[2h ; 25 \text{ cm}] = \min[2 \times 18 ; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm}$

Condition vérifiée puisque l'espacement des barres dans les deux sens est de 20 cm.

La totalité des conditions sont vérifiées, on pourra donc conserver les sections d'armatures calculées, soit :

Dans le sens de la petite portée : $A_x = 5 \text{ HA } 10/\text{m}$.

Dans le sens de la grande portée : $A_y = 5 \text{ HA } 8/\text{m}$.

Ferraillage transversal :(annexe 3)

Effort tranchant maximal :

$$V_u = \frac{P_u \cdot l_x}{2} = \frac{9,675 \times 3,5}{2} = 16,931 \text{ kN}$$

La contrainte tangente maximale est calculée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{16,931 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,113 \text{ MPa}$$

La fissuration étant considérée comme peu préjudiciable, la contrainte limite de cisaillement vaut :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \text{Min} \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément :

Première condition :

$$\frac{\text{Epaisseur de la dalle}}{\text{Portée de la dalle}} > \frac{1}{16}$$

Deuxième condition :

$$\frac{\text{Epaisseur du balcon}}{\text{Portée du balcon}} > \frac{1}{20} \left(\frac{\text{moment en travée}}{\text{moment isostatique}} \right)$$

Troisième condition :

$$\frac{\text{Section des aciers}}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$$

Application pour le cas étudié :

$$\frac{\text{Epaisseur de la dalle}}{\text{Portée de la dalle}} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{350} = 0,0514 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

cette condition n'est pas vérifiée alors il faut procéder à la vérification de la flèche.

$$\text{La flèche maximale : } f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} < \frac{l}{500} ;$$

$$q = G + Q = (4,5 + 1) + 1,5 = 7 \text{ kN/m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \cdot 180^3}{12} = 4,86 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$$

D'où :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 7 \times 3500^4}{384 \times 32164 \times 4,86 \times 10^8} = 0,87 \text{ mm} < \frac{l}{500} = 7 \text{ mm}$$

Disposition des armatures :

- Les armatures principales disposées parallèlement au petit côté seront composées de barres à haute adhérence de 10 mm de diamètre et espacées de 20 cm.
- Les armatures de répartition disposées parallèlement au grand côté seront composées de barres à haute adhérence de 8 mm de diamètre et espacées de 20 cm.

Les armatures seront placées sur des calles afin de respecter l'enrobage adéquat.

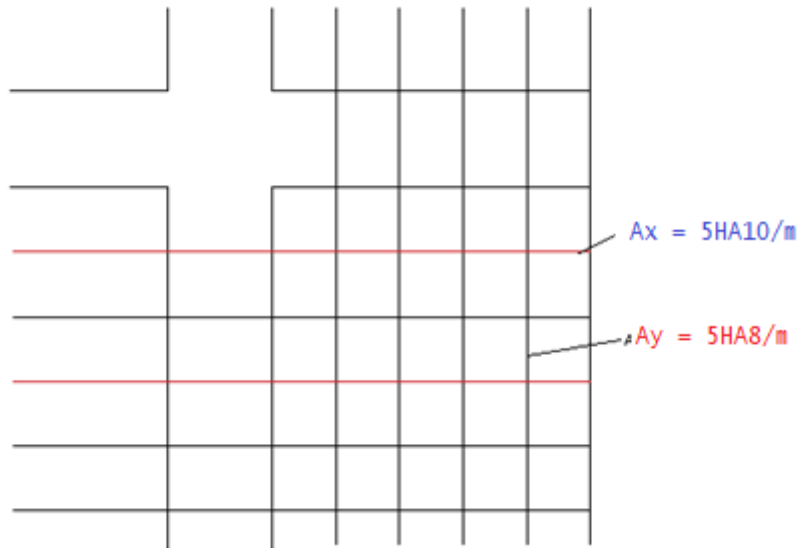


Figure 4.27 : Schéma de ferrailage du panneau portant dans un seul sens selon le CBA 93.

7.3 Calcul selon l'EC2

Données sur les matériaux :

- Béton de classe 25/30
- $f_{tj} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$
- Acier B E 500,
- Enrobage nominal : $c_{nom} = 3 \text{ cm}$
- Classe d'exposition X0.

Ferrailage à l'état-limite ultime (ELU, annexe 4) :

Poids propre de la dalle : $G_{dalle} = 0,18.25 = 4,5 \text{ kN/m}^2$

Charge totale sur le panneau à l'état limite ultime :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,5 + 1) + 1,5.1,5 = 9,675 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3,5}{10} = 0,35 < 0,5$$

→ La dalle travaille dans un seul sens.

Moment maximal selon le sens $x - x$:

$$M_{\max,x} = \frac{P_u \cdot l_x^2}{8} = \frac{9,675 \cdot 3,5^2}{8} = 14,815 \text{ kN.m}$$

Le moment dans le sens $y-y$ est nul puisque la dalle travaille dans un seul sens

$$\mu = \frac{14,815 \times 10^6}{1000 \times 16,67 \times 150^2} = 0,039 < \mu_l = 0,372$$

→ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039}) = 0,049$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 150(1 - 0,4.0,049) = 147,06 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u f_{yd}} = \frac{14,815 \times 10^6}{147,06 \times 435} = 2,31 \text{ cm}^2$$

Vérification des exigences d'armatures minimales :

$$A_s = 2,31 \text{ cm}^2 \geq A_{s,\min} = 0,26 \times 2,56 \times 100 \times \frac{15}{435} = 2,29 \text{ cm}^2.$$

Choix des sections :

- Direction $x - x$: **$A_s = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$**
- Direction $y - y$: **$A_s = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

Vérification des exigences d'armatures maximales (hors zones de recouvrement) :

$$A_{s1} + A_{s2} = 3,14 + 0 = 3,14 \text{ cm}^2 \leq A_{s\max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 100 \cdot 18 = 72 \text{ cm}^2$$

Avec A_{s1} armatures tendues, A_{s2} armatures comprimées (nulles donc notre cas). Condition vérifiée, on pourra conserver notre choix.

