

Dalles pleines confectionnées à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulés en œuvre – Titre II

Cahier des Prescriptions Techniques communes

Le présent Cahier des Prescriptions Techniques a été entériné par le Groupe spécialisé n° 3.1 « Planchers et accessoires de plancher » de la commission chargée de formuler des Avis Techniques, lors de ses séances du 8 avril et du 9 octobre 2014.

Ce document annule et remplace le cahier n° 3221, *e-Cahiers du CSTB*, mai 2000.

Groupe Spécialisé n° 3.1

Planchers et accessoires de plancher



Commission chargée de formuler des Avis Techniques
et Documents Techniques d'Application

(arrêté du 21 mars 2012)

Secrétariat de la commission des Avis Techniques
CSTB, 84 avenue Jean Jaurès, Champs sur Marne, FR-77447 Marne la Vallée Cedex 2
Tél. : 01 64 68 82 82 - Internet : www.ccfat.fr

Établissement public au service de l'innovation dans le bâtiment, le CSTB, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, exerce quatre activités clés : la recherche, l'expertise, l'évaluation, et la diffusion des connaissances, organisées pour répondre aux enjeux de la transition écologique et énergétique dans le monde de la construction. Son champ de compétences couvre les produits de construction, les bâtiments et leur intégration dans les quartiers et les villes.

Avec plus de 900 collaborateurs, ses filiales et ses réseaux de partenaires nationaux, européens et internationaux, le groupe CSTB est au service de l'ensemble des parties prenantes de la construction pour faire progresser la qualité et la sécurité des bâtiments.

Toute reproduction ou représentation intégrale ou partielle, par quelque procédé que ce soit, des pages publiées dans le présent ouvrage, faite sans l'autorisation de l'éditeur ou du Centre Français d'Exploitation du droit de copie (3, rue Hautefeuille, 75006 Paris), est illicite et constitue une contrefaçon. Seules sont autorisées, d'une part, les reproductions strictement réservées à l'usage du copiste et non destinées à une utilisation collective et, d'autre part, les analyses et courtes citations justifiées par le caractère scientifique ou d'information de l'œuvre dans laquelle elles sont incorporées (Loi du 1er juillet 1992 - art. L 122-4 et L 122-5 et Code Pénal art. 425).

© CSTB 2016

Dalles pleines confectionnées à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulés en œuvre – Titre II

SOMMAIRE

1. Généralités	5	5. Porte-à-faux	36
1.1 Préambule	5	6. Ancrage des armatures –	
1.2 Définitions	5	Cas particuliers	37
1.3 Objet.....	6	6.1 Renforts d’ancrage sur prédalle.....	37
1.4 Domaine d’application	6	6.2 Cas des éléments porteurs sans retombée	37
1.5 Données et éléments d’information à fournir pour la conception	7	6.3 Cas de repos effectif insuffisant.....	38
1.6 Éléments à fournir pour l’approvisionnement.....	7	7. Fonction diaphragme	40
1.7 Plans et documents de mise en œuvre des prédalles.....	7	7.1 Principes	40
1.8 Coordination avec les autres entreprises et intervenants	8	7.2 Calcul du diaphragme	40
SECTION A		7.3 Cas d’existence de trémie	43
Conception et calcul des planchers à prédalles.....	9	8. Méthode de justification par	
1. Actions et sollicitations.....	9	le calcul de la résistance au feu	43
1.1 Actions	9	8.1 Généralités	43
1.2 Sollicitations.....	10	8.2 Méthodes d’analyse.....	43
2. États-Limites Ultimes (ELU)	15	9. Méthode de justification par	
2.1 Matériaux.....	15	le calcul de la résistance au séisme	45
2.2 Vérification à la flexion	19	9.1 Conditions d’application	45
2.3 Vérification à l’effort tranchant.....	19	9.2 Généralités	45
2.4 Vérification au poinçonnement.....	21	9.3 Dispositions constructives	46
2.5 Vérification de l’ancrage à l’État-Limite Ultime.....	21	Annexe A	
2.6 Stabilité de forme	22	Repos sur appuis des planchers.....	47
3. États-Limites de Service (ELS)	24	Annexe B	
3.1 Généralités	24	Calcul des sollicitations	
3.2 Effets de la précontrainte	24	et répartition transversale des charges	49
3.3 Limitation des contraintes.....	24	Annexe C	
3.4 Maîtrise de la fissuration.....	25	Planchers supportant des charges concentrées	
3.5 Limitation des flèches.....	25	linéaires importantes en leur centre ou en rive	53
4. Phases provisoires	29	Annexe D	
4.1 Généralités	29	Planchers supportant des charges concentrées	
4.2 Détermination des distances entre étais.....	30	ponctuelles fixes ou mobiles	62
4.3 Détermination des espacements entre appuis de stockage	34	Annexe E	
4.4 Détermination des espacements entre les points de levage	34	Planchers à prédalles épaisses	84
		Annexe F	
		Planchers à prédalles suspendues	88
		Annexe G	
		Planchers utilisant des prédalles	
		de coffrage.....	104
		Annexe H	
		Méthode analytique pour le calcul	
		des températures.....	105

Annexe I	
Calcul des continuités	108
Annexe J	
Trémies	113
Annexe K	
Dimensionnement et dispositions constructives des planchers-dalles avec ou sans chapiteaux réalisés à partir de prédalles préfabriquées en béton armé.....	116
SECTION B	
Fabrication et contrôle des prédalles	120
1. Plancher à prédalles.....	120
1.1 Prédalles préfabriquées.....	120
1.2 Autres éléments	120
2. Dispositifs de manutention	120
2.1 Généralités	120
2.2 Autres dispositifs de manutention	121
SECTION C	
Transport, mise en œuvre et finition	122
1. Règles d'exécution pour les planchers à prédalles	122
1.1 Généralités	122
1.2 Manutention et stockage	122
1.3 Pose.....	125
1.4 Ferrailage et bétonnage du plancher.....	126
2. Règles d'exécution particulières	129
2.1 Réalisation des réservations	129
2.2 Réalisation des porte-à-faux	131
2.3 Dispositions pour les planchers suspendus	131
2.4 Dispositions pour les rupteurs thermiques	133
2.5 Disposition pour les goujons	133
2.6 Dispositions pour les appuis sans retombée.....	135
2.7 Cas de repos effectif insuffisant.....	135
2.8 Réalisation des finitions	137
3. Tolérances d'exécution	138
Annexe A	
Réception, déchargement et stockage	139
Annexe B	
Calcul des étalements intermédiaires et des lisses de rive	140
Annexe C	
Exemples de fiches d'auto-contrôle.....	141

Normes associées

Les documents de référence suivants sont indispensables pour l'application du présent document. Pour les références datées, seule l'édition citée s'applique. Pour les références non datées, la dernière édition du document de référence (y compris les éventuels amendements) s'applique.

NF EN 45011 (X50-071), Exigences générales relatives aux organismes procédant à la certification de produits.

NF DTU 20.12, NF P10-203-1 (P10-203-1), Maçonnerie des toitures et d'étanchéité – Gros œuvre en maçonnerie des toitures destinées à recevoir un revêtement d'étanchéité.

NF DTU 21, NF P18-201 (P18-201), Travaux de bâtiment – Exécution des ouvrages en béton.

NF DTU 65.7, NF P52-302-1 (P52-302), Travaux de bâtiment – Exécution des planchers chauffants par câbles électriques enrobés dans le béton. Partie 1 : Cahier des clauses techniques.

NF DTU 65.14 (P52-307), Travaux de bâtiment – Exécution de planchers chauffants à eau chaude :

- Partie 1 : Cahier des clauses techniques – Dalles désolidarisées isolées ;
- Partie 2 : Cahier des clauses techniques – Autres dalles que les dalles désolidarisées isolées.

NF DTU 59.1 (P74-201-1-1), Travaux de bâtiment – Revêtements de peinture en feuil mince, semi-épais, ou épais. Partie 1-1 : Cahier des clauses techniques types.

NF DTU 25.1 (P71-201-1-1), Travaux de bâtiment – Enduits intérieurs en plâtre. Partie 1-1 : Cahier des clauses techniques types.

NF EN 13747 (P19-809), Produits préfabriqués en béton – Prédalles pour systèmes de planchers.

NF EN 13369 (P19-800), Règles communes pour les produits préfabriqués en béton.

NF EN 13670/CN (PN18-450/CN), Exécution des structures en béton – Complément national à la NF EN 13670 :2013.

NF EN 206/CN (P18-325/CN), Béton – Spécification, performance, production et conformité béton – Complément national à la NF EN 206.

NF P03-001 (P03-001), Marchés privés – Cahiers types – Cahier des clauses administratives générales applicable aux travaux de bâtiment faisant l'objet de marchés privés.

NF P03-002 (P03-002), Marchés privés – Cahiers types – Cahier des clauses administratives générales applicable aux travaux de génie civil faisant l'objet de marchés privés.

NF EN 13225 (P19-812), Produits préfabriqués en béton – Éléments de structure linéaires.

NF EN 15037-1 (P19-810-1), Produits préfabriqués en béton – Systèmes de planchers à poutrelles et entrevous. Partie 1 : Poutrelles.

NF A35-080-1 (A35-080-1), Aciers pour béton armé – Aciers soudables - Partie 1 : barres et couronnes

NF A35-080-2 (A35-080-2), Aciers pour béton armé – Aciers soudables - Partie 2 : treillis soudés

PR NF EN 10138-1 (A35-040-1PR), Armatures de précontrainte. Partie 1 : prescriptions générales.

NF EN 1990 (P06-100-1), Eurocodes structuraux – Base de calcul des structures.

NF EN 1990/NA (P06-100-1/NA), Eurocodes structuraux – Base de calcul des structures – Annexe nationale à la norme NF EN 1990.

NF EN 1991-1-1 (P06-111-1), Eurocode 1 – Actions sur les structures. Partie 1.1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments.

NF EN 1991-1-1/NA (P06-111-2), Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1.1 : Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments – Annexe nationale à la norme NF EN 1991-1-1.

NF EN 1991-1-6 (P06-116-1), Eurocode 1 – Actions sur les structures - Partie 1-6 : Actions générales - Actions en cours d'exécution

NF EN 1991-1-6/NA (P06-116-1/NA), Eurocode 1 – Actions sur les structures - Partie 1-6 : Actions générales - Actions en cours d'exécution - Annexe nationale de la NF EN 1991-1-6

NF EN 1991-1-2 (P06-112-1), Eurocode 1 – Actions sur les structures. Partie 1.2 : Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu.

NF EN 1991-1-2/NA (P06-112-2), Eurocode 1 – Actions sur les structures. Partie 1.2 : Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu – Annexe nationale à la norme NF EN 1991-1-2.

NF EN 1992-1-1 (P18-711-1), Eurocode 2 – Calcul des structures en béton. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.

NF EN 1992-1-1/NA (P18-711-1/NA), Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments – Annexe nationale à la norme NF EN 1992-1-1.

NF EN 1992-1-2 (P18-712-1), Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu.

NF EN 1992-1-2/NA (P18-712-1/NA), Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-2 : Règles générales – Calcul du comportement au feu - Annexe nationale à la norme NF EN 1992-1-2.

NF EN 1998-1 (P06-030-1), Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

NF EN 1998-1/NA (P06-030-1/NA), Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments – Annexe nationale à la norme NF EN 1998-1.

Fascicule de documentation FD P18-717 (P18-717), *Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Guide d'application des normes NF EN 1992, 2013.*

FFB, CERIB, FIB, *Planchers à prédalles. Guide d'application des recommandations professionnelles concernant les planchers à prédalles suspendues avec boîtes d'attentes*, collection « Recherche et développement métier », 2012.

Avant-propos

Le présent document révisé et remplace le CPT « Planchers », Titre II « Dalles pleines confectionnées à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulé en œuvre », publié en mai 2000. L'édition antérieure avait été rédigée sur la base des règles BAEL 91 et BPEL 91.

Les prescriptions de conception et de calcul données dans ce titre du CPT sont établies par référence aux règles de conception et de calcul aux états limites des ouvrages en béton armé et précontraint, prescrites dans la norme NF EN 1992-1-1 et son annexe nationale NF EN 1992-1-1/NA, ainsi que dans la norme produit NF EN 13747. En outre, ce document intègre les modifications et compléments intervenus entre temps.

Le présent CPT s'applique aux Avis Techniques qui y font référence. La dénomination « Avis Technique » employée dans le présent document couvre également le cas des « Documents Techniques d'Application ».

Pour les Avis Techniques de procédés de planchers à prédalles préfabriquées munies de treillis raidisseurs, en cours de validité, le tableau suivant établit la correspondance entre les articles de la version CPT « Planchers », Titre II, édition 2000 et ceux du présent CPT « Planchers », Titre II, édition 2014.

Référence	CPT « Planchers », Titre II, édition 2000	CPT « Planchers », Titre II, édition 2014
Domaine d'emploi accepté	Généralités, § 3	Généralités, § 3
Stabilité	Section A, Art. II.A.1, § 1 109.2	Section A, § 9
Prévention des accidents lors de la mise en œuvre	Section A, Art. II.A.2, § 2 203	Section A, § 4
Flexibilité	Section A, Art. II.A.2, § 2 203	Section A, § 3.5
Prescriptions de fabrication	Section B, Art. II.B.2 § 2 201 & 202	Section A, § 2.1.2 pour le béton, Section A, § 4.4.2 pour les treillis raidisseurs
	Section B, Art. II.B.2, § 2 203	Section A, Annexe J
	Section B, Art. II.B.2, § 2 204	Section A, § 1.1.2, § 4.4
	Section B, Art. II.B.2, § 2 205	Section C, § 1.2
	Section B, Art. II.B.2, § 2 206	Section A, § 4.4.2
	Section B, Art. II.B.2, § 2 207	Section B, § 1.1
Prescriptions de conception et de calcul	Section B, Art. II.B.2, § 2 208	Section A, § 4.4.2
	Section A, Art. II.A.2, § 2 201 & 202	Section A, § 1.2 2 et Annexe I
Prescriptions de mise en œuvre	Section A, Art. II.A.1, 106	Section A, § 3.5
	Section C, Art. II.C.1 Section C, Art. II.C.2	Section C, § 1 Section C, § 1

1. Généralités

1.1 Préambule

Ce document est construit en 3 Sections comprenant chacune ses propres Annexes. La numérotation des figures et des tableaux est réalisée indépendamment pour chaque section.

1.2 Définitions

Pour les besoins du présent document, les définitions suivantes s'appliquent.

- **Plans de préconisation de pose**

Ensemble des plans et documents définissant les conditions permettant la mise en œuvre des prédalles.

- **Repos sur appui**

Distance horizontale entre le nu de l'appui et le point le plus en retrait au niveau de la sous-face de la prédalle, (repos effectif « u » constaté et mesuré, comme indiqué sur la Figure 1).

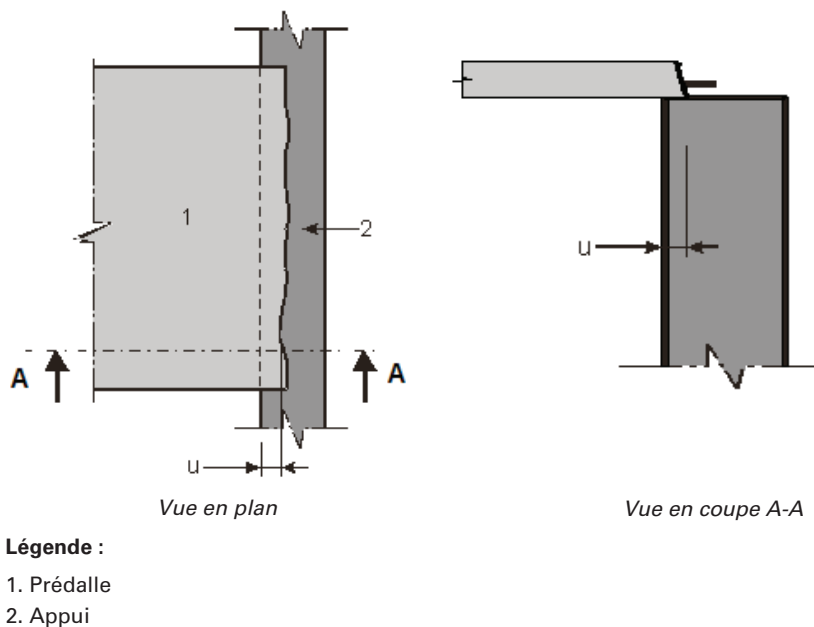


Figure 1 — Repos sur appui

- **Repos minimum**

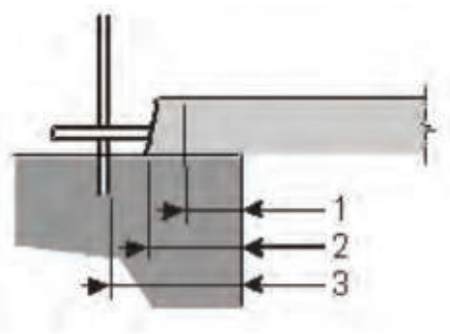
Valeur de repos sur appui en dessous de laquelle une lisse de rive est obligatoire (Figure 2).

- **Repos nominal**

Valeur du repos sur appui indiquée sur le plan de pose, qui tient compte des tolérances de fabrication des prédalles et des tolérances d'exécution des ouvrages (Figure 2).

- **Espace d'appui**

Profondeur d'appui nominale devant être réservée sur la structure porteuse pour permettre la pose des prédalles compte tenu d'obstacles éventuels (cadres de poutre, par exemple) et des différentes tolérances.



Légende :

- 1. Repos minimum
- 2. Repos nominal
- 3. Espace d'appui

Figure 2 — Repos des prédalles (cas sans lisse d'appui)

- **Lisse de rive**

Lisse d'appui dont l'axe est situé au plus à 30 cm du nu de l'appui définitif.

- **Prédalle de coffrage**

Prédalle utilisée comme coffrage pour le béton coulé en place sans contribution à la résistance du plancher fini, excepté pour l'enrobage.

- **Prédalle suspendue**

Prédalle autre que de coffrage, sans appui direct sur l'élément porteur comportant à l'about des armatures assurant le relèvement de la réaction d'appui dans la dalle de compression.

- **Prédalle mince**

Prédalle dont l'épaisseur est inférieure ou égale à la demi-épaisseur du plancher, sans excéder 80 mm.

- **Prédalle épaisse**

Prédalle dont l'épaisseur est supérieure à la demi-épaisseur du plancher ou supérieure à 80 mm.

1.3 Objet

Le présent titre a pour objet de donner les prescriptions courantes applicables aux planchers à prédalles relevant de la procédure de l'Avis Technique.

Il indique les cas où, en fonction de justifications appropriées, des prescriptions différentes, exposées dans un Avis Technique particulier, peuvent être appliquées.

En matière d'Avis Technique, il est actuellement admis que :

- Les planchers à prédalles en béton armé ne relèvent pas de la procédure d'Avis Technique et du présent Titre II. Toutefois, pour justifier des prescriptions du présent titre, les prédalles peuvent donner lieu à un Avis Technique assorti d'une certification de type « produit » ;
- Les planchers à prédalles en béton armé munies de treillis raidisseurs sont du ressort des Avis Techniques du Groupe Spécialisé n° 3.1, avec certification de type « produit » sur le treillis raidisseur. Pour bénéficier de dérogations non spécifiques au treillis raidisseur, la prédalle doit faire l'objet d'une certification de type « produit » ;
- Les planchers à prédalles en béton précontraint sont du ressort des Avis Techniques du Groupe Spécialisé n° 3.1, avec certification de type « produit ».

Le présent titre ne vise que les éléments structuraux confectionnés à partir de bétons de granulats courants. L'utilisation de bétons de granulats légers peut être envisagée dans les Avis Techniques.

Le présent document a pour objet également de :

- fixer les critères généraux de choix des matériaux utilisés pour l'exécution des ouvrages de bâtiment et de génie civil, tels que définis ci-après ; donner les clauses administratives spéciales aux marchés de travaux de planchers à prédalles industrialisées en béton, tels que définis ci-après ;
- définir les règles de calcul des planchers à prédalles industrialisées en béton armé ou béton précontraint pour des ouvrages de bâtiment et de génie civil, tels que définis ci-après.

Le présent document précise l'application de certaines annexes informatives de la norme NF EN 13747 et apporte des compléments pour leur application. Ces annexes deviennent, à ce titre, normatives pour tout ou partie.

À défaut de calcul plus précis, les annexes du présent document fournissent des méthodes de calcul simplifiées pour le dimensionnement des planchers à prédalles.

Ces annexes fournissent également des prescriptions complémentaires :

- pour les planchers à prédalles épaisses, en Annexe E ;
- pour les planchers à prédalles suspendues, en Annexe F ;
- pour les planchers à prédalles de coffrage, en Annexe G.

1.4 Domaine d'application

Le présent document est applicable aux planchers à prédalles industrialisées mis en œuvre dans toutes les zones climatiques ou naturelles françaises.

Note 1 : Le domaine d'application couvre ainsi les départements d'Outre-mer et le département de la Guyane.

Note 2 : Les prédalles industrialisées sont des prédalles préfabriquées en usine fixe de manière industrielle. Elles sont appelées « prédalles » dans la suite du document.

Les prescriptions du présent document permettent de traiter le cas des ouvrages courants, tels que ceux destinés aux logements, bâtiments scolaires et hospitaliers, immeubles de bureaux, bâtiments industriels, commerces et parkings, pour des conditions normales d'utilisation.

Note 3 : Ces prescriptions sont fondées sur l'application de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Note 4 : Les prédalles peuvent également être utilisées dans certains ouvrages de génie civil comme, par exemple, les couvertures de stations d'épuration et les couvertures de bassin de rétention.

Les planchers peuvent :

- reposer sur 2, 3 ou 4 bords, voire un bord dans le cas de porte-à-faux ;
- reposer sur appuis ponctuels (planchers-dalles avec ou sans chapiteau(x)) ;
- être suspendus, à l'exception des ouvrages ou parties d'ouvrages pour lesquels l'article 3 de l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » s'applique.

Le présent document ne vise pas les planchers constitués de prédalles comportant des alvéoles.

1.5 Données et éléments d'information à fournir pour la conception

Les éléments d'information suivants doivent être fournis au bureau d'études chargé du dimensionnement du plancher à prédalles :

- les moyens de levage (capacité, inserts de manutention le cas échéant, ...) ;
- les plans d'implantation et la nature des dispositifs à intégrer dans les prédalles ;
- les charges de chantier et les sujétions d'étalement ;
- les charges en phases d'exécution (réaction d'étais des étages supérieurs, circulation d'engins de chantier, stockage provisoire, ...) ;
- les plans de coffrage détaillés nécessaires à l'établissement du plan de préconisation de pose des prédalles, mentionnant notamment les zones d'appuis particulières (plancher suspendu, rupteur thermique, goujon, ...) ;
- les plans de ferrailage des éléments susceptibles d'interférer sur la conception (armatures dépassantes des supports, ...) ;
- la pente éventuelle du plancher ;
- la classe du (ou des) ciment(s) utilisé(s) dans le béton coulé en place ;

Note 1 : En l'absence d'information, le type de ciment N au sens de l'article 3.1.2 (6) de la NF EN 1992-1-1 est retenu par défaut.

- les informations sur les granulats du béton coulé en place permettant le calcul du module d'Young et les vérifications relatives à la résistance au feu ;

Note 2 : En l'absence d'information :

le module d'Young du Tableau 3.1 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) est retenu par défaut ;

pour le dimensionnement au feu, on retient l'hypothèse la plus défavorable.

- la classe de résistance du (ou des) béton(s) de chantier ;
- la nature, la classe et les caractéristiques des aciers ;
- les charges permanentes et d'exploitation en phase définitive (nature, intensité, position, calendrier de mise en charge, ...) ;

Note 3 Conformément à l'article 6.3.1.2 (8) de la norme NF EN 1991-1-1 et son Annexe nationale, les charges linéaires jusqu'à 3 kN/ml peuvent être assimilées à des charges réparties. Les charges linéaires d'intensité supérieure doivent être repérées sur les plans.

- les coefficients de combinaison Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 dans le cas où ils ne sont pas prévus par la norme NF EN 1990 et son Annexe nationale française (NF P 06-100-1/NA) ;
- les cas éventuels d'interdépendance de charges ;
- la nature, la position et les dimensions des réservations et des biais, les porte-à-faux à équilibrer ;
- la nature, la position des inserts (pots électriques,...) ;
- si prévu dans les DPM (Document Particulier du Marché), la majoration éventuelle des ferrailages pour les percements a posteriori ;

- les prescriptions particulières qui peuvent éventuellement s'imposer compte tenu du type de construction, des conditions d'exploitation ou d'agressivité du milieu ambiant (classe d'exposition, conditions particulières de calcul, enrobages accrus, revêtement protecteur, ...) ;
- les états limites de déformation et/ou de fissuration à respecter.

Note 4 Les vérifications de déformation nécessitent la distinction entre éléments supportés fragiles et non fragiles et la connaissance des dates de mise en œuvre de ces éléments.

Il y a lieu de préciser éventuellement :

- les charges dynamiques et la valeur du coefficient de majoration dynamique correspondant ;
- les efforts dus à la poussée des terres et à la pression hydrostatique pour les différentes phases d'exécution ;
- le gradient thermique à prendre en compte ;
- les dispositions de ferrailage particulières liées, par exemple, à des distances importantes entre joints de dilatation, ...

Dans le cas où le bureau d'études n'est pas chargé de l'étude complète du bâtiment, il doit lui être communiqué, en complément des éléments ci-dessus :

- les sollicitations dues au contreventement du bâtiment ;
- les sollicitations dues aux actions accidentelles éventuelles (séisme, feu, ...) ;
- les éventuelles exigences thermiques et acoustiques.

Généralement, les dispositifs de sécurité sont conçus et dimensionnés par l'entreprise. Elle communiquera tous les éléments nécessaires à la mise en œuvre dans les prédalles. Dans le cas particulier où les dispositifs de sécurité sont conçus par le fournisseur des prédalles, l'entreprise communiquera les efforts à prendre en compte.

1.6 Éléments à fournir pour l'approvisionnement

Les éléments d'information suivants doivent être fournis par l'entreprise au fournisseur de prédalles :

- le planning de livraison ;
- le mode de chargement compatible avec la cinématique de pose, le cas échéant ;
- les conditions d'accessibilité au chantier ;
- les possibilités de stockage sur chantier.

1.7 Plans et documents de mise en œuvre des prédalles

La mise en œuvre des prédalles fait l'objet de plans et de documents suffisants pour définir les dispositions constructives à réaliser.

Ces plans et documents, qui constituent le plan de préconisation de pose, doivent préciser :

- les hypothèses prises en compte dans les calculs ;
- les conditions à respecter pour les appuis, ancrages, liaisons et continuités, notamment en ce qui concerne les armatures, qu'elles sortent en attente des prédalles ou qu'elles soient à placer en œuvre ;
- la pente éventuelle du plancher ;
- la définition des prédalles, leur poids théorique avec leur repérage et leur implantation ;

- les conditions de stockage ;
- les conditions de manutention, de levage et de pose des prédalles ;
- les conditions d'étalement.

Ils indiquent également les zones non traitées en intégralité et pour lesquelles il est nécessaire de se référer à d'autres documents d'exécution (par exemple, balcons, chevêtres).

1.8 Coordination avec les autres entreprises et intervenants

Les éventuelles lacunes seront comblées par recours aux dispositions des normes NF P03-001 et NF P03-002.

Les plans d'exécution des ouvrages sont réalisés sous la responsabilité de l'entreprise à partir des plans de préconisation de pose du (ou des) fournisseur(s) des prédalles et des modes opératoires retenus (type d'étalement, ...).

Le plan de préconisation de pose doit être validé par l'entreprise et éventuellement complété par le bureau d'études chargé de l'étude générale d'exécution du bâtiment. Dans le cas où le plan de pose est établi par le fabricant, il doit être complété par le bureau d'études chargé de l'étude d'exécution du bâtiment en ce qui concerne les poutres, les chaînages, les trémies et les chevêtres et, plus généralement, les autres parties en béton armé coulé en œuvre.

SECTION A

Conception et calcul des planchers à prédalles

1. Actions et sollicitations

1.1 Actions

La nature et l'intensité des actions à introduire dans les calculs sont fixées par les Documents Particuliers du Marché (DPM), par référence à la norme NF EN 1991-1, parties 1 à 6 avec ses Annexes nationales.

Les combinaisons d'actions sont définies dans la norme NF EN 1990 avec son Annexe nationale (NF EN 1990/NA).

1.1.1 Actions dues à la précontrainte

Les pertes de précontraintes finales sont déterminées conformément au paragraphe 4.2.3.2.6 de la norme NF EN 13747.

Pour les vérifications en phases provisoires, mise en précontrainte et manutention, la perte de précontrainte est prise égale à 8 %.

Il est possible d'appliquer le paragraphe 5.10.6 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) en considérant les différentes phases de la construction.

1.1.2 Actions en phases provisoires

Concernant les actions en phases provisoires s'exerçant sur la prédalle seule, il convient de considérer :

a) les actions lors du stockage, constituées du seul poids propre de la prédalle ;

b) les actions lors de la manutention et du transport, constituées du poids propre de la prédalle majoré des effets dynamiques ou de ventouse au démoulage, ou encore du vent. Le poids de la prédalle est majoré de :

- 20 % au minimum pour tenir compte des effets mentionnés ci-dessus,
- 10 % pour tenir compte de l'incertitude sur la répartition des efforts entre les points de levage ;

c) les actions à la mise en œuvre. Les prédalles du plancher en cours de coulage assurent alors à elles-seules la résistance sous les charges considérées.

Les actions à la mise en œuvre comprennent :

- systématiquement le poids mort des éléments destinés à constituer le plancher terminé, à savoir le poids des prédalles et du béton coulé en œuvre sur les prédalles ;
- les charges dites « de chantier » définies sur la Figure 1 et tel qu'indiquées dans la norme NF EN 1991-1-6 et son Annexe nationale (NF EN 1991-1-6/NA) ;

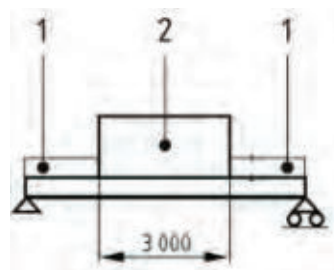


Figure 1 — Principe de chargement à considérer en phase provisoire de chantier (illustration dans le cas d'une pose sans étai).

La zone 1 correspond à une charge uniformément répartie Q_{s2} égale à 50 daN/m² à l'extérieur de l'aire de travail et constitue l'action variable d'accompagnement, affectée du coefficient de combinaison ψ_0 égal à 0,6.

La zone 2 correspond à une charge uniformément répartie Q_{s1} égale à 150 daN/m² appliquée sur une aire de travail de dimensions en plan 3 m x 3 m et constitue l'action variable dominante.

- une surcharge de béton supplémentaire : lors de la mise en œuvre du plancher à prédalles, le béton coulé en place provoque une déformation des prédalles qui engendre une surcharge correspondant à un volume de béton supplémentaire (« effet de mare »). Les vérifications menées en phase de construction prendront en compte cette surcharge de béton (paragraphe 4 de la présente section).

Les combinaisons de charge à prendre en compte sont explicitées aux paragraphes 4.2, 4.3 et 4.4 de la présente section.

Les repos sur appuis des planchers en phases provisoires doivent être déterminés conformément à l'Annexe A de la présente section.

1.1.3 Principe de dégression

Les charges d'exploitation correspondant à une catégorie d'usage unique peuvent être réduites en appliquant un coefficient de réduction α_A pour grandes surfaces, conformément au paragraphe 6.3.1.2 de la norme NF EN 1991-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1991-1-1/NA) :

$$\alpha_A = 0,77 + (A_0 / A) \leq 1 \quad \text{avec} \quad A_0 = 3,5 \, \text{m}^2$$

et A l'aire chargée

On considère $A = 2,5 L_{\text{eff}}^2$ où L_{eff} est la portée utile des prédalles.

Si $A < 15 \, \text{m}^2$, alors $\alpha_A = 1,0$.

Si $A > 200 \, \text{m}^2$, alors $\alpha_A = 0,77$.

Ce coefficient de dégression est applicable uniquement pour les bâtiments de catégories A, B, C3, D1 et F, telles que définies dans la norme NF EN 1991-1-1 avec son Annexe nationale pour une aire chargée A .

1.2 Sollicitations

1.2.1 Hypothèses

Le calcul des sollicitations est réalisé avec les hypothèses simplificatrices suivantes :

- suivant la capacité du joint à transmettre des moments transversaux, le comportement structural des planchers à prédalles épaisses (voir Annexe E de la présente section) se situe entre celui d'une dalle monolithe (transmission complète des moments transversaux et de l'effort tranchant) et celui des dalles articulées le long des joints (transmission uniquement de l'effort tranchant au droit du joint) ;
- les sollicitations du second ordre peuvent être négligées, sauf pour les vérifications d'État-Limite Ultime de stabilité de forme ;
- dans le cas du calcul en section non fissurée avec des prédalles précontraintes, la détermination des contraintes peut être conduite à partir des caractéristiques des sections (sans déduction de la section des armatures), sans homogénéisation des bétons.

1.2.2 Calcul des sollicitations

1.2.2.1 Principe

La prise en compte de continuité entre travées voisines est le mode normal de dimensionnement.

Par simplification, les vérifications de résistance du plancher en exploitation sont faites à l'État-Limite Ultime de résistance (ELU) sans tenir compte des phases successives d'exécution.

De plus, il y a lieu de tenir compte des phases de mise en œuvre dans le cas de la pose sans étai pour les vérifications aux États-Limites de Service des planchers à prédalles en béton armé munies ou non de treillis raidisseurs. Le calcul des contraintes et des déformations doit tenir compte des valeurs successives du bras de levier en fonction des hauteurs utiles de la section, relatives à chacune des phases de construction.

On vérifie les contraintes dans les armatures suivant le paragraphe 3.3 et conformément à la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Les exigences relatives aux espacements des armatures sont définies au paragraphe 4.2.4 de la norme NF EN 13747.

Le calcul des sollicitations est réalisé suivant les prescriptions de l'Annexe B de la présente section.

Les dispositions d'armatures de répartition doivent être conformes aux prescriptions du paragraphe 1.2.3.

Note : Parfois, il peut être nécessaire, pour d'autres raisons, de renforcer les armatures de répartition, par exemple pour se prémunir contre les effets de la dilatation différentielle, dans les angles des planchers-terrasses. Dans ces cas, les prescriptions correspondantes seront communiquées par le bureau d'études structures.

Une méthode simple de calcul des planchers comportant des trémies est présentée en Annexe J de la présente section.

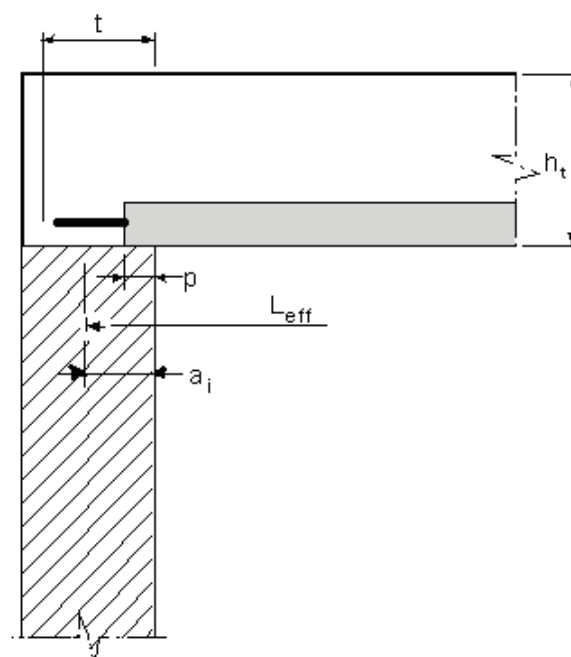
1.2.2.2 Détermination de la portée utile de calcul

Dans la suite du document, la portée utile de calcul est appelée « portée utile ».

La portée utile est déterminée conformément au paragraphe 5.3.2.2 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Dans le cas d'éléments pour lesquels l'ancrage est assuré par des armatures dépassantes, la portée utile, L_{eff} , est déterminée :

- pour les appuis de rive, comme indiqué dans la Figure 2 ;
- pour les appuis intermédiaires, selon la Figure 5.4 b) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.



Légende :

L_{eff} : portée utile

avec $a_i = \max [(p + 100) / 2 ; \min (h_t / 2 ; t / 2)]$

a_i , p , h_t et t en mm

Figure 2 — Détermination de la portée utile dans le cas d'armatures dépassantes

Note : La distance t intègre l'enrobage de l'armature dépassante. Cet enrobage peut être pris égal à 30 mm.

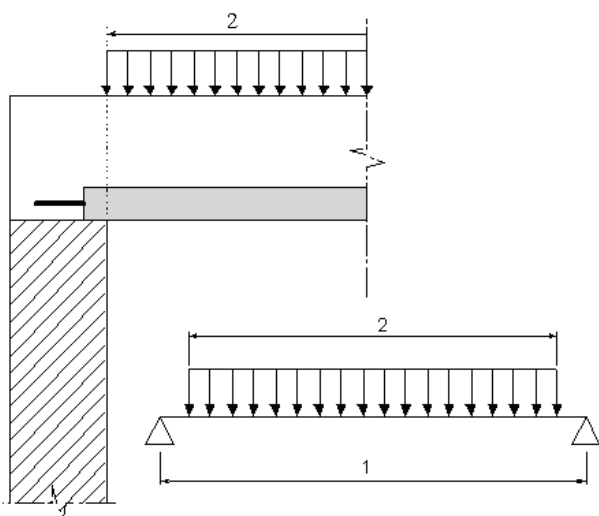
Lorsque la charge globale (hors poids propre du plancher) appliquée sur le plancher est inférieure à 10 kN/m², la portée utile est donnée dans le Tableau 1 suivant en fonction du type d'appui.

Tableau 1 — Portées utiles pour différentes conditions d'appui (Annexe F de la norme NF EN 13747)

Type d'appuis	Appuis de rive et intermédiaire sans continuité	Appuis intermédiaires avec continuité
Poutres en béton Poteaux Murs en béton	Espacement entre les faces des appuis	
Poutrelles mécaniques	Distance entre les bords des ailes (côté travée)	Entraxe des appuis
Maçonnerie de petits éléments	Espacement entre les faces des appuis + 5 cm	
Appareils d'appui	Entraxe des appuis	
Poutres noyées	Entraxe des poutres	

Pour le calcul de la stabilité d'ensemble, la portée utile est prise égale à l'entraxe des appuis.

Les charges sont prises en compte à partir du nu de l'appui pour la détermination des sollicitations.



Légende :

1. L_{eff} portée utile
2. Zone chargée

Figure 3 — Modèle de calcul des sollicitations

1.2.2.3 Continuité

Vis-à-vis de l'utilisation des continuités, il y a lieu de distinguer les planchers à prédalles en béton armé des planchers à prédalles précontraintes pour lesquels les moments sur appui doivent être estimés en tenant compte de l'effet différé de la précontrainte.