Ferrailage transversal : (annexe 6)

Effort tranchant maximal sollicitant le panneau :

$$V_{Edx} = \frac{P_u \cdot l_x}{2} = \frac{9,675 \cdot 3,5}{2} = 16,931 \text{ kN}$$

Contrainte de cisaillement ultime :

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w z} = \frac{V_{Ed}}{b_w \times 0,9d} = \frac{16,931 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 15} = 0,125 \text{ MPa}$$

$$v_{Edx} = 0,125 \text{ MPa} < v_{Rd\max\cot\theta=2} = 3,6 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :(annexe 7)

Ratio d'armatures :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3,14}{100 \cdot 15} = 0,209 \%$$

Pour un ratio de 0,209% (arrondi à 0,3%) et une résistance caractéristique du béton à la compression de 25 MPa, le rapport de référence $\frac{l}{d}$ est de 32,2.

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b_r}{b_w} \right) - 1 \right) \geq 0,8$$

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b}{b} \right) - 1 \right) = 1,0$$

La portée de la dalle (toujours dans le sens de la petite portée) :

$$l_x = 3,5 \text{ m} < 7 \text{ m} \rightarrow F_2 = 1,0$$

On calculera le coefficient F_3 de façon conservatrice :

$$F_3 = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,\text{req}}}{A_{s,\text{prov}}} = \frac{500}{500} \cdot \frac{2,31}{3,14} = 0,736$$

Pour une travée simplement appuyée $K = 1$

Vérification de la flèche :

$$K \times \frac{l}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 1 \times 32,2 \times 1 \times 1 \times 0,736 = 23,69$$

$$\frac{l}{d} \text{ réel} = \frac{l_x}{d} = \frac{350}{18 - 3} = 23,33$$

$$K \times \frac{l}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 23,69 > \frac{l}{d} \text{ réel} = 23,33$$

La vérification de la flèche est donc inutile.

Le schéma de ferrailage du panneau selon l'EC2 est reproduit sur la figure suivante :

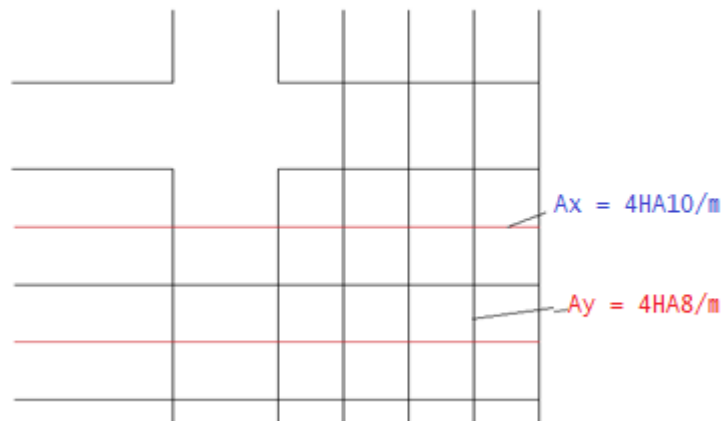


Figure 4.28 : Schéma de ferrailage d'un panneau portant dans un seul sens selon l'EC2.

Tableau 4.17 : Sections d'armatures du panneau selon les deux codes.

Rapport l_x/l_y	Ferrailage principal selon le CBA 93	Ferrailage principal selon l'EC2
0,35	2,32	2,31

Pour le panneau portant uniquement dans le sens de la petite portée, les règles CBA 93 et l'EC2 conduisent pratiquement aux mêmes résultats, soit pour le cas étudié une section d'armature de 2,32 cm².

EXEMPLE NUMERIQUE 8 : DALLE PORTANT DANS DEUX SENS

On considère une dalle rectangulaire en béton armé de 20 cm d'épaisseur. Elle supporte, outre son poids propre, une charge permanente $G' = 1 \text{ kN/m}^2$, et une charge d'exploitation de 500 kg/m^2 .

- Résistance caractéristique du béton à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Acier Fe E 500, Enrobage = 3 cm.
- Charge d'exploitation : $Q = 5 \text{ kN/m}^2$
- Fissuration peu préjudiciable,

On cherchera à calculer les sollicitations maximales dans le panneau le plus sollicité et de le ferrailer.

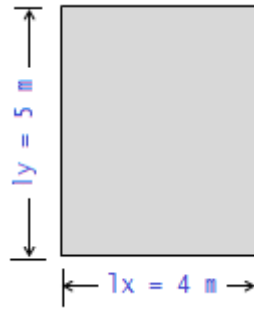


Figure 4.29 : Dimensions du panneau.

8.1 Calcul selon le CBA 93

Calcul des sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{5} = 0,8 > 0,4$$

Ainsi la dalle porte dans les 2 sens.

Charge à l'état limite ultime: $P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,20 \times 25 + 1) + 1,5 \times 5 = 15,6 \text{ kN/m}^2$

Pour un rapport de $\frac{l_x}{l_y} = 0,8$ l'annexe F des règles CBA 93, donne les valeurs suivantes :

$$\mu_x = 0,056$$

$$\mu_y = 0,595$$

D'où les moments au centre du panneau :

$$M_x = \mu_x P_u (l_x)^2 = 0,056 \times 15,6 \times 4^2 = 13,978 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,595 \times 13,978 = 8,317 \text{ kN.m}$$

Valeurs des efforts tranchants au centre du panneau :

$$V_x = \frac{P_u l_x}{\left(2 + \frac{l_x}{l_y}\right)} = \frac{15,6 \times 4}{(2 + 0,8)} = 22,29 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{P_u l_x}{3} = \frac{15,6 \times 4}{3} = 20,8 \text{ kN}$$

Calcul des armatures :

La fissuration étant considérée comme peu préjudiciable, le calcul des sections des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime (annexe 1).

Armatures longitudinale dans le sens $x - x$:

$$\mu_x = \frac{M_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,978 \cdot 10^6}{1000(200 - 30)^2 \frac{0,85 \cdot 25}{1,5}} = 0,0341 < 0,371$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0341}) = 0,0433$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0433 = 0,982$$

Section d'armatures dans le sens x-x :

$$A_x = \frac{M_x}{\beta d \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{13,978 \times 10^6}{0,982 \cdot 170 \cdot 435} = 192,48 \text{ mm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\rho_x \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2}\right) bd = 0,23 \frac{0,06 \times 25 + 0,6}{500} \left(\frac{3 - \frac{4}{5}}{2}\right) 1000 \times 170 = 180,642 \text{ mm}^2$$

Choix de la section :

$$A_x = \max \{192,48 ; 180,642\} = 192,48 \text{ mm}^2$$

Soit une section adoptée composée de **4 barres HA 10**.