La méthode de calcul est présentée en Annexe I de la présente section.

Les dispositions d'armatures sont les suivantes :

- les armatures longitudinales (armatures inférieures et supérieures) doivent être disposées de manière à équilibrer, en toute section, les moments fléchissants résultant du tracé des courbes enveloppes décalées de la hauteur utile d ;

- des armatures supérieures capables d'équilibrer un moment fléchissant égal à $0,15 M_{Tmax}$ doivent être prévues au droit des appuis simples et de rives, conformément au paragraphe 9.3.1.2 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA), avec M_{Tmax} le moment maximal de la travée considérée ;
- la section des armatures supérieures prévues au droit des appuis de continuité doit être supérieure ou égale à la section minimale définie au paragraphe 9.3.1.1 (1) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

Les armatures transversales aux barres principales supérieures ne sont pas nécessaires, aussi bien au voisinage des appuis qu'en partie courante lorsqu'il n'existe aucun moment fléchissant transversal.

1.2.3 Répartition transversale

1.2.3.1 Généralités

Le moment transversal $M_{Ed,y}$ maximum à l'État-Limite Ultime par unité de largeur (kN.m/ml), tel que défini au paragraphe B.3.1.2 de l'Annexe B de la présente section, est déterminé en tenant compte des conditions d'appui et de chargement du plancher.

Lorsque le plancher est appuyé sur deux lignes d'appui, le moment transversal à l'État-Limite Ultime, noté $M_{Ed,y}$, dû à la charge d'exploitation uniformément répartie Q , peut être fixé forfaitairement à :

$$M_{Ed,y} = 0,02 \times \gamma_Q \times Q \times L_{eff}^2$$

avec :

- γ_Q le coefficient partiel pour les actions variables ;
- Q la charge d'exploitation uniforme (kN/m²) ;
- L_{eff} la portée utile de la travée (m).

Note : Le moment transversal total doit intégrer, le cas échéant, l'influence des charges linéaires.

1.2.3.2 Armatures minimales

Sous réserve des vérifications à la manutention, au transport et à la pose, on dispose un minimum d'armatures de répartition dans les prédalles.

Dans le cas de prédalles bénéficiant d'une certification NF, les armatures de flexion transversale peuvent être calculées comme indiqué ci-après lorsque l'inégalité suivante est vérifiée :

$$M_{Ed,y} \leq f_{ctk,0.05} \times 0.1 \times h_f^2$$

avec :

- $M_{Ed,y}$ le moment transversal maximum à l'État-Limite Ultime par unité de largeur (kN.m/ml) ;
- h_t l'épaisseur totale du plancher (m) ;
- $f_{ctk0,05}$ la résistance caractéristique en traction directe du béton (MPa) ;

Le pourcentage minimal d'armatures est égal au rapport $0,20 / f_{yk}$ dans le cas de treillis soudés ou de barres à haute adhérence.

Ces armatures de répartition doivent être entièrement ancrées à une distance des rives de la prédalle ne dépassant pas la plus faible des deux valeurs suivantes : 500 mm ou le tiers de la largeur de prédalle.

Les armatures de répartition ne doivent être espacées de plus de 330 mm.

Note 1 : Cette limitation est différente de celle prescrite au chapitre 9.3.1.1 (3) de la norme NF EN 1992-1-1 pour les dalles pleines.

Dans le cas d'un treillis soudé, la distance de la première soudure au bord latéral de la prédalle ne doit pas dépasser le demi-espacement des soudures.

Des armatures sur joint sont disposées dans le béton coulé en œuvre afin d'assurer le recouvrement au droit des joints entre prédalles. Ces armatures doivent être capables de transmettre le même effort de traction que les armatures de répartition requises dans les prédalles et ancrées de façon à tenir compte de leur décalage en hauteur avec ces dernières armatures.

On fait intervenir ce décalage en considérant des bielles à 45°.

Note 2 : La mise en œuvre d'armatures de recouvrement n'est pas nécessaire dans le cas de dépassement en attente des armatures de répartition sur les rives latérales des prédalles.

Dans le cas où l'inégalité précédente n'est pas satisfaite en considérant la section au droit du joint, la section d'armature est calculée pour équilibrer le moment transversal.

Dans les mêmes conditions, aucune armature de répartition n'est exigible au voisinage de la fibre supérieure du béton coulé en place.

Dans le cas des planchers ne vérifiant pas les conditions ci-dessus, les armatures de flexion transversale sont calculées comme indiqué paragraphe 1.2.3.3.

1.2.3.3 Armatures de flexion transversale

Les armatures nécessaires pour assurer la résistance de la dalle à ces flexions transversales doivent être déterminées comme indiqué au paragraphe 1.2.3.1, dans les cas suivants :

- zones de planchers proches des rives latérales supportées, même lorsque les charges peuvent être assimilées à des charges uniformément réparties ;
- dans le cas de charges autres que celles définies dans la norme NF EN 1991-1-1 et son Annexe nationale (NF EN 1991-1-1/NA), il y a lieu d'envisager la situation défavorable d'un chargement localisé conduisant à un moment transversal $M_{Ed,y}$ déterminé comme indiqué au paragraphe 1.2.3.1 ;
- planchers supportant des charges importantes, soit linéaires de plus de 5 kN/m, soit ponctuelles (impacts de roues de camions ou engins de manutention).

Elles doivent, en outre, satisfaire aux prescriptions des paragraphes ci-après relatives aux dispositions d'armatures inférieures et supérieures.

L'espacement des armatures ne doit pas dépasser 330 mm.

1.2.3.3.1 Armatures inférieures

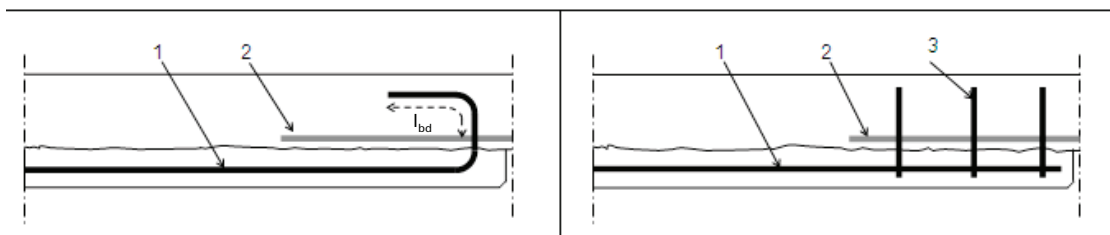
a) Moment transversal équilibré par les armatures de répartition disposées dans les prédalles

La section de ces armatures doit satisfaire aux conditions suivantes :

- assurer la résistance du plancher à la flexion transversale sous sollicitations de calcul ;
- équilibrer un moment sollicitant ultime égal à $f_{ctm} \cdot b \cdot h_t^2 / 6$ (avec h_t la hauteur totale et f_{ctm} la valeur moyenne de la résistance en traction directe relative au béton de la prédalle).

Au droit des joints entre prédalles, des armatures venant en recouvrement des armatures de ces dernières doivent être disposées dans le béton coulé en œuvre. Leur section est déterminée comme ci-dessus par la plus défavorable des conditions de résistance et de non-fragilité, en tenant compte de la hauteur utile réduite de la section à l'aplomb des joints et en considérant la valeur moyenne de la résistance en traction du béton coulé en place.

Des armatures transversales doivent dans tous les cas être prévues de part et d'autre des joints entre prédalles pour assurer la continuité des armatures de répartition. Ces armatures, qui sont disposées sur chacune des longueurs de recouvrement des armatures de répartition de la prédalle et du béton coulé en œuvre, doivent présenter une section au moins égale à la plus faible des sections de ces deux systèmes d'armatures.



Légende :

1. Armature de la prédalle de section A_p
 2. Armature transversale en recouvrement de section A_j
 3. Grecques de couture de section totale $A_c = \min (A_j ; A_p)$
- l_{bd} : longueur assurant le scellement de l'armature de la prédalle

Figure 4 — Exemple de dispositions d'armatures au niveau d'un joint entre prédalles

Pour les planchers présentant des rives latérales supportées, il y a lieu :

- soit d'assurer l'appui effectif de la prédalle de rive sur l'élément porteur ;
- soit, dans le cas contraire, de disposer dans le béton coulé en œuvre une armature venant à recouvrement de celle de la prédalle, cette dernière étant en outre munie d'armatures transversales déterminées comme indiqué à l'alinéa précédent.

Dans les deux cas, l'armature de répartition doit être capable d'assurer, notamment du point de vue de son ancrage, l'équilibre de la bielle d'effort tranchant sur cet appui latéral.

b) Moment transversal équilibré par des armatures de répartition disposées sur les prédalles

Des armatures de répartition sont disposées au-dessus des prédalles, dans le béton coulé en œuvre, et règnent dans toute la zone affectée par les flexions transversales.

La section de ces armatures doit satisfaire à la double condition suivante :

- assurer la résistance à la flexion transversale du plancher fini sous sollicitations de calcul, dans les sections situées au droit des joints ;
- équilibrer un moment sollicitant ultime égal à $f_{ctm} \cdot b \cdot (h_t - h_p)^2 / 6$ avec h_t la hauteur totale, h_p la hauteur de la prédalle et en considérant une valeur moyenne de résistance en traction directe du béton f_{ctm} égale à 2,6 MPa.

Des armatures de répartition complémentaires doivent être disposées dans les prédalles, afin de satisfaire à la double condition suivante :

- vérification de la résistance à la flexion transversale du plancher fini, en tenant compte, d'une part, des sollicitations maximales (S) sur l'étendue de la prédalle et, d'autre part, des deux systèmes d'armatures (A1) et (A2), avec leurs positions et compte tenu de leur ancrage respectif ;

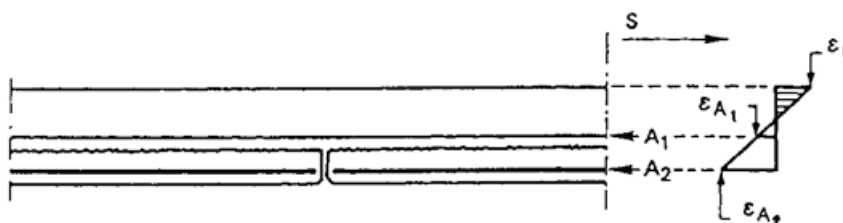
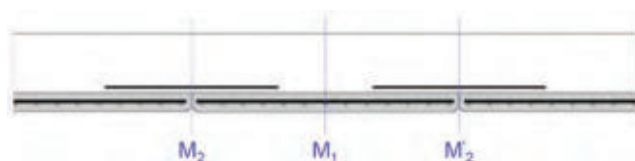


Figure 5 — Positionnement des systèmes d'armatures et diagramme des déformations

Note : Lorsque les moments de flexion transversaux ne restent pas constants sur la largeur de la prédalle, il y a lieu de s'assurer que les armatures de cette dernière, compte tenu de leurs conditions de scellement, conduisent bien à une enveloppe des moments résistants recouvrant l'enveloppe des moments sollicitants décalée de d .

- condition de non-fragilité, appliquée comme indiqué au paragraphe précédent a) sur le cas des armatures de répartition disposées dans les prédalles, et en tenant compte des armatures disposées au-dessus des prédalles, en suivant le même principe que pour les vérifications à l'État-Limite Ultime de l'alinéa précédent.

Aucune armature transversale supplémentaire (grecques, étriers, suspentes, etc.) n'est à prévoir, lorsque la répartition des flexions transversales est telle que le moment maximal sur l'étendue d'une prédalle est au plus égal à 1,20 fois le moment le plus faible affectant les sections de joints qui la bordent.



Légende :

M_1 , M_2 et M_2' : moments transversaux avec $M_1 \leq 1,20 \min (M_2 ; M_2')$

Figure 6 – Dispositions sans armature transversale

Dans le cas contraire, des armatures transversales doivent être disposées en bordure de la prédalle comme indiqué au paragraphe précédent « a) Moment transversal équilibré par les armatures de répartition disposées dans les prédalles », leur section étant alors égale à celle des armatures de répartition de la prédalle.

1.2.3.3.2 Armatures supérieures

En ce qui concerne les flexions transversales susceptibles de mettre en traction les fibres supérieures des planchers, il y a lieu, pour tenir compte des conséquences d'une fissuration éventuelle quant à la stabilité de la construction, de différencier les zones situées au voisinage des rives des dalles (cas n° 1) des zones centrales des dalles (cas n° 2).

La section des armatures de répartition à disposer en partie haute du béton coulé en œuvre doit satisfaire à la double condition suivante :

- vérifier la résistance à la flexion transversale du plancher fini sous sollicitations de calcul à l'État-Limite Ultime ;
- la section des armatures supérieures doit être au moins égale à la section minimale définie au paragraphe 9.3.1.1 (1) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

c) Cas n° 1 : zones situées au voisinage des rives des dalles

Ces prescriptions sont applicables aux zones voisines des rives non supportées. Elles le sont également dans le cas des rives supportées lorsqu'il y a continuité du plancher sur ces appuis latéraux et que cette continuité est prise en compte pour assurer la résistance de la dalle (c'est, par exemple, le cas d'une dalle rectangulaire considérée comme encastrée partiellement ou totalement sur 3 ou 4 appuis).

Note 1 : La prescription relative aux sections minimales n'est pas imposée lorsque les armatures supérieures dimensionnées forfaitairement ($0,15 M_{Tmax}$) n'interviennent pas dans les calculs de résistance.

d) Cas n° 2 : zones centrales des dalles

Aucune armature n'est nécessaire lorsqu'à l'État-Limite Ultime, le moment fléchissant $M_{Ed,y}$ vérifie l'inégalité suivante :

$$M_{Ed,y} \leq \frac{1}{6} \times f_{ctd} \times h_t^2$$

avec :

f_{ctd} la résistance de calcul en traction du béton définie de la manière suivante :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct,pl} \times \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

avec :

$\alpha_{ct,pl}$ le coefficient pris égal à 0,8 ;

$f_{ctk,0,05}$ la résistance caractéristique en traction directe du béton ;

γ_c le coefficient partiel de sécurité sur le matériau béton.

Note 2 : Il y a lieu de tenir compte de la réduction de la hauteur de la section résistante au droit des joints entre prédalles.

1.2.3.4 Cas particuliers

1.2.3.4.1 Cas des prédalles étroites (largeur inférieure ou égale à 1 m) soumises à des flexions transversales faibles

Dans de telles prédalles, les armatures de répartition minimales décrites au paragraphe 1.2.3.2 peuvent, en dérogation à ce paragraphe, être partiellement ancrées sur le tiers de la largeur de la prédalle, dans les conditions suivantes :

- pour les 2/3 de leur ancrage total, pour les prédalles de largeur comprise entre 0,5 et 1 m ;
- pour le 1/3 de leur ancrage total, pour les prédalles de largeur inférieure à 0,5 m.

Dans ce cas, les armatures sur joint disposées dans le béton coulé en œuvre doivent régner sur toute la largeur des prédalles étroites (pas de recouvrement avec les armatures des prédalles).

1.2.3.4.2 Cas des prédalles de grandes dimensions

On entend par « prédalles de grandes dimensions », les prédalles dont la largeur (direction perpendiculaire à la portée) est supérieure à 3,50 m, ou dont l'aire est supérieure à 25 m².

Note : Ces prédalles sont généralement dimensionnées pour couvrir une cellule. Dans le cas de prédalles en béton armé, munies de treillis raidisseurs, la limite de largeur à 3,50 m s'applique à la dimension perpendiculaire à la direction des treillis raidisseurs.

Les armatures de répartition sont déterminées par le calcul, par la plus sévère des conditions suivantes :

- vérification à la manutention et à la pose (se reporter au paragraphe 4) ;
- vérification de la résistance à la flexion transversale du plancher fini, sous sollicitations de calcul, en particulier lorsque les prédalles portent sur 3 ou 4 appuis (se reporter au paragraphe 1.2.2.1) ;
- la section d'armatures dans la direction transversale est au moins égale au 1/5^e de la section d'armature calculée dans la direction longitudinale.

1.2.3.4.3 Cas des prédalles épaisses

La répartition transversale dans le cas de prédalles épaisses est traitée en *Annexe E* de la présente section.

1.2.3.4.4 Cas des prédalles nervurées

Pour les aspects relatifs à la flexion transversale, on distingue deux typologies de prédalles nervurées :

- les prédalles pour lesquelles la position de la nervure de rive permet de réaliser un recouvrement des efforts avec des armatures de pontage disposées au-dessus de la membrure inférieure (*Figure 7*) ;

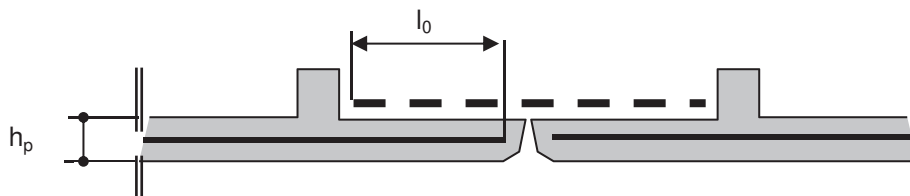


Figure 7 — Prédalles nervurées avec recouvrement sur la membrure inférieure. (l_0 : longueur de recouvrement entre les armatures ; h_p : épaisseur de la prédalle).

La détermination des sollicitations et les dispositions constructives sont réalisées comme pour une prédalle d'épaisseur constante h_p .

- les prédalles avec une nervure en rive n'autorisant pas cette disposition (*Figure 8*).

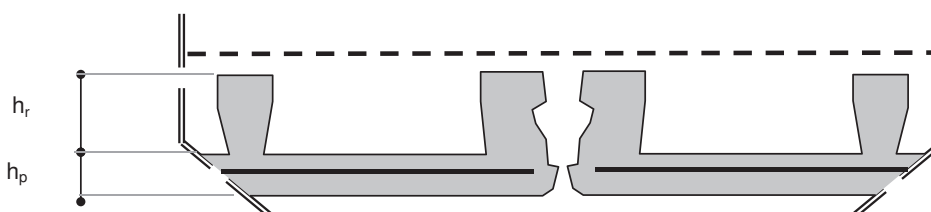


Figure 8 — Prédalles nervurées avec nervures de rive proches du joint

La détermination des sollicitations et les dispositions constructives sont réalisées comme pour une prédalle d'épaisseur constante ($h_p + h_r$).

Note 1 : En l'absence d'information plus précise, on pourra retenir $\varepsilon_{uk} = 0,9 A_{gt}$ où A_{gt} est le pourcentage minimum d'allongement à la force maximale défini dans la norme NF EN 10138-1.

Par ailleurs, la limite d'élasticité conventionnelle pour les armatures de précontrainte est déduite de la résistance en traction en considérant $f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$.

En alternative à l'utilisation des diagrammes contraintes-déformations, définis aux paragraphes 3.2 et 3.3 de la norme NF EN 1992-1-1, lorsqu'il est fait usage pour les armatures de précontrainte des diagrammes contraintes-déformations réels, ces diagrammes doivent être documentés et la procédure correspondante doit être surveillée dans le cadre de la certification NF.

Pour les armatures de béton armé, le rapport f_t / f_y est donné à l'Annexe C de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale, en fonction de la classe de ductilité de l'acier considéré.

La déformation relative initiale des armatures de précontrainte est déterminée en considérant la précontrainte probable : $P_{d,t}(x) = \gamma_p P_{m,t}(x)$, avec γ_p égal à 1,0 comme mentionné aux paragraphes 2.4.2.2 et 5.10.8 (1) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

La valeur de γ_s peut être prise égale à 1,10 pour l'ensemble des armatures dans le cas de prédalles faisant l'objet d'une certification NF.