Armatures longitudinale dans le sens y - y :

$$\mu_y = \frac{M_y}{b(d - \phi_x)^2 f_{bu}} = \frac{8,317 \cdot 10^6}{1000 \cdot (200 - 30 - 10)^2 \frac{0,85 \cdot 25}{1,5}} = 0,0229 < 0,371$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_y = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_y}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0229}\right) = 0,0289$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0289 = 0,988$$

Section d'armatures :

$$A_y = \frac{M_y}{\beta(d - \phi_x) \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{8,317 \cdot 10^6}{0,988 \cdot 160 \cdot 435} = 120,95 \text{ mm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\rho_x \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left(\frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2}\right) = 0,23 \frac{0,06 \times 25 + 0,6}{500} \left(\frac{3 - \frac{4}{5}}{2}\right) 1000 \times 160 = 170,016 \text{ mm}^2$$

Choix de la section :

$$A_y = \max\{120,95 ; 170,016\} = 170,016 \text{ mm}^2$$

Soit 4 barres HA8.

Armatures transversales :(annexe 3)

Valeur de l'effort tranchant maximal:

$$V_x = \frac{P_u l_x}{\left(2 + \frac{l_x}{l_y}\right)} = \frac{15,6 \times 4}{(2 + 0,8)} = 22,29 \text{ kN}$$

D'où une contrainte tangente de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22,29 \cdot 10^3}{1000 \cdot 170} = 0,131 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérifications :

Diamètre :

Le diamètre maximal des barres ne doit pas dépasser la valeur suivante:

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

Taux :

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,0008(bh) = 0,0008(100.20) = 1,6 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Espacement :

Dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable et de charges réparties, l'espacement entre barres doit être inférieure à :

$$\min [3 h ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée puisque l'espacement des barres dans les 2 sens est de 20 cm.

Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément :

Première condition :

$$\frac{\text{Epaisseur de la dalle}}{\text{Portée de la dalle}} > \frac{1}{16}$$

Deuxième condition :

$$\frac{\text{Epaisseur du balcon}}{\text{Portée du balcon}} > \frac{1}{20} \left(\frac{\text{moment en travée}}{\text{moment isostatique}} \right)$$

Troisième condition :

$$\frac{\text{Section des aciers}}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$$

Application :

$$\frac{\text{Epaisseur de la dalle}}{\text{Portée de la dalle}} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625$$

cette condition n'est pas vérifiée alors il faut procéder à la vérification de la flèche.

$$\text{La flèche maximale : } f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} < \frac{l}{500} ;$$

$$q = G + Q = (0,20 \times 25 + 1) + 5 = 11 \text{ kN/m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000.200^3}{12} = 6,67.10^8 \text{ mm}^4$$

$$E = 32164,195 \text{ MPa}$$

D'où :

$$f_{\max} = \frac{5 \times 11 \times 4000^4}{384 \times 32164,195 \times 6,67 \times 10^8} = 1,71 \text{ mm} < \frac{l}{500} = 8 \text{ mm}$$

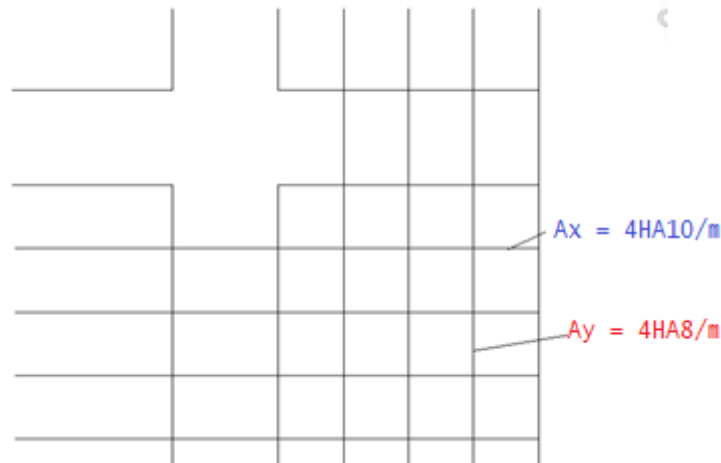


Figure 4.30 : Schéma de ferrailage d'un panneau portant dans les deux sens selon le CBA93.

8.2 Calcul selon l'EC2

Données :

- Résistance caractéristique du béton à la compression : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- Acier B500 B, $c_{nom} = 3 \text{ cm}$
- Charge d'exploitation $Q = 5 \text{ kN/m}^2$
- Classe d'exposition X0,

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{5} = 0,8 > 0,5$$

La dalle porte donc dans les deux sens.

Ferrailage à l'état limite ultime : Pour une bande de 1 mètre.

Poids propre de la dalle : $G_{dalle} = 0,20 \cdot 25 = 5 \text{ kN/m}^2$

Charge totale sur le panneau à l'état limite ultime :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5 + 1) + 1,5 \cdot 5 = 15,6 \text{ kN/m}^2$$

Les valeurs des moments de flexion sont déterminées au centre de la dalle en fonction de la valeur de la charge répartie p et des portées l_x et l_y .

$$M_x = \mu_x p l_x^2$$

$$V_x = \frac{p l_x}{(2 + \rho)}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$V_y = \frac{p l_x}{3}$$

(μ_x , μ_y) Sont données par le tableau de l'annexe 8 pour ($\nu = 0$)

$$\mu_x = 0,0561$$

$$\mu_y = 0,5964$$

Soient les moments au centre de la dalle suivants :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot l_x^2 = 0,0561 \cdot 15,6 \cdot 16^2 = 14 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,5964 \cdot 14 = 8,35 \text{ kN.m}$$