2. États-Limites Ultimes (ELU)

2.1 Matériaux

2.1.1 Armatures

Conformément aux paragraphes 3.2 et 3.3 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA), il est possible d'adopter pour les armatures soit un diagramme de calcul avec branche horizontale soit un diagramme de calcul avec branche inclinée (repère [B] des diagrammes contraintes-déformations des Figures 9 et 10).

Dans le cas où l'on adopte un diagramme de calcul avec branche horizontale, il n'y a pas de limite de déformation pour l'acier. La courbure d'équilibre sera déterminée par l'atteinte du raccourcissement maximum pour le béton.

Si, à l'inverse, on adopte un diagramme avec branche inclinée, l'allongement limite ε_{ud} est déduit de l'allongement à rupture ε_{uk} par la relation $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$.

Note 2 : La certification NF atteste que les tolérances sur les dimensions transversales vérifient les exigences du Tableau A.1 de l'Annexe A de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

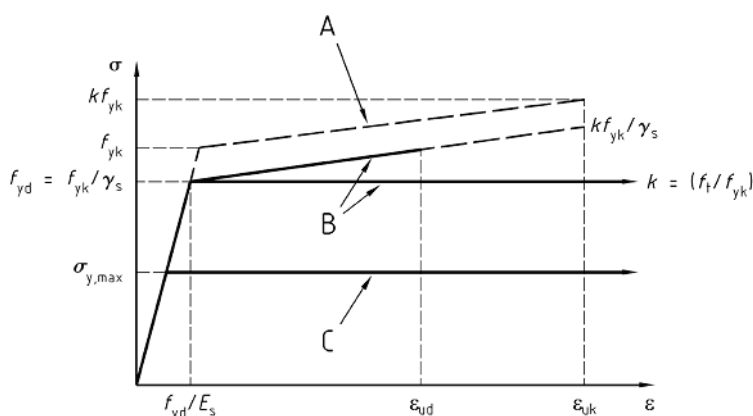
Lorsque l'armature n'est que partiellement ancrée, le diagramme de calcul est modifié pour limiter la contrainte en fonction de la force effectivement disponible dans la section considérée (repère [C] des diagrammes contraintes-déformations des Figures 9 et 10).

Note 3 : Les contraintes admissibles dans les zones d'ancrage des armatures ($\sigma_{y,max}$ pour les armatures de béton armé, $\sigma_{p1,max}$ et $\sigma_{p2,max}$ pour les armatures de précontrainte) sont déterminées à l'abscisse considérée. L'équilibre de la section est ensuite vérifié, comme indiqué au paragraphe 2.2, en retenant, pour un allongement donné, la valeur de contrainte la plus faible entre celle issue de la loi [B] retenue ou de la loi [C].

2.1.1.1 Diagramme de calcul relatif aux armatures de béton armé

La contrainte maximale dans les armatures $\sigma_{y,max}$ correspondant à la force ancrée est égale à la contrainte de calcul σ_{sd} déterminée suivant le paragraphe 8.4 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA), en fonction de la longueur l_{bd} à l'abscisse considérée (Figure 9).

Note : La longueur l_{bd} est déterminée en considérant la contrainte ultime d'adhérence f_{bd} définie au paragraphe 8.4.2 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.



Légende :

- A. Diagramme simplifié
- B. Diagramme de calcul
- C. Diagramme de calcul d'une armature partiellement ancrée

Figure 9 — Diagramme de calcul des armatures passives

2.1.1.2 Diagramme de calcul relatif aux armatures de précontrainte

La contrainte maximale est déterminée, pour chaque armature, en fonction de la distance de l'abscisse considérée à l'about de l'élément, en tenant compte de l'ancrage complémentaire éventuel dans la partie en dépassement (Figure 10).

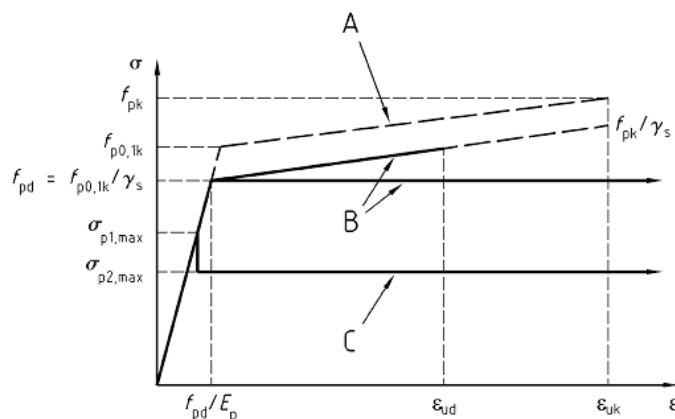
La valeur $\sigma_{p1,max}$ est déterminée en tenant compte :

- d'une contrainte d'adhérence f_{bpt} constante (paragraphe 8.10.2.2 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA)) sur la longueur de transmission l_{pt2} (fonctionnement en ancrage actif) ;

- d'une contrainte d'adhérence f_{bpd} (paragraphe 8.10.2.3 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale) au-delà de l_{pl2} (fonctionnement en ancrage passif).

La valeur $\sigma_{p2,max}$ est déterminée avec une contrainte d'adhérence égale à f_{bpd} sur toute la longueur d'ancrage.

Note 1 : Les variables utilisées ont les définitions données au paragraphe 8.10.2.3 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

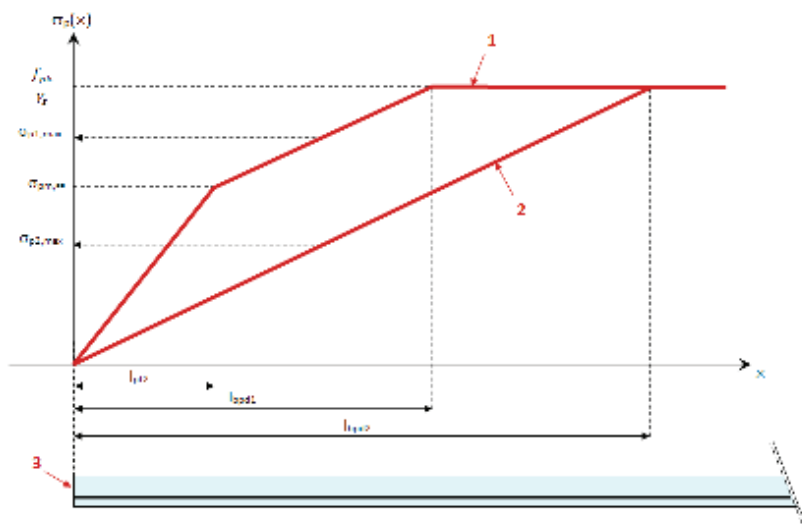


Légende

- A. Diagramme simplifié
- B. Diagramme de calcul
- C. Diagramme de calcul d'une armature partiellement ancrée

Figure 10 — Diagramme de calcul des armatures de précontrainte

Il convient de tenir compte de l'évolution des contraintes mobilisables dans une armature de précontrainte sans dépassement à l'about en fonction de la distance à l'about de l'élément considéré, comme indiquée sur la Figure 11.



Légende :

- 1. Courbe n° 1 (ancrage actif)
- 2. Courbe n° 2 (ancrage passif)
- 3. About de prédalle

Figure 11 — Contrainte de calcul dans une armature de précontrainte sans dépassement à l'about

La longueur d'ancrage notée $l_{bpd,1}$ nécessaire pour ancrer une armature de précontrainte sans dépassement à l'about avec une contrainte égale à f_{pk}/γ_s est définie comme la somme d'une longueur d'ancrage actif et d'une longueur d'ancrage passif selon l'expression ci-après :

$$l_{bpd,1} = l_{act} + \frac{\alpha_2 \Phi}{f_{bpd}} \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - \sigma_{pmx} \right)$$

La longueur d'ancrage passif notée $l_{bpd,2}$ nécessaire pour ancrer une armature de précontrainte sans dépassement à l'about avec une contrainte égale à f_{pk}/γ_s est calculée au moyen de l'expression ci-après :

$$l_{bpd,2} = \frac{\alpha_2 \Phi}{f_{bpd}} \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} \right)$$

Note 2 : Le coefficient α_2 est égal à 0,19 pour les torons et à 0,25 pour toutes les autres armatures de section circulaire.

L'effort supplémentaire équilibré sur la partie dépassante est évalué conformément au paragraphe 2.5.1.

Il convient de tenir compte de l'évolution des contraintes mobilisables dans une armature de précontrainte avec dépassement à l'about en fonction de la distance à l'about de l'élément considéré, comme indiqué sur la Figure 12.

La longueur d'ancrage passif $l_{bpd,2}$ nécessaire pour ancrer une armature de précontrainte, avec un dépassement à l'about égal à l_b/α , avec une contrainte égale à f_{pk}/γ_s , est définie selon l'expression ci-après :

$$l_{bpd,2} = \frac{\alpha_2 \Phi}{f_{bpd}} \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - \sigma_p \right) \quad \text{avec} \quad \sigma_p = \frac{l_b}{\alpha \alpha_2 \Phi} f_{bpd}^*$$

où :

- σ_p est la contrainte de calcul dans les armatures de précontrainte calculée au droit de la section d'about de la poutre et limitée à $300 \eta_{p2}$ dans le cas d'armatures droites avec $\eta_{p2} = 1,2$ pour les torons et 1,4 pour les fils à empreintes ;
- f_{bpd}^* est la contrainte d'adhérence dans le béton de chantier sur la partie dépassante de l'armature de précontrainte.

Note 3 : Le coefficient α_2 est égal à 0,19 pour les torons et à 0,25 pour toutes les autres armatures de section circulaire.

2.1.2 Béton

La vérification peut être réalisée en considérant le diagramme parabole-rectangle, le diagramme bilinéaire ou le diagramme rectangulaire, tels que définis au paragraphe 3.1.7 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

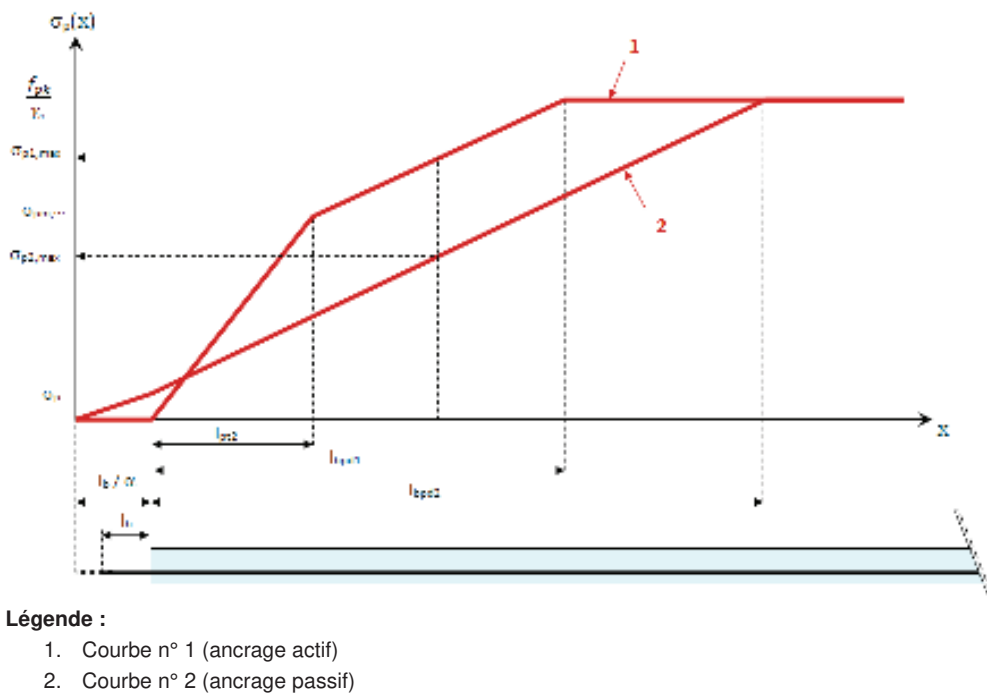


Figure 12 — Contrainte de calcul dans une armature de précontrainte avec dépassement à l'about

Pour le béton des prédalles, la valeur du coefficient partiel de sécurité γ_c est pris égale à 1,50. Si les prédalles bénéficient d'une certification NF, le coefficient partiel de sécurité sur le béton γ_c est pris égal à 1,35.

Pour le béton de chantier, la valeur du coefficient partiel de sécurité γ_c est déterminée suivant l'Annexe A de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

Le poids propre des planchers est calculé en prenant :

- pour poids volumique de la prédalle en béton armé munie de treillis raidisseurs la valeur de 25 kN/m³ ;
- pour poids volumique du béton de la prédalle en béton précontraint la valeur de 24 kN/m³ ;
- pour poids volumique du béton coulé en place la valeur de 24 kN/m³.

2.2 Vérification à la flexion

Dans toute section Σ d'abscisse x , la valeur du moment résistant est déterminée conformément au paragraphe 6.1 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA). Les contraintes dans les armatures sont limitées en fonction de l'ancrage de ces dernières.

Dans le cas des prédalles en béton armé, il convient de se référer au paragraphe 6.1 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

Dans le cas des prédalles précontraintes, la force maximale pour chaque armature est celle ancrée à l'abscisse x , lorsque la contrainte maximale de traction du béton est inférieure ou égale à $f_{ctk0,05}$. La vérification est réalisée sous la combinaison d'action considérée à l'État-Limite Ultime, en section homogène non fissurée, en tenant compte du phasage.

Si la contrainte maximale de traction du béton excède $f_{ctk0,05}$, la force maximale est déterminée à une abscisse décalée de δ_i avec $\delta_i = z + (d - d_i)$, comme montré sur la Figure 13.

Dans ces expressions :

- d_i est la distance de l'axe de l'armature considérée à la fibre comprimée de la section ;
- d est la distance de la résultante des forces de traction dans les armatures à la fibre comprimée de la section.

Vis-à-vis des vérifications sous moments positifs, la valeur du décalage δ_i ne peut excéder $(x - a_i)$, a_i ayant la définition donnée au paragraphe 1.2.2.2.

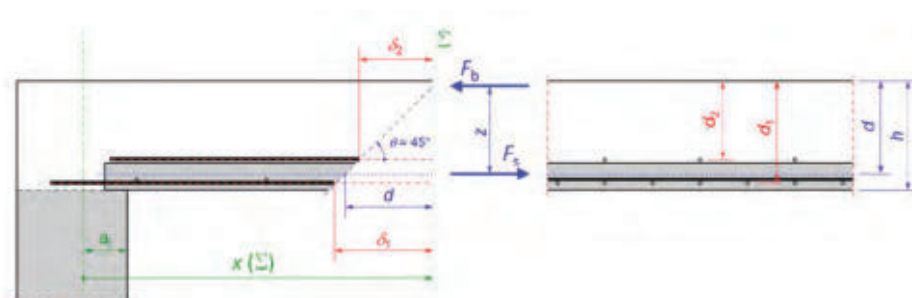


Figure 13 — Règle du décalage sous moment positif

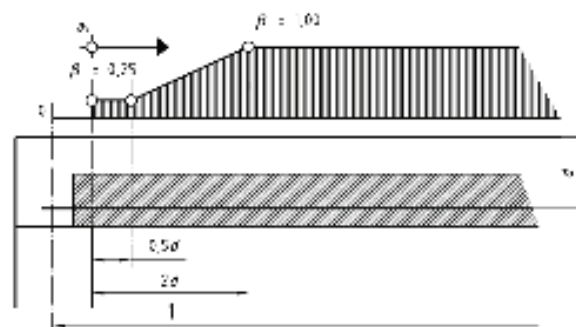
2.3 Vérification à l'effort tranchant

2.3.1 Généralités

L'effort tranchant sollicitant au voisinage de l'appui est déterminé en tenant compte du report direct des charges comme indiqué au paragraphe 6.2.1 (8) dans le cas des charges uniformément réparties, et aux paragraphes 6.2.2 (6) et 6.2.3 (8) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) dans le cas des charges ponctuelles.

Note 1 : Ces prescriptions conduisent à ne considérer, dans le calcul de l'effort tranchant, que les charges uniformément réparties situées à une distance du nu d'appui supérieure à d et à affecter les charges ponctuelles appliquées sur la face supérieure de l'élément du coefficient β représenté dans la Figure 14 ci-dessous. Le coefficient β est donné en fonction de la distance a_v au nu de l'appui.

- Dans le cas où les charges concentrées sont appliquées en face supérieure de l'élément à une distance a_v du nu de l'appui, tel que $0,5 d \leq a_v \leq 2 d$ (d la hauteur utile de la section), la contribution de ces charges à l'effort tranchant agissant peut être multipliée par $\beta = a_v / (2d)$.
- Dans le cas où $a_v \leq 0,5 d$, il convient de prendre pour a_v la valeur de $0,5 d$. Ceci n'est valable que si les armatures longitudinales sont totalement ancrées au droit de l'appui.



Légende :

1. Portée

Figure 14 — Principe de réduction de l'effort tranchant agissant

Les enveloppes d'efforts tranchants doivent être déterminées, sur toute l'étendue de l'élément de dalle considérée, en tenant compte des effets dus à la solidarisation transversale. Dans le cas de charges ponctuelles, à défaut d'une étude plus rigoureuse, il est possible de recourir aux indications de l'Annexe D de la présente section (paragraphe D.5).

Note 2 : Ce sont ces enveloppes qui sont à considérer pour les vérifications relatives à la condition d'entraînement des armatures.

Dans le cas particulier des planchers à prédalles nervurées, la vérification est effectuée en négligeant les phases de construction et en considérant la résistance du béton coulé en place.

2.3.2 Vérification du monolithisme

2.3.2.1 Cas général

La vérification du monolithisme des planchers composites est déterminée à l'État-Limite Ultime conformément à l'Annexe D et l'Annexe K de la norme NF EN 13747.

Le cisaillement des surfaces de reprise est déterminé à l'État-Limite Ultime conformément au paragraphe 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Dans le cas où les prédalles ont une surface crantée, si les prédalles bénéficient d'une certification NF, on retiendra les valeurs de c et de α correspondant à des surfaces indentées au sens du paragraphe 6.2.5 (2) de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale. Une surface est dite « crantée » si elle est uniformément rugueuse avec des aspérités d'au moins 6 mm de haut espacées au plus de 40 mm ou si elle est striée avec des stries d'au moins 6 mm de profondeur espacées au plus de 40 mm.

En l'absence de certification NF, les valeurs à considérer pour c et μ sont celles du paragraphe 6.2.5 (2) de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale pour les états de surface lisse ou rugueux.

Note : Pour les charges dynamiques ou de fatigue, on applique le paragraphe 6.2.5 (5) de la norme NF EN 1992-1-1 (division de c par 2).

2.3.2.2 Cas particulier du camion pompier

En raison du caractère exceptionnel de l'intervention du camion pompier, la contrainte admissible à l'interface peut être déterminée dans l'hypothèse d'un chargement statique, sous réserve de majorer le cisaillement induit par les charges des roues des véhicules d'un coefficient égal à 4/3. La charge correspondant à l'échelle est considérée comme une charge statique.

Note : En référence au paragraphe A 1.3.1 de l'Annexe nationale NF EN 1990/NA, le coefficient partiel applicable aux véhicules de pompiers est égal à 1,35.

2.3.2.3 Cas particulier des prédalles nervurées

En alternative au calcul défini en Annexe D de la norme NF EN 13747 :

- si la fabrication des prédalles est soumise à un contrôle de production en usine portant sur la géométrie des nervures ainsi que sur l'état de surface défini au paragraphe 4.3.2.2 de la norme NF EN 15037-1,
- et si les produits bénéficient d'une certification NF, portant sur la géométrie des nervures ainsi que sur l'état de surface,

la capacité résistante au cisaillement à l'interface peut être déterminée en retenant les valeurs c et μ définis dans le Tableau 3 au paragraphe 4.3.2.2 de la norme NF EN 15037-1.