Valeurs de l'effort tranchant maximal dans les deux directions :

$$V_x = \frac{P_u \cdot l_x}{\left(2 + \frac{l_x}{l_y}\right)} = \frac{15,6 \cdot 4}{(2 + 0,8)} = 22,29 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{P_u \cdot l_x}{3} = \frac{15,6 \cdot 4}{3} = 20,8 \text{ kN}$$

Armatures longitudinales dans le sens x-x :

$$\mu_x = \frac{M_x}{b_w d^2 f_{cd}} ;$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$\mu_x = \frac{14 \times 10^6}{1000(160 - 30)^2 \cdot 16,67} = 0,049 < \mu_l = 0,372$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_x = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_x}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,049}) = 0,063$$

$$Z_x = d(1 - 0,4\alpha_x) = 130(1 - 0,4 \cdot 0,063) = 126,7 \text{ mm}$$

$$A_x = \frac{M_x}{Z f_{yd}}$$

$$A_s = 4,91 \text{ cm}^2 ;$$

Choix de la section d'acier : **(2 HA 10 + 3 HA12)/m = 4,96 cm²**

Condition d'armatures minimales :

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} b d ; 0,0013 b d \right\}$$

$$A_s \geq A_{s,min} = 0,26 \times 2,56 \times 100 \times \frac{13}{435} = 1,99 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinale dans le sens y-y :

$$\mu_y = \frac{M_y}{b_w (d - \phi_x)^2 f_{cd}} = \frac{8,35 \times 10^6}{1000(130 - 12)^2 \times 16,67} = 0,036 < \mu_l = 0,372$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha_y = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_y} \right) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,036}) = 0,046$$

$$Z_x = d(1 - 0,4\alpha_x) = 130(1 - 0,4 \cdot 0,046) = 126,7 \text{ mm}$$

$$Z_y = (d - \phi_x)(1 - 0,4\alpha_y) = (130 - 12)(1 - 0,4 \cdot 0,046) = 115,8 \text{ mm}$$

Calcul de la section d'acier dans le sens A_y :

$$A_y = \frac{M_y}{Z_y f_{yd}}$$

$$A_y = 1,65 \text{ cm}^2$$

Choix de la section d'acier : **4 HA8/m**.

Condition d'armatures minimales :

$$A_{s,\min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} b(d - \varnothing_x) ; 0,0013bd \right\}$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{s,\min} = 0,26 \times 2,56 \times 100 \times \frac{11,8}{435} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Ferraillage transversal (annexe 6) : $V_{Edx} = 22,29 \text{ kN}$:

Contrainte de cisaillement ultime :

Sens x-x :

$$v_{Edx} = \frac{V_{Edx}}{b_w z} = \frac{V_{Edx}}{b_w \times 0,9d} = 0,19 \text{ MPa}$$

Pour une classe de 25/30, la valeur de $v_{Rd \max \text{Cot } \theta=2} = 3,6 \text{ MPa}$

$$v_{Edx} < v_{Rd \max \text{Cot } \theta=2} = 3,6 \text{ MPa.}$$

Pas d'armatures transversales.

Vérification de la flèche :(annexe 7)

Ratio d'armatures :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4,96}{100.13} = 0,38 \%$$

Pour un ration de 0,40% et une résistance caractéristique du béton à la compression de 25 MPa, le rapport de référence $\left(\frac{l}{d}\right)$ est de 22,4.

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b_r}{b_w} \right) - 1 \right) \geq 0,8$$

$$F_1 = 1 - \left(\left(\frac{b}{b} \right) - 1 \right) = 1,0$$

La portée de la dalle (toujours dans le sens de la petite portée) :

$$l_x = 4 \text{ m} < 7 \text{ m}$$

D'où :

$$F_2 = 1,0$$

Coefficient F_3 :

$$F_3 = \frac{500}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s, \text{req}}}{A_{s, \text{prov}}} = \frac{500}{500} \cdot \frac{4,91}{4,96} = 0,989$$

Pour une travée intérieure le coefficient K vaut 1,5.

Vérification de la flèche :

$$K \times \frac{l}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 1,5 \times 22,4 \times 1 \times 1 \times 0,989 = 33,261$$

$$\frac{l}{d} \text{ réel} = \frac{l_x}{d} = \frac{400}{16 - 3} = 30,77$$

$$K \times \frac{l}{d} \text{ de référence} \times F_1 \times F_2 \times F_3 = 33,261 > \frac{l}{d} \text{ réel} = 30,77$$

La vérification de la flèche n'est donc pas nécessaire.

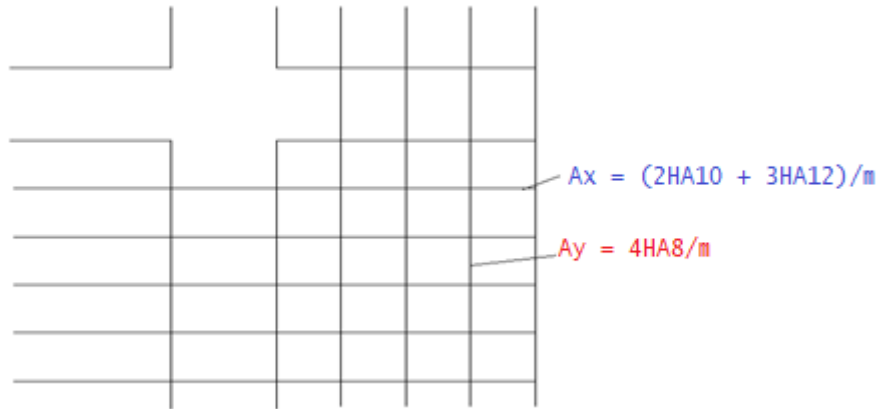


Figure 4.31 : Ferrailage d'un panneau portant dans les deux sens selon l'EC2.

Tableau 4.18 : Sections d'armatures selon les deux codes.

Rapport l_x/l_y	Ferrailage sens $x - x$ selon le CBA 93 (Cm^2)	Ferrailage sens $y - y$ selon le CBA 93 (Cm^2)	Ferrailage sens $x - x$ selon l'EC2 (Cm^2)	Ferrailage sens $y - y$ selon l'EC2 (Cm^2)
0,8	1,92	1,70	4,91	1,65

CONCLUSION DU CHAPITRE

Pour chaque élément secondaire, nous avons effectué deux applications numériques détaillées du calcul du ferrailage et de vérification des flèches selon les règles nationales CBA 93 et EC2. Les quatre éléments étudiés (acrotère, balcons, escaliers et dalles) travaillent essentiellement à la flexion simple. A partir des résultats obtenus, on pourra conclure que :

- Les méthodes de calcul des sections des pièces en flexion simple selon les deux règlements sont relativement proches.
- Les deux règlements adoptent pour les bâtiments courants les mêmes combinaisons à l'état-limite ultime et service pour l'évaluation l'effort.
- Ils reprennent le même principe pour la détermination du ferrailage, au niveau des appuis et travées

Les sections d'armatures calculées sont relativement proches, avec un écart très faible

Références bibliographiques du quatrième chapitre

- [1] **Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, CBA 93**, document technique réglementaire B.C.2-41. Centre national de recherche applique en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- [2] **Norme Européenne EN 1992-1-1. – Euro code 2** : Calcul des structures en béton – Partie 1 : Règles générale et règles pour les bâtiments.
- [3] **Règlement Parasismique Algérien RPA/2003**, document technique réglementaire D.T.R B.C.2.48 Centre national de recherche applique en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999
- [4] **Charges permanentes et charges d'exploitation**, document technique réglementaire B.C.2-2. Centre national de recherche applique en génie parasismique, C.G.S, Alger, 1999.
- [5] **Norme Européenne EN 1991. Euro code 1** : Actions sur les structures.
- [6] **NF DTU 20.1** : Ouvrages en maçonnerie de petits éléments.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude de ce thème intitulé '*Conception, Pathologie et Calcul pratique du ferrailage des éléments secondaires des bâtiments en béton armé*' nous a permis d'approfondir nos connaissances intellectuels dans le domaine du calcul des éléments secondaires des bâtiments notamment selon la nouvelle approche du code règlementaire l'EC2. Ce fut un travail très enrichissant pour notre vie professionnelle future.

La réalisation de ses éléments non porteurs est une étape essentielle pour un bâtiment donc la connaissance des bonnes manières de pré dimensionnement, de mise en œuvre et des causes de leurs dégradations sont primordiales pour assurer la sécurité et le confort des habitants.

Les problèmes les plus rencontrés des éléments exposés aux intempéries comme l'acrotère et le balcon étant l'infiltration des eaux de pluie, il faut assurés une étanchéité efficace pour permettre à l'eau de coulé et éviter ainsi leur dégradation. Il faut également veiller à une bonne conception des joints, souvent sources de problèmes de durabilité.

Le point le plus critique pour un balcon étant l'encastrement, pensez à réduire la portée pour minimiser la flèche.

Veillez à éviter la poussée au vide lors du ferrailage des escaliers.

Pour les dalles rectangulaires travaillant dans un seul sens le rapport l_x/l_y doit être inférieur à 0,4 selon les règles Algériennes CBA 93 et 0,5 selon l'EC2. Donc une dalle ayant un rapport l_x/l_y de 0,45 par exemple travaillera dans les deux directions selon le CBA 93 et dans une seule selon l'EC2.

Après les différents exemples numériques entrepris sur le ferrailage de ses éléments, nous avons remarqué une légère différence entre les résultats obtenus selon les règles nationales CBA 93 et européennes EC2. Cela est due à la prise en considération dans le calcul selon l'EC2 de plusieurs paramètre comme le fluage, le retrait, etc. et des conditions sur l'enrobage des aciers qui dépend généralement de l'agressivité du milieu selon le CBA 93 et qui est de l'ordre de 18 classes d'expositions en fonctions des conditions d'environnements selon l'EC2. La plus grande différence remarquer entre les deux règlements est le calcul des

flèches qui est beaucoup plus simple selon le CBA 93. Il faut noter que le calcul des flèches se fait uniquement à l'état limite de services (ELS).

Enfin ce fut une très belle expérience, et j'espère avoir donné satisfaction.

ANNEXES

ANNEXE 1

Calcul des armatures à l'état-limite ultime des sections rectangulaires soumises à la flexion simple selon le CBA 93

Données de bases :

- Moment à l'état limite ultime.
- Moment à l'état limite de service.
- Dimensions de la section.
- Résistance caractéristique du béton en compression
- Nuance des aciers
- Enrobage des aciers.
- Type de fissuration.

Calcul des armatures à l'ELU :

1) Calcul de : $\mu = \frac{M_u}{b(h-c)^2 \frac{0,85f_c z \beta}{\gamma_b}}$

Si : $\mu < \mu_l$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$.

- 2) Calcul de : $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$
- 3) Calcul de : $\beta = (1 - 0,4 \alpha)$
- 4) Calcul de la section d'armatures A_u :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta(h - c) f_c / \gamma_s}$$

ANNEXE 2

Calcul des armatures à l'état-limite de service des sections rectangulaires soumises à la flexion simple selon le CBA93

Si la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors le calcul à l'ELS est inutile.

Dans le cas contraire :

1) Calcul de la contrainte dans les aciers σ_s en fonction de la nature de la fissuration. Ainsi

1.1. Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \left[\frac{2f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] \right\}$$

1.2. Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \left[\frac{f_e}{2}, 90\sqrt{\eta f_{t28}} \right] \right\}$$

Avec : $\eta = \begin{cases} 1 & \text{barres lisses} \\ 1,6 & \text{barres HA} \end{cases}$