2.3.2.4 Cas particulier d'un bord libre

Sur bord libre, sauf dans le cas de planchers à charges d'exploitation modérées (voir paragraphe I.2.1 de l'Annexe I de la présente section), il est nécessaire de prévoir des armatures longitudinales et transversales telles que définies au chapitre 9.3.1.4 de la NF EN 1992-1-1 :

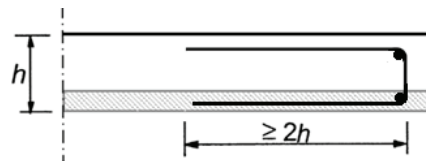


Figure 15 — Armatures de rive dans une dalle

2.3.3 Résistance à l'effort tranchant

2.3.3.1 Généralités

La vérification de la résistance à l'effort tranchant des planchers composites est déterminée à l'État-Limite Ultime conformément aux paragraphes 6.2.1, 6.2.2 et 6.2.3 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Le ferrailage minimal d'armatures transversales d'effort tranchant peut être omis dans les planchers à prédalles.

L'effort tranchant résistant d'un plancher à prédalles sans armature d'effort tranchant est déterminé :

- à partir de la formule (6.4) définie au paragraphe 6.2.2 (2) dans les régions non fissurées en flexion, au voisinage des appuis sans continuité, pour les planchers à prédalles précontraintes dont l'épaisseur des prédalles représente au moins la moitié de l'épaisseur totale du plancher ;
- et dans les autres cas, à partir des formules (6.2.a) et (6.2.b) définies au paragraphe 6.2.2 (1) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

Dans le cas des planchers à prédalles précontraintes, le ratio ρ_l d'armatures longitudinales ramenées à la section fictive, donné dans la formule (6.2.a) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale, est défini de la manière suivante :

$$\rho_l = \frac{\sum F_{R,a}}{f_{yk}} \frac{1}{b_w d}$$

avec :

- f_{yk} la limite d'élasticité caractéristique de l'acier égale à 500 MPa ;
- $F_{R,a}$ l'effort ancré à l'ELU par les armatures à l'abscisse considérée.

Une zone de plancher est réputée non fissurée en flexion lorsque la contrainte de traction en flexion, calculée sous la combinaison fondamentale, est inférieure à f_{ctd} défini par :

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk 0.05}}{\gamma_c}$$

Dans le cas de prédalles béton armé mises en œuvre avec des lisses d'étais intermédiaires, on vérifiera l'inégalité suivante :

$$M_{Ed} \leq \frac{1}{6} f_{ctd} h_t^2$$

Dans le cas spécifique de prédalles en béton précontraint mises en œuvre avec des lisses d'étais intermédiaires, on vérifiera l'inégalité suivante :

$$M_{Ed} \leq \frac{1}{6} [f_{ctd} + \sigma_{p,j}(x)] h_t^2$$

avec :

- M_{Ed} le moment sollicitant par unité de largeur sous combinaison fondamentale à l'abscisse considérée ;
- h_t l'épaisseur totale du plancher ;
- f_{ctd} la résistance de calcul en traction du béton ;
- $\sigma_{p,j}(x)$ la contrainte de compression en fibre inférieure due à la précontrainte à l'abscisse x considérée. Dans le cas d'une prédalle mince en béton précontraint, on considérera la contrainte de précontrainte moyenne.

Dans le cas de mise en œuvre sans étai intermédiaire, le calcul des contraintes est réalisé en tenant compte des phases de construction, les moments dans chaque phase étant majorés par les coefficients partiels pour l'action considérée.

Pour le calcul de v_{min} , on considère qu'à l'exception de la bande de largeur $2 h_t$ située au voisinage d'un bord libre, un plancher à prédalle bénéficie d'un effet de répartition transversale.

2.4 Vérification au poinçonnement

Cette vérification est menée indépendamment de celle relative à l'effort tranchant. Il n'est donc pas procédé au cumul des contraintes tangentielles qui s'en déduisent ni à celui d'armatures transversales éventuelles.

Les planchers à prédalles sont justifiés vis-à-vis du poinçonnement par application du paragraphe 6.4 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

2.5 Vérification de l'ancrage à l'État-Limite Ultime

Le paragraphe E.2.2 de l'Annexe E de la norme NF EN 13747 définit diverses dispositions constructives.

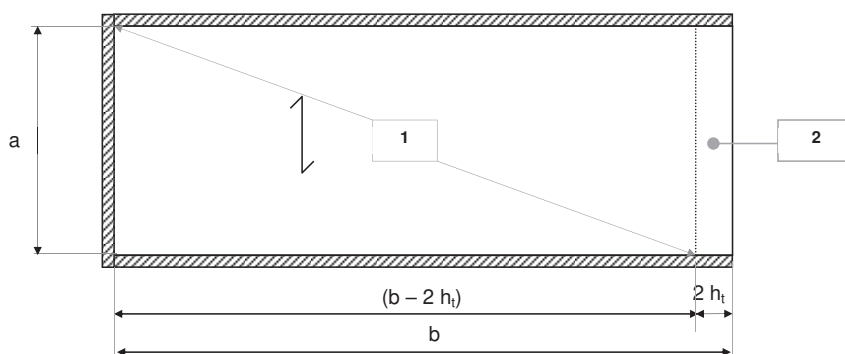
2.5.1 Ancrage des armatures sur appuis

2.5.1.1 Généralités

L'effort de traction à ancrer sur appui est déterminé à l'abscisse a_i , telle que définie au paragraphe 1.2.2.2.

L'effort équilibré sur la longueur d'armature ancrée est évalué en considérant une contrainte d'adhérence égale respectivement à :

- f_{bd} pour les armatures à haute adhérence et f_{bpd} pour les armatures de précontrainte dans le cas où les armatures sont situées dans le béton de chantier ;



Légende :

- 1 : Zone de plancher bénéficiant d'un effet de répartition transversale
- 2 : Zone de plancher ne bénéficiant pas d'un effet de répartition transversale
- a : Dimension de la dalle dans le sens porteur principal
- b : Dimension de la dalle dans le sens orthogonal au sens porteur principal
- h_t : Épaisseur de la dalle

Figure 16 — Zone de plancher bénéficiant d'un effet de répartition transversale

- f_{bd} pour les armatures à haute adhérence et f_{bpd} pour les armatures de précontrainte dans le cas où les armatures sont situées dans le béton préfabriqué de la prédalle.

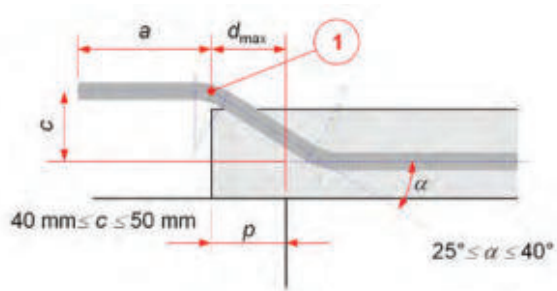
Note : La contrainte d'adhérence est définie respectivement au paragraphe 8.4.2 pour les armatures haute adhérence et au paragraphe 8.10.2.3 pour les armatures de précontrainte de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

Il convient, par ailleurs, de considérer une longueur droite équivalente égale au quotient (l_b / α) où l_b est la longueur d'ancrage de référence, mesurée le long de l'axe de l'armature et α est égal au produit $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5$ tels que définis au paragraphe 8.4.4 (Tableau 8.2) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale. Sur justification particulière et dans le cas d'appui à retombée, il peut être pris en compte un coefficient α inférieur à 0,70, sans être inférieur à 0,49.

Dans le cas de charges concentrées à proximité d'un bord libre (distance inférieure à 1,2 m) les moments négatifs d'appuis ne sont pas pris en compte dans la vérification de l'ancrage.

2.5.1.2 Ancrage par armatures relevées

Lorsque la partie dépassante des armatures est relevée, la longueur d'ancrage prise en compte dans les calculs est la somme de $a + p$, comme indiqué sur la Figure 17, avec dans tous les cas $a \geq 90$ mm (a est la longueur droite de la partie horizontale de l'armature relevée) :



Légende :

1. Point de référence

Figure 17 — Ancrage avec armatures relevées

Le point de référence pour la vérification de l'ancrage sur appui de rive est situé à l'intersection de la partie inclinée côté appui et de la partie horizontale de l'armature de béton armé. La position effective du point de référence ne doit pas se trouver au-delà du nu de l'appui côté travée. La distance horizontale, d_{max} , entre le nu de l'appui et le point de référence doit être supérieure ou égale à :

$$p/2 - \min[\Delta a_i; 15\text{mm}]$$

où :

- Δa_i est la tolérance sur l'alignement du point de référence par rapport à l'about de la prédalle ($\Delta a_i = \pm 2$ cm) ;
- p le repos nominal sur appui.

Dans le cas contraire, le paragraphe 6.3 du présent document s'applique.

2.5.2 Compression dans la bielle

Cette vérification n'est généralement pas limitative. Elle doit cependant être réalisée dans les cas particuliers tels que les planchers à prédalles suspendues.

La résistance de calcul de la bielle doit être vérifiée conformément au paragraphe 6.5.4 (4) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

2.6 Stabilité de forme

Le présent paragraphe fournit une méthode de justification vis-à-vis de l'État-Limite Ultime des planchers pour lesquels on ne peut pas négliger les effets dits « du second ordre ». D'autres méthodes définies au paragraphe 5.8 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) peuvent également être utilisées.

Note 1 : Les effets du second ordre peuvent être négligés s'ils représentent moins de 10 % des effets du premier ordre ou si le coefficient d'élanement λ tel que défini au paragraphe 5.8.3.2 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale est inférieur à λ_{lim} donné au paragraphe 5.8.3.1 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

Note 2 : La précontrainte par prétension, liée au béton, ne peut engendrer sous ses effets isostatiques aucun phénomène d'instabilité.

Ces prescriptions sont applicables aux planchers susceptibles de présenter une instabilité sous sollicitations de compression-flexion, les efforts de compression étant exercés suivant l'axe longitudinal de la dalle.

Note 3 : Ce cas peut se présenter pour des planchers de sous-sol enterrés soumis à la pression des terres. Il convient de s'intéresser à la stabilité du plancher à vide et du plancher en charge. L'effort normal peut généralement être décomposé en charges permanentes et en charges d'exploitation.

Note 4 : Les efforts de compression orientés perpendiculairement ainsi que les ferrailages correspondants sont déterminés par le bureau d'études structures de l'entreprise de gros œuvre.

2.6.1 Principe des justifications

La justification consiste à démontrer qu'il existe un état de contraintes qui équilibre les sollicitations de calcul, y compris celles du second ordre, et qui soit compatible avec les caractères de déformabilité et de résistance de calcul des matériaux.

2.6.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations sont calculées selon les combinaisons d'actions à l'État-Limite Ultime en tenant compte en outre :

- d'une imperfection géométrique initiale ayant un caractère conventionnel qui consiste à prendre en compte une excentricité additionnelle des efforts normaux autres que la précontrainte, égale à la plus grande des deux valeurs suivantes : 20 mm, $\alpha_h l_0 / 400$;

avec :

- α_h le coefficient de réduction relatif à la longueur de l'élément défini de la manière suivante :

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l_{eff}}} \quad \text{avec} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

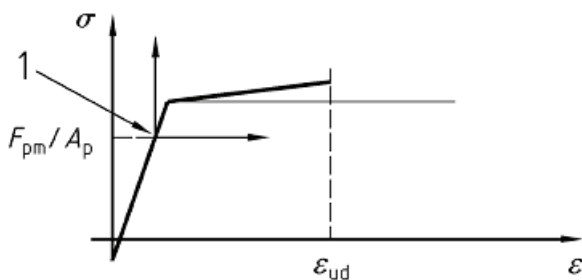
L_{eff} désignant la portée utile de l'élément en mètres,

- l_0 la longueur efficace (ou longueur de flambement) en [m] et définie au paragraphe 5.8.3.2 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) en fonction des liaisons aux appuis ;
- b) des sollicitations du premier ordre liées à la déformation différée du plancher ;
- c) des sollicitations du second ordre liées à la déformation du plancher.

2.6.3 Hypothèses de calcul

Les déformations sont évaluées à partir des hypothèses suivantes :

- les sections droites restent planes ;
- le béton tendu est négligé ;
- les effets du retrait du béton sont négligés ;
- le diagramme des armatures est défini dans la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA), au paragraphe 3.2.7 pour les armatures de béton armé et au paragraphe 3.3.6 pour les armatures de précontrainte, en considérant que la tension finale F_{pm} est déjà comptabilisée comme une action extérieure, l'origine du diagramme est déplacée tel qu'indiqué sur la Figure 18.



Légende :

1. Nouvelle origine

Figure 18 — Loi de comportement des armatures de précontrainte modifiée

- le diagramme de calcul du béton est déduit du diagramme pour l'analyse structurale défini au paragraphe 3.1.5 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

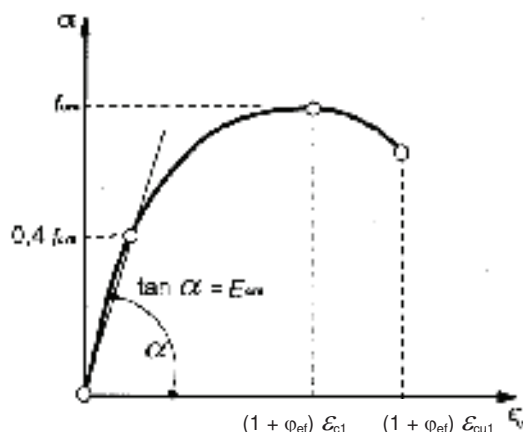


Figure 19 — Loi de comportement du béton modifiée

φ_{ef} représente le coefficient de fluage effectif et est pris égal à $\varphi_{\text{ef}} = \varphi(\infty; t_0) M_{0\text{Eqp}} / M_{0\text{Ed}}$

où :

- $\varphi(\infty; t_0)$ est la valeur finale du coefficient de fluage ;
- $M_{0\text{Eqp}}$ est le moment du premier ordre dû à la combinaison quasi permanente ;
- $M_{0\text{Ed}}$ est le moment du premier ordre dû à la totalité des charges à l'État-Limite Ultime.

Le coefficient de fluage effectif est soit pris égal à 2, soit justifié par un calcul.

Note : Le moment de précontrainte est pris en compte dans ces deux moments du premier ordre car $M_{0\text{Eqp}} / M_{0\text{Ed}}$ a pour objet de tenir compte de la variation des rapports contraintes/déformations.

Pour les vérifications du flambement vers le bas, le moment du premier ordre dû à la combinaison quasi permanente est négatif (fluage vers le haut), $M_{0\text{Eqp}} / M_{0\text{Ed}}$ est pris égal à 0.

Les coefficients partiels de sécurité sur l'acier γ_s et sur le béton γ_c sont définis aux paragraphes 2.1.1 et 2.1.2 du présent document.

2.6.4 Méthode de calcul

L'élément résistant constitué par la prédalle et le béton complémentaire est analysé comme un élément isolé suivant une des méthodes du paragraphe 5.8.8 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Les calculs peuvent être menés dans l'hypothèse d'une déformée sinusoïdale. Cette hypothèse permet d'établir la relation entre l'excentricité additionnelle du second ordre e_2 à la courbure $1/r$ de la section la plus sollicitée :

$$e_2 = \frac{1}{r} \frac{l_0^2}{\pi^2}$$

Dans cette expression, l_0 est la longueur efficace ou longueur de flambement de l'élément. Le calcul est ramené à celui d'un poteau soumis à un effort normal extérieur N_{Ed} valant $(F_{\text{pm}} + N_0)$ et ayant une excentricité du premier ordre donnée par :

$$e_1 = \frac{F_{\text{pm}} e_p + N_0 e_0}{F_{\text{pm}} + N_0}$$

à condition de remplacer la longueur de flambement l_0 du poteau par une longueur fictive l_f valant :

$$l_f = l_0 \sqrt{1 - F_{\text{pm}} / N_{\text{Ed}}}$$

3. États-Limites de Service (ELS)

3.1 Généralités

Le calcul des contraintes normales et des déformations est réalisé dans l'hypothèse d'une section non fissurée si la contrainte maximale de traction n'excède pas $\beta \cdot f_{ctm,fl}(t)$ où $f_{ctm,fl}(t)$ est la résistance moyenne à la traction en flexion à la date de la vérification définie au paragraphe 3.1.8 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Le coefficient β est égal à 1,00. Si les prédalles bénéficient d'une certification NF, le coefficient β est pris égal à 1,10.

Lorsque la contrainte maximale de traction est supérieure à $\beta \cdot f_{ctm,fl}(t)$, le calcul est effectué en section fissurée. Dans cette vérification, on négligera la participation de toute partie de la section soumise ou ayant été soumise à une contrainte de traction supérieure à $\beta \cdot f_{ctm,fl}(t)$.

Note : Il sera tenu compte des contraintes supportées en phase de construction et de l'âge du béton. Pour les vérifications en service, toute fibre tendue au-delà de $\beta \cdot f_{ctm,fl}(t)$ dans l'une quelconque des combinaisons de charges, ne peut participer à la traction pour les autres combinaisons.

Le calcul en section fissurée peut également être réalisé en négligeant la participation du béton tendu.

3.2 Effets de la précontrainte

Les valeurs caractéristiques de la précontrainte à prendre en compte dans les vérifications à l'État-Limite de Service sont définies au paragraphe 5.10.9 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA), avec $r_{sup} = 1,05$ et $r_{inf} = 0,95$. Si les prédalles bénéficient d'une certification NF, les valeurs r_{sup} et r_{inf} sont prises égales à 1,00.

3.3 Limitation des contraintes

3.3.1 Contraintes de compression dans le béton

Les contraintes de compression dans le béton doivent être limitées aux valeurs spécifiées au paragraphe 5.10.2.2 et au paragraphe 7.2 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

La valeur de la résistance caractéristique $f_{ck}(t)$ au moment de la détension est égale à 0,9 fois la valeur du seuil de détension. Si les prédalles bénéficient d'une certification NF, $f_{ck}(t)$ est prise égale à la valeur du seuil de détension.

Il convient de considérer le fluage non linéaire lorsque la contrainte de compression dépasse $0,45 f_{ck}(t)$ au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte ou lorsque sous combinaison quasi-permanente la contrainte dans le béton excède $0,45 f_{ck}$.

3.3.2 Contraintes de traction dans les armatures

La valeur de la contrainte de traction des armatures, de précontrainte et de béton armé respectivement, évaluée sous la combinaison caractéristique des charges, doit être limitée à la valeur spécifiée au paragraphe 7.2 (5) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Pour les prédalles minces en béton précontraint, cette vérification est réputée satisfaite compte tenu de la limitation du moment fléchissant longitudinal défini au paragraphe 3.4.2.2 du présent document.

3.3.3 Cas particulier des prédalles épaisses

Dans le cas des prédalles épaisses, le calcul des contraintes est effectué en tenant compte du phasage et des effets des déformations différées.

Les contraintes finales dans le montage composite, pour les planchers à prédalles épaisses, sont déterminées en section non fissurée et en tenant compte de la redistribution des sollicitations de précontrainte et du poids propre dus au fluage du béton ainsi que du retrait différentiel comme suit :

Les actions appliquées à la section composite sont distribuées entre l'élément préfabriqué et la section du montage comme indiqué dans le *Tableau 2*.