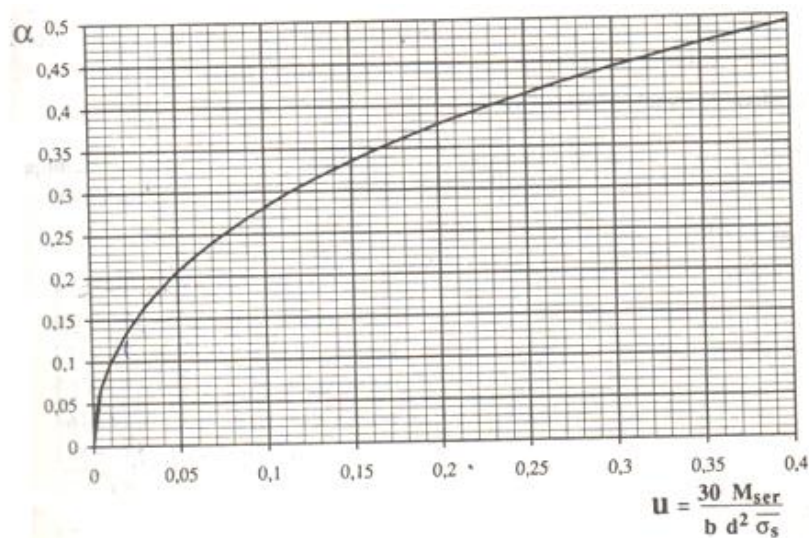
2) Calcul du coefficient :

$$\mu = \frac{30M_{ser}}{b(h-c)^2\sigma_s}$$

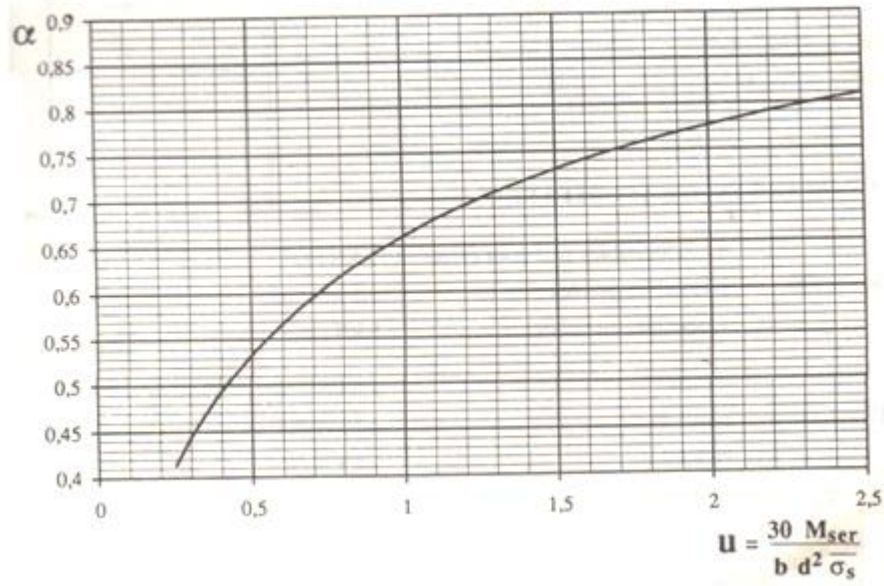
3) Déduire de l'un des deux abaques suivants, la valeur de α .

4) Calcul de la section d'armatures à l'ELS :

$$A_s = \frac{b(h-c)\alpha^2}{30(1-\alpha)}$$



Abaque 2.1



Abaque 2.2

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \frac{b(h-c)f_{t28}}{f_e}$$

Tableau 2.1 : Valeurs de μ_l

	Combinaisons durables ou transitoires	Combinaisons accidentelles
Fe E400	0,391	0,379
Fe E500	0,371	0,358

ANNEXE 3

Calcul des armatures transversales des sections rectangulaires selon le CBA

Calcul de la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

avec :

V_u : Effort tranchant ultime,

b = largeur de la poutre,

d = hauteur utile,

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites :

- ✚ Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des 2 valeurs :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

- ✚ Lorsque la fissuration est jugée préjudiciable où très préjudiciable, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des 2 valeurs :

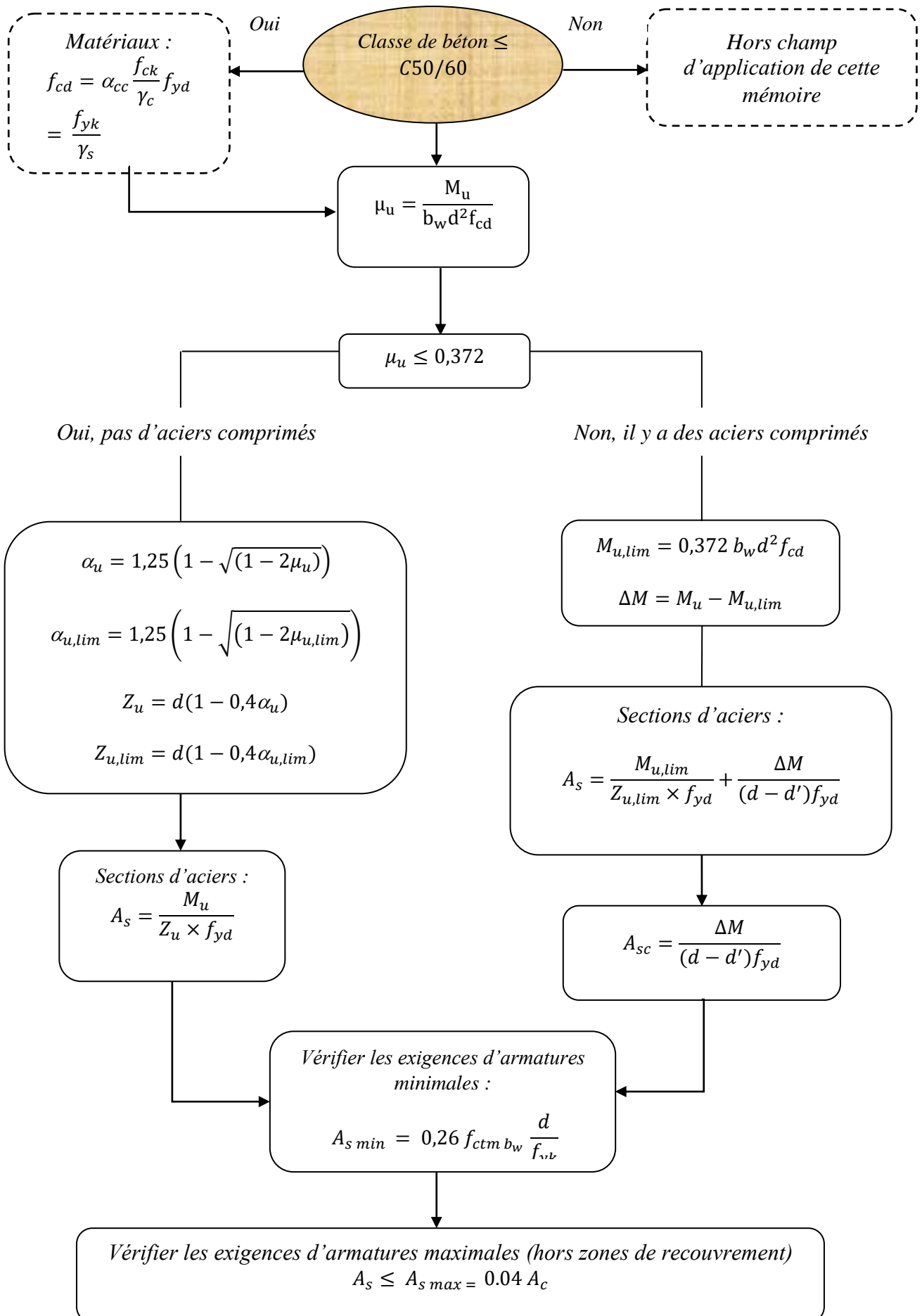
$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