Tableau 2 — Distribution des actions entre l'élément préfabriqué et la section du montage

	Actions à considérer sur l'élément préfabriqué	Actions à considérer sur le montage
Précontrainte (éventuelle)	$\alpha \cdot P_m$	$(1 - \alpha)P_m$
Poids propre de la prédalle	$\alpha \cdot G_1$	$(1 - \alpha) \cdot G_1$
Poids du béton coulé en œuvre	$\beta \cdot G_2$	$(1 - \beta) \cdot G_2$
Réaction d'étais (éventuelle)	$R[\beta G_2]$	$R[\beta G_2]$
Autres charges permanentes		G
Charges d'exploitation		Q
Retrait différentiel		$\Delta\epsilon_{cs}$

avec :

- P_m la valeur probable de la précontrainte éventuelle après déduction des pertes finales ;
- G_1 le poids propre de l'élément préfabriqué ;
- G_2 le poids du béton coulé en place ;
- R la réaction d'étais calculée à partir de la seule charge $\beta \cdot G_2$;
- G les autres charges permanentes s'appliquant sur le montage ;
- Q les charges d'exploitation ;
- $\Delta\epsilon_{cs}$ le retrait différentiel ;
- α et β sont deux coefficients pour tenir compte du partage conventionnel des charges s'exerçant sur l'élément préfabriqué et sur le montage. Le coefficient α est pris égal à 0,55 et le coefficient β est pris égal à 0,40.

Pour la détermination du moment de précontrainte, l'excentricité est prise par rapport au centre de gravité de la prédalle en première phase et par rapport au centre de gravité de la section composite en deuxième phase. La tension dans les deux phases étant la tension probable en phase finale.

À défaut d'une méthode plus élaborée de calcul en continuité, la méthode dite « forfaitaire » de l'Annexe I est applicable dans le domaine d'application énoncé au paragraphe I.2.1 de l'Annexe I.

3.4 Maîtrise de la fissuration

3.4.1 Considérations générales

À défaut d'exigences plus détaillées dans les DPM (Documents Particuliers du Marché), le paragraphe 7.3.1 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) s'applique, en fonction des classes d'exposition définies au paragraphe 4.2 de ladite norme.

Pour un élément soumis à une sollicitation de flexion, la section minimale d'armatures doit être déterminée conformément au paragraphe 7.3.2 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

Pour les prédalles précontraintes, aucun ferrailage minimal n'est requis si la contrainte maximale de traction calculée en section non fissurée, sous la combinaison caractéristique des charges, n'excède pas $1,5 f_{ctm}$ conformément au paragraphe 7.3.2 (4) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale. Cette vérification n'est en outre pas nécessaire si le calcul des contraintes est réalisé en section fissurée, en négligeant le béton tendu.

3.4.2 Calcul de l'ouverture des fissures

3.4.2.1 Cas général

Dans le cas où la contrainte maximale de traction déterminée dans l'hypothèse d'une section non fissurée est inférieure à $\beta \cdot f_{ctm,fl}(t)$ la section est réputée non fissurée. Le coefficient β est défini dans le paragraphe 3.1.

Dans le cas contraire, le calcul de l'ouverture des fissures est réalisé suivant les indications du paragraphe 7.3.4 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

3.4.2.2 Cas particulier des prédalles minces en BP

En l'absence de calcul plus précis, la section transversale totale de la prédalle peut être considérée comme soumise à une contrainte de précontrainte moyenne σ_{pm} égale à F_{pm} / A_c où A_c est l'aire de la section de la prédalle et F_{pm} est la force de précontrainte finale.

Note : Le calcul des états de contrainte dans la prédalle est peu satisfaisant compte tenu des incertitudes relatives à la position des armatures de précontrainte, au nivellement des étais ou aux déformations irréversibles prises lors du stockage. Cependant, si on connaît mal les contraintes extrêmes dans la prédalle, on peut déterminer avec une bonne précision la précontrainte moyenne qui n'est pas modifiée pendant les phases de mise en œuvre.

Afin d'assurer la durabilité de l'armature vis-à-vis de la corrosion, il convient de limiter, suivant la classe d'exposition considérée et la combinaison d'actions correspondantes, le moment fléchissant longitudinal sous les charges appliquées tel qu'indiqué dans le Tableau 3 :

Tableau 3 — Limitation des moments en fonction de la classe d'exposition considérée. Cas des prédalles minces en BP

Classes d'exposition	Vérification et limitation du moment
X0, XC1	$M_{car} \leq W \cdot (\sigma_{pm} + 0,7 \cdot f_{ctm})$
XC2, XC3, XC4	$M_{qp} \leq W \cdot \sigma_{pm}$
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3, XD3	$M_f \leq W \cdot \sigma_{pm}$

avec :

- M_{car} le moment fléchissant longitudinal calculé sous combinaisons caractéristiques ;
- M_{qp} le moment fléchissant longitudinal calculé sous combinaisons quasi-permanentes ;
- M_f le moment fléchissant longitudinal calculé sous combinaisons fréquentes ;
- σ_{pm} la précontrainte moyenne ;
- f_{ctm} la valeur moyenne de la résistance à la traction directe du béton de la prédalle ;
- $I = \frac{M_s^2}{6}$ la valeur du module d'inertie de la dalle composite non homogénéisée.

En l'absence de calcul plus précis, il convient de prendre les valeurs du tableau ci-dessous pour l'estimation de la force de précontrainte à long terme.

Tableau 4 — Pertes de précontrainte finales

Tension à l'origine dans les armatures de précontrainte (σ_{0max})	Perte totale au bout d'un temps infini en pourcentage de la force de précontrainte initiale ($\Delta PIP_0\%$)
min (0,85 f_{pk} ; 0,95 $f_{po, 1k}$)	22 %
0,80 f_{pk}	21 %
0,75 f_{pk}	20 %
0,70 f_{pk}	19 %
0,65 f_{pk}	17 %

3.5 Limitation des flèches

On limite la déformation f_{qp} de la dalle sous la combinaison quasi-permanente des charges conformément aux prescriptions du paragraphe 7.4.1 (4) de la NF EN 1992-1-1.

On appelle « flèche active » la part des déformations du plancher risquant de provoquer des désordres dans un ouvrage considéré généralement supporté (cloison, carrelage, étanchéité, notamment). C'est donc l'accroissement de la flèche, ou fléchissement, pris par le plancher à partir de l'achèvement de l'ouvrage concerné.

Dans tous les cas de planchers, les flèches peuvent être déterminées en application du paragraphe 7.4.3 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA), en prenant en compte les hypothèses de mise en œuvre propres à ce plancher. Il sera tenu compte des déformations différées du béton (fluage et retrait). Les paragraphes 3.5.1 et 3.5.2 suivants définissent des méthodes simplifiées qui peuvent être utilisées dans le cas de charges principalement réparties.

Pour les éléments précontraints, sous réserve de la prise en compte dans le calcul des sollicitations liées aux déformations différées et aux effets de la température, la résistance en traction du béton sera prise égale à f_{ctm} .

Si les prédalles bénéficient d'une certification NF, la résistance en traction du béton est prise égale à $f_{ctm,fl}$.

On désigne par :

- G_1 le poids propre du plancher constitué des prédalles seules en kN/m² ;
- G_2 le poids du béton de la dalle collaborante rapportée en kN/m² ;
- G_v les charges permanentes appliquées sur le plancher avant la mise en œuvre des ouvrages supportés vis-à-vis desquels on souhaite vérifier la déformation du plancher en kN/m² ;

- G_a le poids propre des ouvrages supportés vis-à-vis desquels on souhaite vérifier la déformation du plancher en kN/m^2 ;
- G_p les charges permanentes appliquées sur le plancher après la charge G_a en kN/m^2 ;
- G_q la part, si elle existe, devant être considérée permanente des charges d'exploitation en kN/m^2 ;

Note 1 : La part considérée permanente des charges d'exploitations doit être appréciée au cas par cas et ne pas être référencée au coefficient ψ_2 . À défaut de spécification dans les DPM, une valeur de $0,5 \psi_2$ pourra être retenue.

- Q la part variable des charges d'exploitation en kN/m^2 ;
- Q_1 la charge d'exploitation dominante en kN/m^2 ;
- Q_i les charges d'exploitation d'accompagnement en kN/m^2 ;
- α est le rapport entre les charges d'exploitation et la totalité des charges :

$$\alpha = \frac{G_q + Q}{G_1 + G_2 + G_v + G_a + G_p + G_q + Q}$$

- ε_{cs} est la déformation totale due au retrait du béton coulé en place, déterminée conformément au paragraphe 3.1.4 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale. Sauf justification particulière, une valeur de $3,5 \cdot 10^{-4}$ pourra être retenue en situation normale ;
- $\delta_w = \frac{M_w}{M_0}$, $\delta_e = \frac{M_e}{M_0}$

avec M_0 est le moment à mi-portée en situation isostatique et M_e et M_w sont respectivement les moments sur appui à droite et à gauche ;

Note 2 : L'attention est attirée sur la nécessité d'évaluer δ_w et δ_e en fonction de M_0 et non de M'_0 dans le cas des planchers mis en œuvre sans étai, bien que les moments sur appuis M_w et M_e aient été calculés à partir de M'_0 (voir méthode forfaitaire présentée en Annexe I, paragraphe I.2).

Dans le cas de planchers mis en œuvre avec étais : M'_0 est égal à M_0 .

Dans le cas de planchers mis en œuvre sans étais : M'_0 est évalué comme M_0 mais en considérant seulement 50 % du poids propre du plancher.

Note 3 : Dans le cas d'une travée de rive comportant un appui libre, le moment sur celui-ci est pris égal à 0.

- à défaut d'un calcul plus précis pour la prise en compte des continuités, on peut retenir un coefficient, a , tenant compte de la réduction de la flèche due à la continuité :

$$a = 1 - 1,2 \left(\frac{\delta_w + \delta_e}{2} - 0,3 \alpha \right)$$

pour une travée continue et $a = 1$ pour une travée indépendante.

3.5.1 Prédalles en béton armé

La déformation f_{qp} de la dalle sous la combinaison quasi-permanente des charges peut être déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_{qp} = \frac{L^2}{8E_{c,eff}} \left[\frac{(1-\zeta_1)}{I_{uc}} + \frac{\zeta_1}{I_{fc}} \right] \left[(G_1 + G_2 + G_v + G_a + G_p + \sum_i \psi_{2,i} Q_i) \frac{aL^2}{9,6} \right] + \frac{\varepsilon_{cs} \cdot L^2}{8d}$$

La flèche active est calculée à partir de l'expression suivante :

$$f_a = f_i - f_s$$

avec :

- f_s la flèche calculée après mise en œuvre des ouvrages supportés vis-à-vis desquels on souhaite vérifier la déformation du plancher ;
- f_i la flèche totale égale à :

$$f_i = \frac{L^2}{8E_{c,eff}} \left[\frac{(1-\zeta_1)}{I_{uc}} + \frac{\zeta_1}{I_{fc}} \right] \left[(G_1 + G_2 + G_v + G_a + G_p + G_q + \frac{(Q_1 + \sum_{i \neq 1} \psi_{0,i} Q_i - G_q)}{3}) \frac{aL^2}{9,6} \right] + \frac{\varepsilon_{cs} \cdot L^2}{8d}$$

avec :

- L la portée entre nus d'appuis ;
- $E_{c,eff}$ le module d'élasticité différé du béton, déterminé conformément au paragraphe 7.4.3 (5) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) :

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

avec $\varphi(\infty, t_0)$ calculé selon le paragraphe 3.1.4 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale. Une valeur par défaut de 2 peut être retenue ;

- I_{uc} est le moment d'inertie en section non fissurée, en mm^4/m ;
- I_{fc} est le moment d'inertie en section fissurée, en mm^4/m ;
- le coefficient d'équivalence acier/béton est pris égal à 15 ;
- le coefficient d'équivalence béton préfabriqué/béton coulé en place est pris égal à 1 pour le calcul sur la base d'une section non fissurée ;

$$\bullet \quad \zeta_1 = 0 \quad \text{si} \quad M_0 \leq M_{cr}$$

$$\zeta_1 = 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_0}} \quad \text{si} \quad M_0 > M_{cr}$$

avec :

$$M_0 = (G_1 + G_2 + G_v + G_a + G_p + Q_1 + \sum_{i=1} \Psi_{0i} Q_i) \frac{L^2}{8}$$

M_{cr} est le moment de fissuration correspondant à une contrainte de traction égale à f_{ctm} en section homogénéisée ;

M_0 est le moment isostatique sous charges caractéristiques.

La flèche f_s est déterminée de la façon suivante :

$$f_s = f_1 + \psi(f_2 - f_1)$$

où ψ est un coefficient d'interpolation compris entre 0 et 0,5 tenant compte du temps écoulé t entre l'enlèvement des étais et la mise en œuvre des ouvrages supportés fragiles (cloison, carrelage, étanchéité, notamment).

Ce coefficient ψ est pris égal à :

$$\psi = 0,50 \frac{t}{90} \quad \text{pour } t \leq 90 \text{ jours (avec } t \text{ en jours) ;}$$

$$\psi = 0,50 \quad \text{pour } t > 90 \text{ jours.}$$

Si la mise en œuvre de l'élément supporté a lieu juste après l'enlèvement des étais, la flèche f_1 se calcule comme suit :

$$f_1 = \frac{L^2}{8E_{cm}} \left[\frac{(1-\zeta)}{I_{uc}} + \frac{\zeta}{I_{fc}} \right] \left[(G_1 + G_2 + G_v + G_a) \frac{aL^2}{9,6} \right] + \frac{2}{5} \frac{\varepsilon_{cs} \cdot L^2}{8d}$$

Si la mise en œuvre de l'élément supporté a lieu très longtemps après l'enlèvement des étais, la flèche f_2 se calcule comme suit :

$$f_2 = \frac{L^2}{8E_{c,eff}} \left[\frac{(1-\zeta)}{I_{uc}} + \frac{\zeta}{I_{fc}} \right] \left[\left(G_1 + G_2 + G_v + \frac{1}{3} G_a \right) \frac{aL^2}{9,6} \right] + \frac{\varepsilon_{cs} \cdot L^2}{8d}$$

avec :

$$\zeta = 0 \quad \text{si} \quad M_{Gv+Ga} \leq M_{cr}$$

$$\zeta = 1 - \sqrt{\frac{M_{cr}}{M_{Gv+Ga}}} \quad \text{si} \quad M_{Gv+Ga} > M_{cr}$$

où :

$$M_{Gv+Ga} = (G_1 + G_2 + G_v + G_a) \frac{L^2}{8}$$

Pour les prédalles munies de treillis raidisseurs, la flèche active peut être réduite par un coefficient (supérieur ou égal à 0,85) qu'il convient de démontrer par des essais. Deux prédalles identiques doivent être testées (type de béton, dimensions, etc.), la seule différence étant l'absence d'armature diagonale. La flèche des prédalles est comparée afin de démontrer l'influence positive du treillis raidisseur.

3.5.2 Prédalles précontraintes

Les déformations sont déterminées en utilisant les caractéristiques mécaniques des sections non fissurées.

La déformation f_{qp} de la dalle sous la combinaison quasi-permanente des charges peut être déterminée à partir de la formule suivante :

$$f_{qp} = \frac{L^2}{8E_{c,eff} \cdot I} \times \left[\left(\frac{1}{2} G_1 + G_2 + (G_v + G_a) + G_p + \sum_i \psi_{2,i} Q_i \right) \cdot \frac{aL^2}{9,6} + \frac{1}{3} \cdot m \cdot \sigma_{cs} - \frac{1}{2} \cdot P_{m,\infty} \cdot e_p \right]$$

Dans le cas d'une déformation de fluage vers le haut, on doit vérifier la déformation instantanée vers le bas due à l'application des seules charges d'exploitation. Ces déformations sont :

- f_{a1} la flèche active maximale vers le haut ;
- f_{a2} la déformation instantanée sous charges d'exploitation ;
- f_{a3} la flèche active maximale vers le bas.

Dans le cas des prédalles minces, la section est considérée non fissurée si les spécifications données au paragraphe 3.4.2.2 sont respectées.

3.5.2.1 Cas des travées indépendantes ou entrant dans le cadre de la méthode forfaitaire

La formule simplifiée de la flèche active donnée ci-après peut être utilisée dans le cas de travées indépendantes soumises à des charges uniformément réparties et des travées en continuité entrant dans le domaine d'application de la « méthode forfaitaire », les calculs étant effectués pour une bande de dalle de largeur unité.

Note : L'Annexe I de la présente section donne une description du domaine d'emploi de la méthode forfaitaire.

La flèche active maximale vers le haut f_{a1} est donnée par l'expression ci-après :

$$f_{a1} = \frac{L^2}{8E_{c,eff} \cdot I} \times \left[\left(\frac{2}{3} G_1 + \frac{2}{3} G_2 + \frac{2}{3} (G_v + G_a) + G_p \right) \cdot \frac{aL^2}{9,6} + k_s \cdot m \cdot \sigma_{cs} - \frac{2}{3} P_{m,ex} \cdot e_p \right]$$

La déformation instantanée sous charges d'exploitation f_{a2} est donnée par l'expression ci-après :

$$f_{a2} = \frac{5aL^4}{384E_{c,eff} \cdot I} \times \frac{\left(Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{oi} Q_i \right)}{3}$$

La flèche maximale active vers le bas f_{a3} est donnée par l'expression ci-après :

$$f_{a3} = \frac{L^2}{8E_{c,eff} \cdot I} \times \left[k_1 G_1 + k_2 G_2 + k_3 (G_v + G_a) + G_p + G_a + \frac{\left(Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{oi} Q_i - G_a \right)}{3} \cdot \frac{aL^2}{9,6} + k_s \cdot m \cdot \sigma_{cs} - k_p \cdot P_{m,ex} \cdot e_p \right]$$

($E_{c,eff} \cdot I$) est relatif au plancher dont l'inertie est calculée en tenant compte des modules des bétons ;

- m est le moment statique de la section B de la prédalle par rapport à la fibre neutre de la section du plancher fini, sans homogénéisation des sections :

$$m = \frac{B}{2} (h_t - h_p)$$

h_t et h_p étant respectivement l'épaisseur totale du plancher et l'épaisseur de la prédalle ;

- σ_{cs} est la contrainte de traction qui serait développée dans le béton coulé en place sous l'effet total de son retrait si ses déformations étaient complètement empêchées, il est possible de retenir $\sigma_{cs} = 3 \text{ MPa}$;
- $P_{m,ex}$ est la force de précontrainte finale probable par dalle ;
- e_p est la valeur absolue de l'excentricité de la précontrainte par rapport à la fibre neutre de la section du plancher fini ;

- k_s, k_p, k_1, k_2, k_3 sont des coefficients sans dimension de prise en compte des sollicitations (retrait gêné, effet différé de la précontrainte et effets des charges) tels qu'indiqués dans le *Tableau 5*.

Tableau 5 — Coefficients de prise en compte des sollicitations

Délai de mise en œuvre	k_1	k_2	k_3	k_s	k_p
Délai normal (autres cas)	1/5	1/2	2/3	1/3	1/5
Délai court (stockage ≤ 15 jours)	1/4	1/2	2/3	1/5	1/4

3.5.2.2 Cas des planchers à charges d'exploitation relativement élevées

Dans le cas le plus général, il est procédé à la détermination des fléchissements maximaux, dans les sections où ils sont atteints, sous les effets cumulés des diverses actions (charges permanentes et d'exploitation, précontrainte, retrait, éventuellement dénivellations d'appui) frappées des coefficients de prise en compte correspondant, comme il est indiqué au paragraphe précédent.