ANNEXE 4

Calcul des armatures à l'état-limite ultime des sections rectangulaires soumises à la flexion simple selon l'EC2

Données de bases :

- ✚ Moment à l'état limite ultime.
- ✚ Moment à l'état limite de service.
- ✚ Dimensions de la section.
- ✚ f_{yk} : limite élastique des aciers.
- ✚ f_{cyk} : contrainte caractéristique du béton en compression.
- ✚ γ_s : coefficient de sécurité des aciers. A l'état-limite ultime il vaut 1,15.
- ✚ γ_c : coefficient de sécurité du béton. A l'état-limite ultime il vaut 1,5 et 1,2 à l'ELA.
- ✚ Nuance des aciers.
- ✚ Enrobage des aciers.
- ✚ Classe d'exposition.



ANNEXE 5

Vérification des contraintes à l'état-limite de services selon l'EC2

Données :

- M_{ser} : moment à l'ELS
- A_s : section des aciers à l'ELU
- b : largeur de l'élément ($b = 100$ cm pour les éléments étudiés)
- h : hauteur de l'élément
- $d = h - c$: hauteur utile de l'élément
- f_{ck} : résistance caractéristique du béton à la compression
- f_{yd} : nuance des aciers
- n : coefficient d'équivalence = 15

Etapes de calcul

- 1) Calculer la position de y_1 qui représente la distance de l'axe neutre de la poutre jusqu'à la fibre supérieure où la contrainte de compression est maximale. Pour cela il faut résoudre l'équation du second degré suivante :

$$\frac{1}{2}by_1^2 - nA_s(d - y_1) = 0$$

- 2) Calculer le moment d'inertie I_1

$$I_1 = \frac{1}{3}by_1^3 + nA_s(d - y_1)^2$$

- 3) Vérifier les contraintes dans le béton et dans l'acier :

Béton :

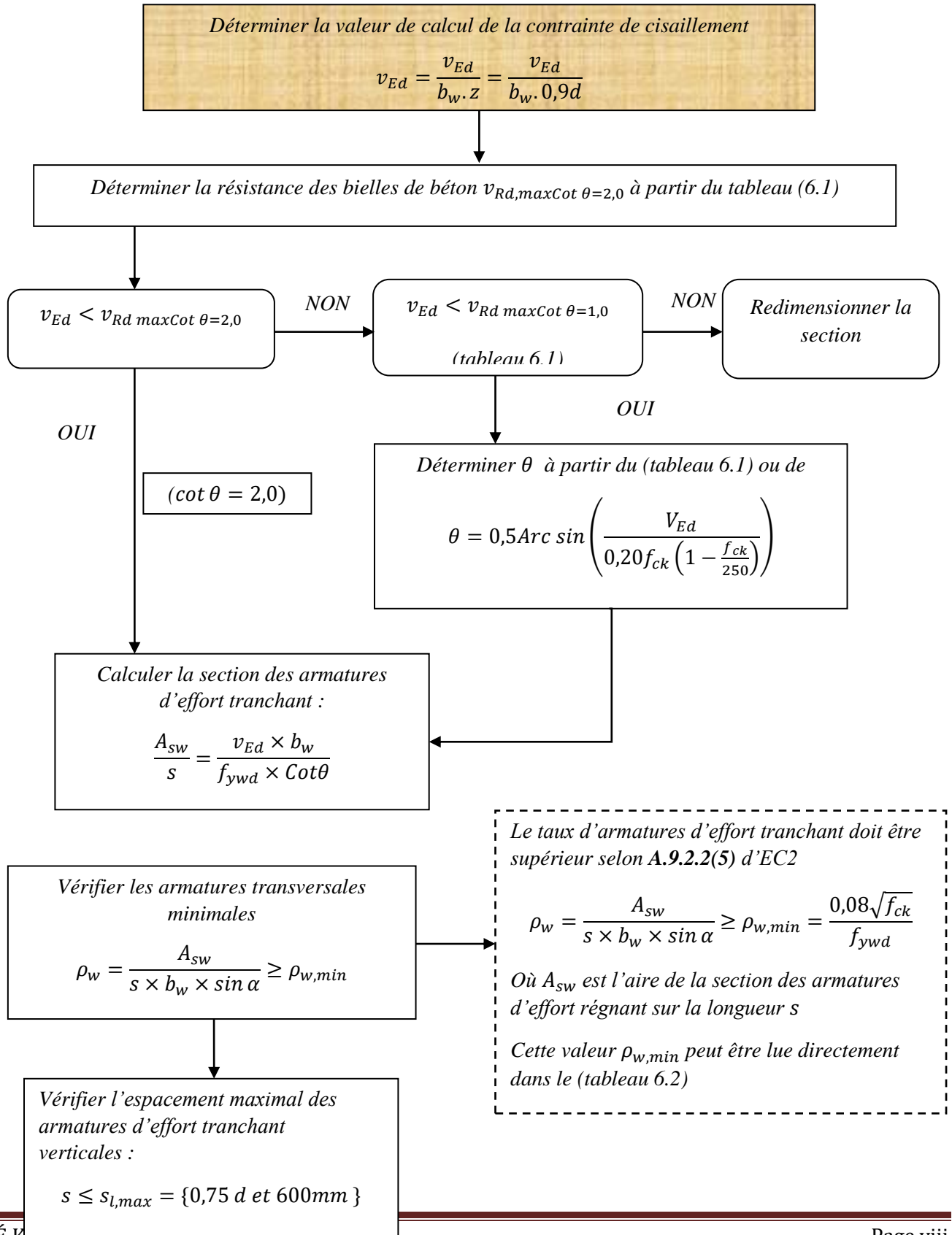
$$\sigma_{cmax} = \frac{M_{ser}}{I_1} \cdot y_1 \leq 0,6f_{ck}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_{ser}}{I_1} \cdot (d - y_1) \leq 0,8f_{yd}$$