Les déformations maximales étant obtenues le plus souvent dans des sections s'écartant peu de la section médiane des travées, il est possible de retenir, pour la flèche active, l'expression suivante :

$$f_a = \sum_i k_i f_i + \frac{L^2}{8E_{c,eff} I} \left(\frac{k_e M_e + k_w M_w}{2} + k_s m \sigma_{cs} - k_p P_{m,ex} e_p \right)$$

Les notations sont celles du paragraphe précédent complété comme suit :

- f_i la flèche élémentaire totale due à la charge (i), évaluée en considérant la travée comme indépendante et en prenant en compte le module de déformation correspondant ;
- k_i le coefficient de prise en compte de la charge (i) ;
- k_d le coefficient de prise en compte des dénivellations d'appui ;
- M_e et M_w les moments sur les appuis de droite et de gauche, pris avec leur signe, sous les effets de l'ensemble des actions. Ces moments sont ceux qui correspondent au cas de chargement conduisant au moment maximal dans la travée considérée ;
- k_e et k_w les coefficients de prise en compte des moments précédents. Ces coefficients sont fonction des coefficients de prise en compte des diverses actions.

Par exemple :

$$k_e = \frac{\sum_i k_i M_{ei} + k_s M_{et} + k_p M_{ep} + k_d M_{ed}}{M_e}$$

Les expressions des moments sur l'appui de droite, pris avec leur signe, ont les significations suivantes :

M_{ei} le moment dû à la charge (i) ;

M_{er} le moment dû aux effets du retrait gêné ;

M_{ep} le moment dû aux déformations différées de précontrainte ;

M_{ed} le moment dû aux dénivellations d'appui ;

$M_e = \Sigma M_{ei} + M_{er} + M_{ep} + M_{ed}$;

Les coefficients k_i prennent, selon la nature des charges, les valeurs k_1 , k_2 , k_a ou k_Q .

En ce qui concerne les effets des dénivellations d'appui, il y a lieu de considérer séparément les diverses actions qui les provoquent, le coefficient k_d prenant, dans chaque cas, la valeur du coefficient de prise en compte de l'action en cause.

Dans le cas où l'ensemble des charges peut être assimilé à des charges uniformément réparties, l'expression de la flèche active prend la forme suivante :

$$f_a = \frac{L^2}{8 E_{eff} \cdot I} \times \left[k_1 G_1 + k_2 G_2 + k_3 (G_e + G_s) + G_p + G_q + \frac{(Q_1 + \sum_{i=1}^n \psi_{0,i} Q_i - G_q)}{3} \right] \cdot \frac{L^2}{9,6} + M_1 + k_s \cdot m \cdot \sigma_{ca} - k_c P_{max} \cdot e_p$$

avec
$$M_a = \frac{k_c M_c + k_w M_w}{2}$$

3.5.3 Vérifications à effectuer

On vérifie que la flèche active est inférieure en valeur absolue aux valeurs limites définies ci-après :

- $L / 500$ pour $L \leq 7,00$ m et $(0,7 \text{ cm} + L / 1\,000)$ pour $L > 7,00$ m si les ouvrages supportés sont fragiles ;
- ou $L / 350$ pour $L \leq 7,00$ m et $(1,0 \text{ cm} + L / 700)$ pour $L > 7,00$ m dans les autres cas.

Ces limitations peuvent être prises en l'absence de limite plus contraignante fixée dans les DPM (Documents Particuliers du Marché).

La déformation f_{qp} de la dalle sous la combinaison quasi-permanente doit être inférieure à $L / 250$.

4. Phases provisoires

4.1 Généralités

Les actions à prendre en compte en phases provisoires de chantier sont définies au paragraphe 1.1.2 de la Section A du présent document.

Les vérifications à effectuer en phases provisoires de chantier sont de trois sortes :

- dans tous les cas, les vérifications de sécurité destinées à s'assurer de la résistance des prédalles pendant les phases de construction, garantissant par la même la sécurité du personnel de chantier ;
- les vérifications d'intégrité ;
- les vérifications de déformation pour les distances entre étais.

Ces vérifications en phases provisoires sont d'autant plus nécessaires que les prédalles sont de dimensions importantes. Pour les prédalles de grandes dimensions, définies au paragraphe 1.2.3.4 de la Section A du présent document, il est nécessaire de procéder à une étude particulière des opérations de démolage, manutention et stockage. En tout état de cause, il est prudent de limiter l'aire des prédalles à 30 m² environ.

Concernant les charges à prendre en compte dans ces vérifications, le présent paragraphe adopte la terminologie suivante :

- G_1 le poids propre des prédalles exprimé en kN/m² ;
- Q_s la sollicitation due aux charges de construction définies comme la combinaison de deux actions (paragraphe 1.1.2) en kN/m² : $E \{Q_{s1} + \psi_{0,2} Q_{s2}\}$ avec un coefficient de combinaison $\psi_{0,2}$ de 0,6 ;
- Q_{c0} le poids propre du béton coulé en place exprimé en kN/m² de plancher ;

Note : Q_{c0} correspond à la variable G_2 utilisée par ailleurs dans le texte.

- Q'_{c0} le poids du béton de chantier en kN/m² intégrant l'accumulation de béton du fait de la déformation de la prédalle sous la combinaison de charges $E \{G_1 + Q_{c0} + Q_s\}$. Le surcroît de charge est représenté par une charge uniformément répartie équivalente correspondant à une épaisseur de béton constante, égale à $0,70 w_{max}$ où w_{max} est la flèche résiduelle totale calculée à mi-portée compte-tenu de la contreflèche w_c éventuelle. Pour ce calcul, le système de charges $Q_s = \{Q_{s1} + \psi_{0,2} Q_{s2}\}$ est positionné de manière à créer la sollicitation de flexion la plus défavorable sur la travée ;
- Q''_{c0} le poids du béton de chantier en kN/m² intégrant l'accumulation de béton du fait de la déformation de la prédalle sous la combinaison de charges $E \{G_1 + Q_{c0}\}$.

Au levage, il convient de considérer la résistance du béton au démolage ou à la mise en précontrainte.

À la mise en œuvre, il convient de considérer la résistance en compression du béton $f_{ck,tc}$ suivante :

$$f_{ck,tc} = f_{ck,p} + 0,4 (f_{ck} - f_{ck,p})$$

avec :

- $f_{ck,tc}$ la résistance en compression du béton à la date du coulage du béton sur chantier ;
- $f_{ck,p}$ la résistance en compression au démoulage ou au relâchement de la précontrainte mesurée sur des éprouvettes ayant subi le même traitement que les éléments préfabriqués ;
- f_{ck} la résistance en compression du béton à 28 jours.

Conformément à la norme NF EN 13747, les portées de mise en œuvre doivent être déterminées par calcul ou au moyen d'essais de type.

4.2 Détermination des distances entre étais

Les prescriptions qui suivent permettent de répondre aux exigences du paragraphe 4.3.3.6.3 de la norme NF EN 13747 et du paragraphe 4.3.3 de la norme NF EN 13369.

Dans le cas des prédalles munies de treillis raidisseurs, les distances entre étais sont indiquées dans les Avis Techniques. Elles sont déduites de données expérimentales directes. Les distances entre étais ne peuvent être déterminées par un calcul seul. Pour un système de raidisseur déterminé, il est généralement possible d'extrapoler à partir d'un nombre limité de prédalles, connaissant le comportement des raidisseurs intégré aux prédalles.

Lorsque les portées entre appuis temporaires sont déterminées par calcul, il convient que la contrainte de traction dans le béton ne dépasse pas $\beta \cdot f_{ctm,fl}(t)$ avec $f_{ctm,fl}(t)$ la résistance en traction du béton par flexion à la date t considérée. Il convient de déterminer $f_{ctm,fl}(t)$ à partir de la résistance en compression du béton $f_{ck,tc}$ à la date du coulage du béton sur chantier.

Note : Il est rappelé que, conformément au paragraphe 1.3.4 de la Section C du présent document, les étais sont réglés de niveau avec les appuis pour les prédalles ne présentant pas de contre-flèche, au contact de leur sous-face dans le cas contraire.

4.2.1 Vérification du critère de sécurité

La vérification de sécurité est effectuée à l'État-Limite Ultime sous la combinaison d'actions pondérées suivante : $E\{1,35 \cdot K_{Fi} \cdot G_1 + 1,35 \cdot K_{Fi} \cdot Q'_{c0} + 1,5 \cdot K_{Fi} \cdot Q_s\}$, expression dans laquelle le coefficient K_{Fi} est égal à 0,90 dans le cas de planchers dont la hauteur mesurée par rapport au sol n'est pas supérieure à 1 m (classe CC1 au sens de la norme NF EN 1990) et égal à 1 dans les autres cas (classe de conséquence CC2). Les charges G_1 , Q'_{c0} et Q_s sont définies au paragraphe 1.1.2 de la Section A du présent document.

Les vérifications sont menées selon les schémas statiques (sans étau ou avec étais équidistants) présentés sur la Figure 20 pour le moment fléchissant et sur la Figure 21 pour l'effort tranchant. Le système de charges Q_s est positionné dans la situation la plus défavorable. La zone de travail est axée sur la portée d'étalement pour la vérification à la flexion et en bordure de l'appui pour la vérification à l'effort tranchant. Il convient d'adapter ces configurations dans le cas d'un étalement en nombre supérieur.

Note 1 : Sauf disposition particulière, lorsque sous une combinaison de charge, la réaction d'appui s'avère négative (cas de soulèvement d'appui), le schéma statique doit être révisé. Les lisses d'appuis sont généralement conçues pour supporter la prédalle et non pour empêcher son soulèvement.

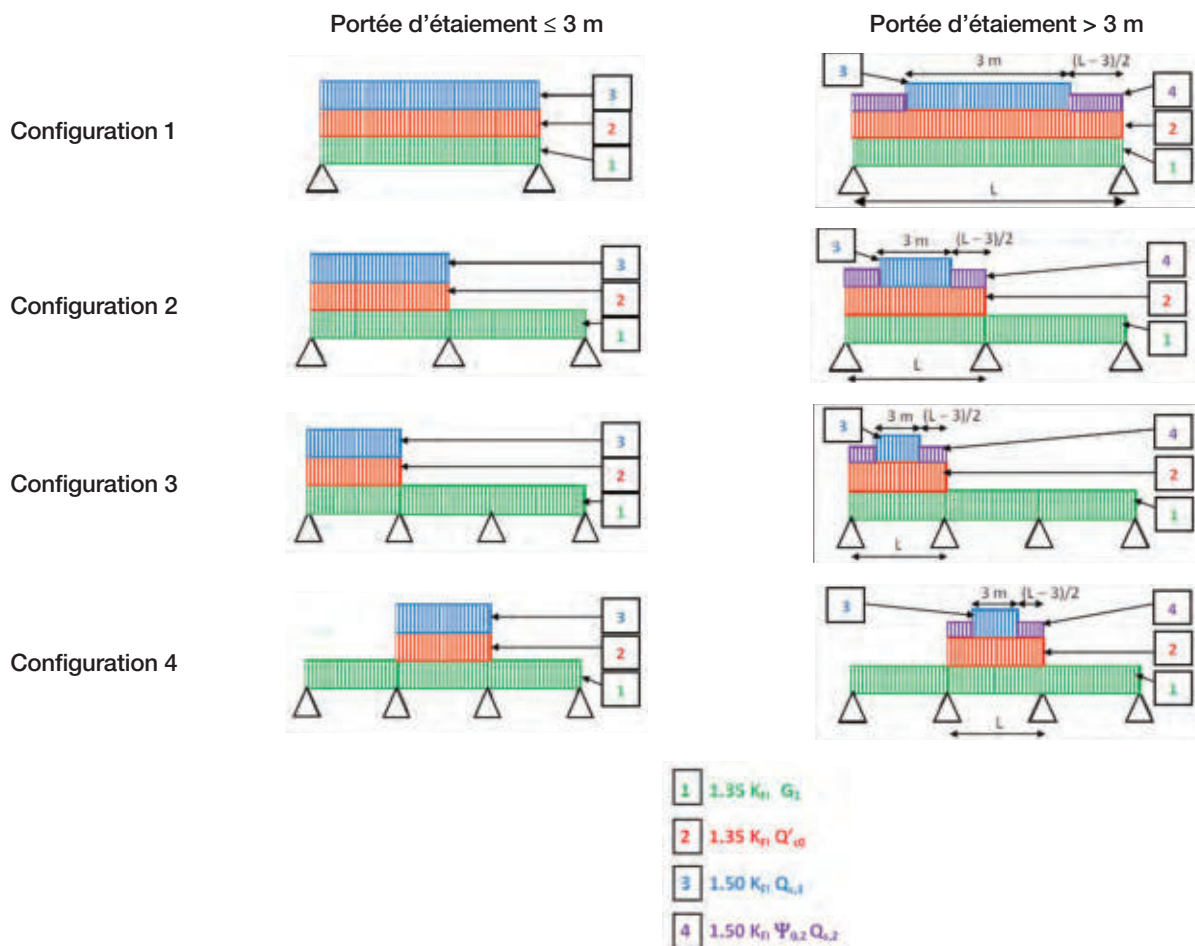


Figure 20 — Schémas statiques pour les vérifications de sécurité vis-à-vis du moment fléchissant

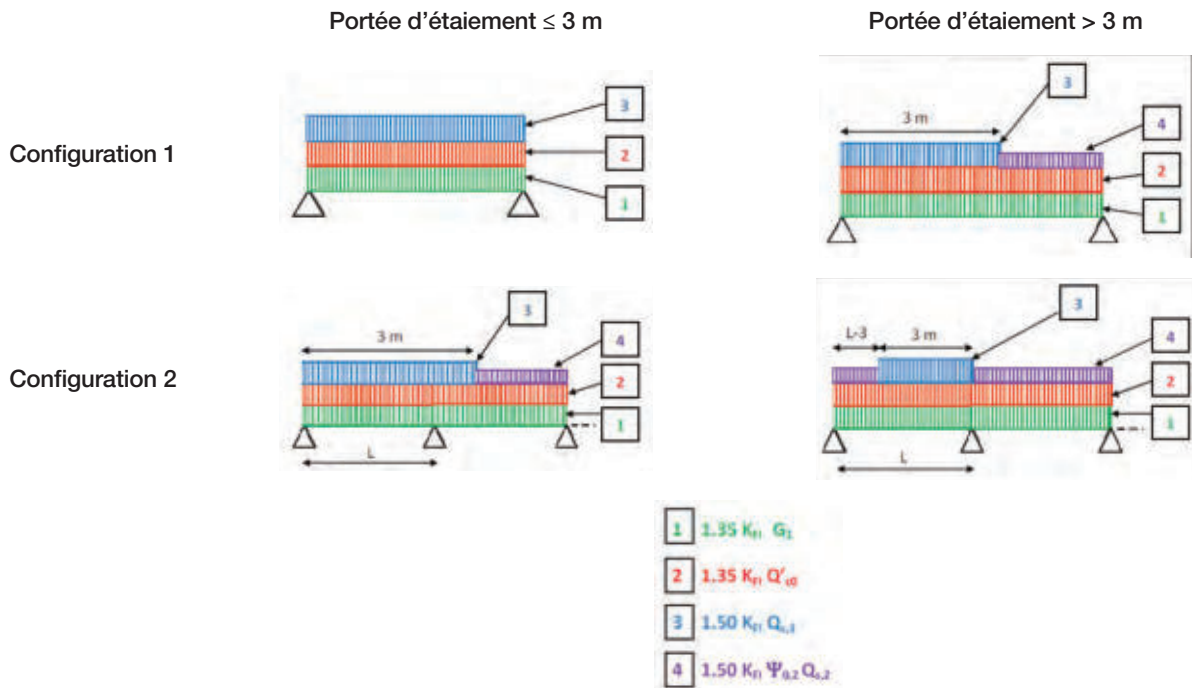


Figure 21 — Schémas statiques pour les vérifications de sécurité vis-à-vis de l'effort tranchant.

On vérifie que les aciers ont une section suffisante pour que la prédalle en l'état fissuré soit capable de supporter les charges définies plus haut et on doit vérifier que :

$$M_{Ed,prov} \leq M_{Rd}$$

avec :

- $M_{Ed,prov}$ le moment fléchissant en phase provisoire calculé en considérant la combinaison d'actions pondérées $E \{ 1,35 \cdot K_{F1} \cdot G_1 + 1,35 \cdot K_{F1} \cdot Q'_{c0} + 1,5 \cdot K_{F1} \cdot Q_s \}$;
- M_{Rd} le moment résistant de la prédalle.

Pour le calcul du moment résistant positif, on tient compte de la tolérance en moins sur l'épaisseur des prédalles $\Delta h_{p(-)}$ (considérée sur la valeur moyenne) et de la tolérance en plus sur la position du centre de gravité moyen des armatures de la prédalle $\Delta c_{(+)}$, pris sur une largeur d'un mètre. La hauteur utile minimale d_{1min} à considérer dans le calcul est :

$$d_{1min} = d_1 - \beta \sqrt{\Delta h_{p(-)}^2 + \Delta c_{(+)}^2}$$

Pour le calcul du moment résistant négatif, on tiendra compte de la tolérance en moins sur la position du centre de gravité moyen des armatures de la prédalle $\Delta c_{(-)}$, pris sur une largeur d'un mètre. La hauteur utile minimale d_{2min} à considérer dans le calcul est :

$$d_{2min} = d_2 - \beta \Delta c_{(-)}$$

Dans le cas des prédalles nervurées, la largeur des nervures b_w est réduite en fonction de la tolérance en moins $\Delta b_{w(-)}$ sur la largeur des nervures. La largeur des nervures $b_{w,min}$ à considérer est en conséquence prise égale à :

$$b_{w,min} = b_w - \beta \Delta b_{w(-)}$$

avec :

- d_1 et d_2 hauteurs utiles ;
- β égal à 1,2 ;
- $\Delta c_{(-)}$ et $\Delta c_{(+)}$ égaux à 5 mm ;
- $\Delta h_{p(-)}$ égal à 10 mm ;
- $\Delta b_{w(-)}$ égal à 15 % de b_w .

Si les prédalles bénéficient d'une certification NF, β est pris égal à 1,0. Les valeurs à prendre en compte pour $\Delta c_{(-)}$, $\Delta c_{(+)}$, $\Delta b_{w(-)}$ et $\Delta h_{p(-)}$ sont les valeurs déclarées dans le cadre de la certification de produit.

Étant donnée l'utilisation dans ce calcul de données géométriques minimales toutes tolérances épuisées, le coefficient partiel relatif aux armatures des prédalles γ_s peut être réduit à 1,05 par application du paragraphe A.2.2 de l'Annexe A de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Dans le cas où le coefficient de variation de la résistance du béton n'est pas supérieur à 10 % et si les prédalles bénéficient d'une certification NF, la valeur du coefficient partiel de sécurité relatif au béton de la prédalle γ_c peut être réduit à 1,30.

4.2.2 Vérification du critère d'intégrité

La vérification du critère d'intégrité est effectuée en considérant les travées entre étais uniformément ou partiellement chargées sous la combinaison d'actions non pondérée $\{G_1 + Q'_{c0} + Q_s\}$. Les charges G_1 , Q'_{c0} et Q_s sont définies au paragraphe 1.1.2 de la Section A.

Pour la vérification d'intégrité, il convient de distinguer les vérifications suivantes :

- celles réalisées sur la travée, auquel cas le schéma de chargement est identique à celui défini pour la vérification du critère de sécurité (avec des charges non majorées), voir *Figure 20* ;
- celles réalisées sur appui, avec un chargement tel que défini sur la *Figure 22* ci-dessous (au droit de la première file d'étais, par exemple).

Il convient d'adapter ces schémas statiques dans le cas d'un étaieement en nombre supérieur.