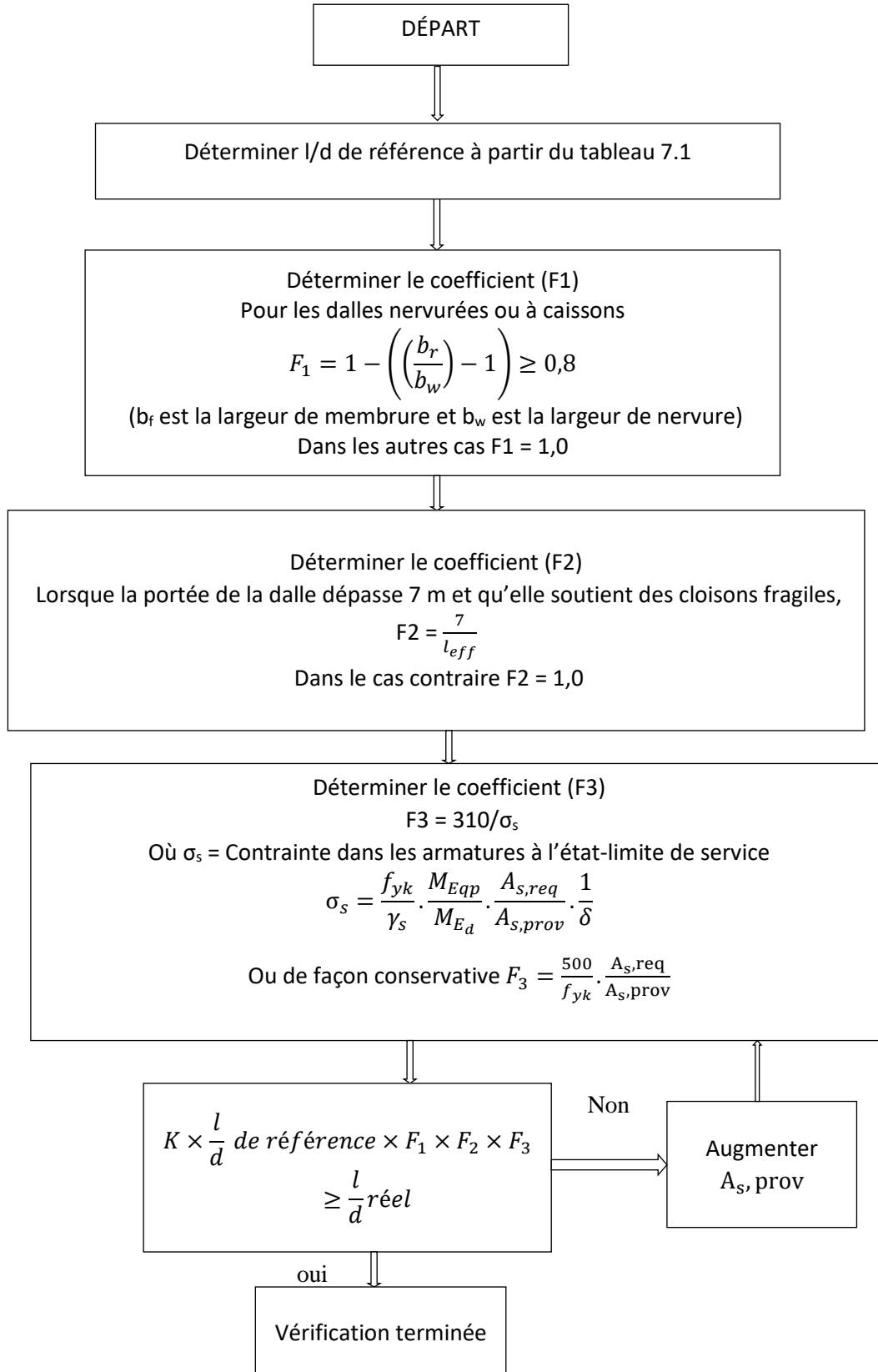
ANNEXE 6

Organigramme de calcul des armatures transversales selon l'EC2



ANNEXE 7

Organigramme de calcul des flèches selon l'EC2



ANNEXE 8

Détermination des sollicitations des dalles portant dans les deux directions selon l'EC2

Dalles pleines uniques simplement appuyées sur ses 4 côtés dont le rapport des portées $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0,5$ avec

l_x et l_y sont les portées utiles.

Les sollicitations sont évaluées pour des bandes de dalle de 1,0 m de large : les moments sont déterminés au centre de la dalle, les efforts tranchants sur les appuis.

On obtient les sollicitations suivantes :

$$\begin{aligned}
 - \quad M_x &= \mu_x p l_x^2 ; & M_y &= \mu_y M_x \\
 - \quad V_x &= \frac{p l_x}{(2+\rho)} ; & V_y &= \frac{p l_x}{3}
 \end{aligned}$$

Les valeurs de (μ_x, μ_y) sont données par le tableau suivant :

Tableau 8.1 : Valeurs de (μ_x, μ_y) .

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	$\nu = 0$ béton fissuré	
	μ_x	μ_y
0,50	0,0965	0,2584
0,55	0,0892	0,2889
0,60	0,0820	0,3289
0,65	0,0750	0,3781
0,70	0,0683	0,4388
0,75	0,0620	0,5124
0,80	0,0561	0,5964
0,85	0,0506	0,6871
0,90	0,0456	0,7845
0,95	0,0410	0,8887
1,00	0,0368	1,0000