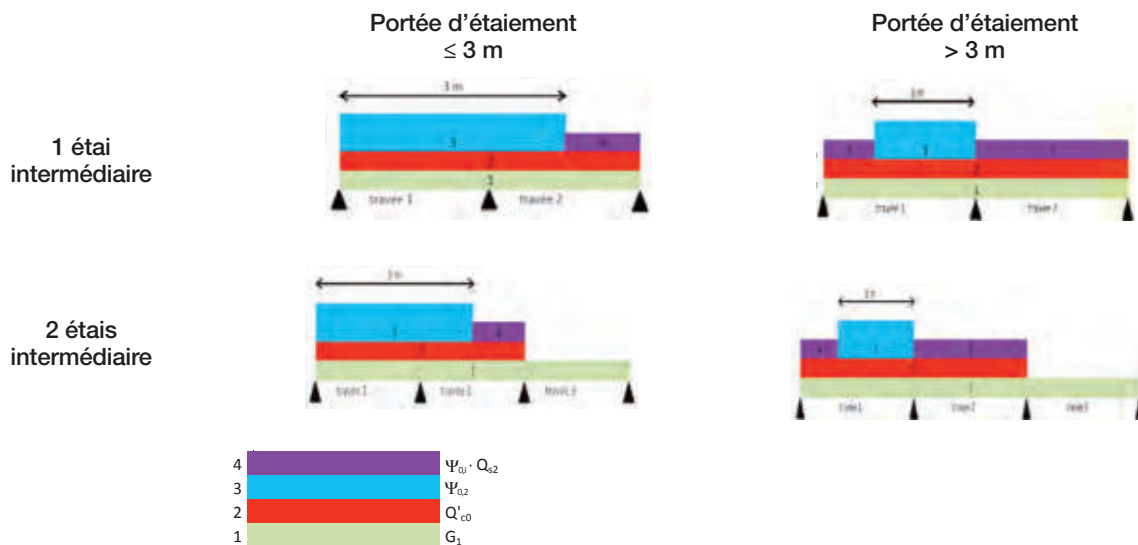


Figure 22 — Schémas statiques pour les vérifications du critère d'intégrité

Il convient de vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_t \leq \beta f_{ctm,fl}(t)$$

avec :

- σ_t la contrainte de traction de calcul de la section de béton, déterminée avec le module d'inertie de la section nominale sous les actions non pondérées $E\{G_1 + Q'_{c0} + Q_s\}$;
- β coefficient égal à 1. Si les prédalles bénéficient d'une certification NF, le coefficient β peut être pris égal à 1,10 ;
- $f_{ctm,fl}(t)$ la résistance en traction par flexion du béton déterminée à partir de la résistance en compression du béton $f_{ck,tc}$ à la date du coulage du béton sur chantier.

Note : Il peut être retenu par défaut une valeur minimale de 3,6 MPa pour les prédalles en béton armé et de 4,4 MPa pour les prédalles précontraintes.

Pour les prédalles précontraintes, on peut conventionnellement :

- prendre un pourcentage de pertes de précontrainte égal à 8 % de la précontrainte initiale ;
- tenir compte du moment hyperstatique de précontrainte évalué, en supposant que la précontrainte est appliquée à la prédalle reposant déjà sur ses appuis et étais ;
- dans le cas d'une pose sans étais, en l'absence de vérification particulière, la contreflèche à la mise en œuvre peut être évaluée par l'expression ci-après :

$$w_c = 1,50 \times \left[\frac{5G_1 a L_b^4}{384 E_{cm,b,r} I} - \frac{P_{m,r} e_b L_b^2}{8 E_{cm,b,r} I} \right]$$

avec :

G_1 le poids propre de la prédalle en daN/m² ;

a la largeur de la prédalle ;

L_b la longueur béton de la prédalle considérée ;

$E_{cm,b,r}$ la valeur du module d'élasticité du béton de la prédalle au moment de la mise en précontrainte, calculée selon la paragraphe 3.1.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale ;

I l'inertie de la prédalle déterminée à partir de sa géométrie nominale ;

$P_{m,r}$ la force de précontrainte au moment de la mise en précontrainte déterminée en considérant une perte de précontrainte égale à 8 % de la précontrainte initiale ;

e_b l'excentricité de la force de précontrainte $P_{m,r}$ par rapport au centre de gravité de la section transversale de la prédalle.

4.2.3 Vérification du critère de déformation

La vérification du critère de déformation est effectuée en considérant toutes les portées, entre appuis provisoires ou non, uniformément chargées sous la combinaison d'actions non pondérées $E\{G_1 + Q'_{c0}\}$. Dans cette vérification, il convient de ne pas tenir compte des charges de chantier.

La flèche maximale w_{max} prise au coulage par la prédalle entre deux appuis provisoires ou non ne doit pas dépasser :

- 10 mm si $L_{er} \leq 4$ m ;
- $(L_{er} / 400)$ si $L_{er} > 4$ m ;

avec L_{er} la portée de mise en œuvre,

La flèche maximale prise par la prédalle entre deux appuis provisoires ou non est déterminé par calculs :

- à partir de la géométrie nominale de la prédalle dans le cas d'une prédalle en béton précontraint ;
- à partir de la rigidité flexionnelle $[EI]$ de la prédalle déterminée par essai dans le cas des prédalles béton armé avec treillis raidisseurs.

Note : Les portées limites définies dans les Avis Techniques des treillis raidisseurs intègrent la limitation de flèche à 10 mm.

Par ailleurs, la nécessité de limiter les désaffleurements de part et d'autre des joints peut conduire à rapprocher encore les étais.

Il est possible, lorsqu'il n'y pas d'exigence particulière sur la planéité de la sous-face du plancher, de ne pas prendre en compte cette limitation.

4.3 Détermination des espacements entre appuis de stockage

Il convient de déterminer l'espacement des appuis de stockage à l'aide de la vérification d'intégrité sous le seul poids propre de la prédalle.

4.4 Détermination des espacements entre les points de levage

Les charges à considérer lors de la manutention sont données dans le paragraphe 1.1.2. b) de la Section A du présent document.

Il convient de déterminer les espacements entre les points de levage, à l'aide de la vérification d'intégrité et de la vérification de sécurité. Ces vérifications sont effectuées dans les deux sens de la prédalle.

Note : Dans le sens longitudinal des prédalles munies de treillis raidisseurs, les distances entre points de levage peuvent être déduites de données expérimentales à travers les essais réalisés dans le cadre des Avis Techniques des raidisseurs : les vérifications d'intégrité et de sécurité sont à effectuer dans le sens transversal.

Le scellement des inserts de levage dans les prédalles doit être vérifié en tenant compte des caractéristiques du béton au moment du démoulage.

Le présent paragraphe n'envisage que la manutention des prédalles à l'horizontale. Pour les autres cas de manutention, des règles doivent être définies, notamment en matière de sécurité.

Lorsque la prédalle est levée en 4 points par des élingues, par sécurité, la charge à lever est répartie uniformément entre :

- 4 points de levage si le système d'élingage permet un auto-équilibrage des efforts ;
- 3 points de levage pour les prédalles souples (épaisseur de la prédalle inférieure ou égale à 8 cm, sans treillis raidisseur ni nervure en béton) ;
- 2 points de levage dans les autres cas.

Lorsque la prédalle est levée en plus de 4 points, un palonnier équilibrant ou tout autre système équivalent sera nécessaire : la charge à lever pourra ainsi être répartie uniformément entre les points de levage. Les dispositifs de sécurité (garde-corps, ...) doivent être positionnés avant la manutention des prédalles.

4.4.1 Manutention par boucles

Les boucles de levage doivent répondre aux spécifications particulières qui suivent :

- chaque boucle de levage doit être ancrée sous les armatures principales, enserrer l'une d'elles et être liée à ces dernières ;
- l'enrobage effectif des boucles par rapport à la face inférieure de la prédalle est supérieur ou égal à 10 mm ;

Note 1 : Lorsqu'il n'est pas possible pour une boucle de levage d'enserrer une armature principale, il convient de prévoir à cet emplacement une armature d'au moins 1 m de longueur.

- le scellement dans la prédalle des branches inférieures des boucles doit être assuré pour un effort égal à la totalité de la résistance de l'acier constitutif ;

Note 2 : Il n'est pas tenu compte des limitations d'effort par boucle prescrites.

Note 3 : Dans le cas d'un retour rectiligne, compte tenu du pliage à 90°, la longueur du retour doit être égale à la moitié de la longueur d'ancrage de calcul l_{bd} de l'armature.

- le façonnage et la mise en œuvre des boucles doivent faire l'objet d'un auto-contrôle de fabrication ;
- les boucles doivent être réalisées en acier de classe B235C et d'un diamètre minimal de 10 mm ;

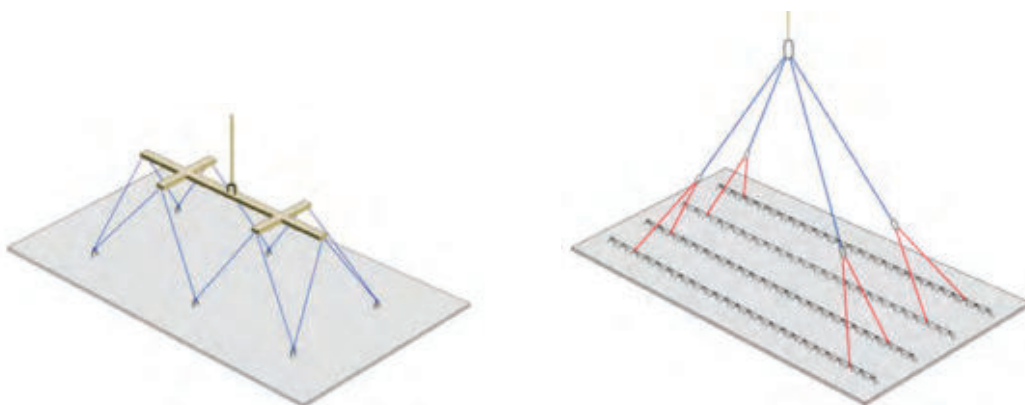
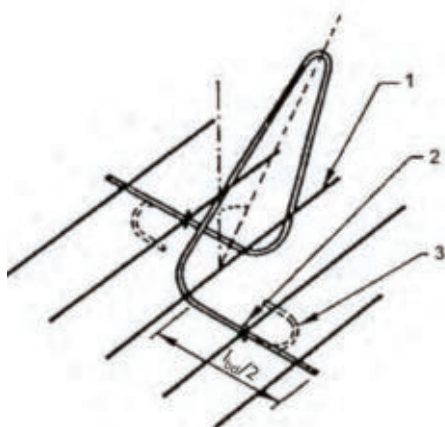
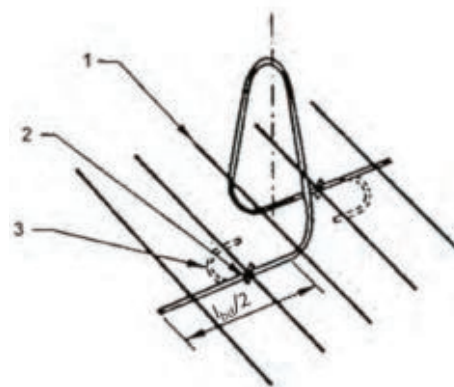


Figure 23 — Exemple de dispositifs de manutention



Boucle oblique



Boucle droite

Légende :

1. Armature principale enserrée par la boucle
2. Ligature
3. Crochet éventuel

Figure 24 — Ancrage des boucles sous les armatures

Si les prédalles bénéficient d'une certification NF, l'emploi de boucles en acier de 8 mm de diamètre de classe B235C est admis pour les prédalles d'épaisseur au plus égale à 6 cm.

- le diamètre du mandrin de cintrage de la boucle « d » ne doit pas être inférieur à 4 fois le diamètre de l'armature utilisée.

Les efforts maximaux en service par boucle figurent dans le tableau de la Figure 6 de la Section C, paragraphe 1.2.

Note 4 : Les efforts maximaux dans les boucles indiqués dans le tableau de la Figure 6 de la Section C, paragraphe 1.2 ne tiennent pas compte de l'angle d'élingage.

Le tableau 1 de la section C du présent document indique la majoration des efforts en fonction de l'angle d'élingage ;

- il est interdit de jumeler les boucles de levage destinées à être prises par un seul crochet.

4.4.2 Manutention par treillis raidisseurs

Les treillis raidisseurs des prédalles en béton armé peuvent être utilisés pour manutentionner les éléments lorsque :

- ils sont mis en œuvre avant bétonnage ;
- les diagonales sont de type « Warren » et le treillis raidisseur est constitué de deux diagonales ;
- les diagonales :
 - dont le diamètre est égal à 5 mm, sont associées à un filant supérieur dont le diamètre est au moins égal à 7 mm et à des filants inférieurs de diamètre au moins égal à 5 mm ;

- dont le diamètre est égal à 6 mm, sont associées à un filant supérieur dont le diamètre est au moins égal à 10 mm et à des filants inférieurs de diamètre au moins égal à 6 mm ;

- dont le diamètre est au moins égal à 7 mm, sont associées à un filant supérieur dont le diamètre est au moins égal à 12 mm et à des filants inférieurs de diamètre au moins égal à 6 mm.

- les soudures inférieures des treillis raidisseurs ont une résistance au moins égale à 80 % de la résistance des diagonales, sans être inférieure à 9,8 kN, et les soudures supérieures ont une résistance au moins égale à 10,5 kN ;

- les armatures de répartition perpendiculaires aux armatures longitudinales sont disposées de la manière suivante :

- soit les armatures sont alternées (à l'intérieur et en dessous des treillis raidisseurs) ;
- soit toutes les armatures de répartition de la prédalle sont disposées à l'intérieur des treillis raidisseurs et non à l'intérieur des boucles inférieures du treillis ;

- l'enrobage des armatures inférieures des treillis raidisseurs par rapport à la face supérieure de la prédalle est supérieur ou égal à 15 mm ;

- les prédalles bénéficient d'une certification NF.

Note 1 : On rappelle que les treillis raidisseurs doivent aussi bénéficier d'une certification NF.

Les prédalles de dimensions courantes doivent être manutentionnées à partir de la 3^e boucle. Dans le cas de petites dimensions, les prédalles peuvent être manutentionnées à la 1^{re} ou à la 2^{de} boucles.

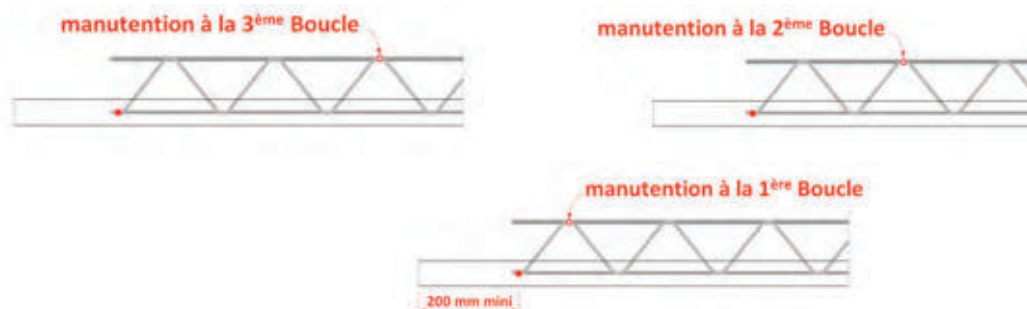


Figure 25 – Manutention possible aux 1^{re}, 2^{de} et 3^e boucles

Dans le cas de la manutention à la 1^{re} boucle, la soudure du nœud inférieur de la diagonale avec le filant inférieur du treillis raidisseur doit être présente et située à au moins 200 mm de l'about de la prédalle.

Les efforts maximaux (Charge Maximale d'Utilisation) par point de préhension sur les treillis raidisseurs sont précisés dans le *Tableau 6* et le *Tableau 7* ci-dessous selon le diamètre de la diagonale du treillis raidisseur et la boucle retenue. Ces valeurs correspondent à la composante verticale de l'effort maximal : les valeurs ne doivent pas être corrigées en fonction de l'angle de levage.

Les efforts maximaux sont donnés pour une résistance minimale en compression du béton mesurée sur cube de 10 cm de côté de 18 MPa.

Tableau 6 – Charges Maximales d'Utilisation (CMU) par point de préhension pour le levage par treillis raidisseurs dans le cas où toutes les armatures sont à l'intérieur des treillis raidisseurs

Diamètre Ø des diagonales du treillis raidisseur (mm)	Enrobage nominal supérieur des filants inférieurs du treillis (mm)	Effort maximal CMU (kN) (3 ^e boucle)	Effort maximal CMU (kN) (2 ^{de} boucle)	Effort maximal CMU (kN) (1 ^{re} boucle)
5	15	5,6	-	-
5	23	5,9	3,5	1,5
6	22	6,5	3,5*	1,5*
≥ 7	22	7,6	3,5*	1,5*

**Note 2 : Pour les diamètres de diagonales supérieurs ou égaux à 6 mm, on retient les valeurs d'efforts maximaux (CMU) données dans le Tableau 6 pour la diagonale de 5 mm pour la première boucle et la seconde boucle.*

Tableau 7 – Charges Maximales d'Utilisation (CMU) par point de préhension pour le levage par treillis raidisseurs dans le cas où les armatures sont alternées

Diamètre Ø des diagonales du treillis raidisseur (mm)	Enrobage nominal supérieur des filants inférieurs du treillis (mm)	Effort maximal CMU (kN) (3 ^e boucle)
5	23	5,4

En faisant référence aux éléments apportés dans le tableau de la *Figure 6* en Section C, les dimensions maximales des crochets de levage doivent respecter les valeurs du diamètre de la boucle de 8 mm. Les crochets doivent impérativement être passés à l'intérieur des boucles formées par les diagonales du treillis raidisseur et non au niveau de la membrure supérieure du treillis raidisseur.

Note 3 : Dans le cas de prédalles manutentionnées au minimum à partir de la 3^e boucle, et si la position du levage n'est pas marquée, la vérification doit être effectuée en tenant compte d'une position de levage effective à + 40 cm d'écart par rapport à la position théorique lors du dimensionnement.

5. Porte-à-faux

Seul l'emploi de prédalles interrompues aux appuis est admis.

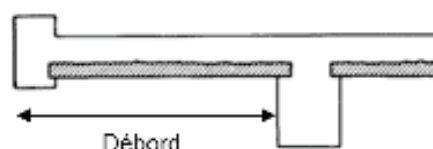


Figure 26 – Schéma de principe de porte-à-faux

Tableau 8 — Configurations nécessitant des armatures de liaison entre les prédalles et le béton coulé en œuvre

Cas de porte-à-faux	Armatures de liaison sur la zone en encorbellement	Armatures de liaison sur la zone d'équilibrage
Porte-à-faux supportant des charges linéiques $> 15 \text{ kN/m}$	Oui	Oui
Porte-à-faux supportant des charges linéiques $\leq 15 \text{ kN/m}$ et de débord $> 60 \text{ cm}$	Oui	Non ⁽²⁾
Porte-à-faux supportant des charges linéiques $\leq 15 \text{ kN/m}$ et de débord $\leq 60 \text{ cm}$	Non ⁽¹⁾	Non
(1) Sous réserve d'une couture à l'extrémité de l'encorbellement et d'un appui effectif de 2 cm sur l'élément porteur.		
(2) Sauf si les autres vérifications (cisaillement, sismique, ...) les rendent nécessaires.		

Lorsque des armatures de couture sont nécessaires, elles doivent respecter les dispositions du paragraphe 4.2.4 de la norme NF EN 13747.

Dans le cas de porte-à-faux perpendiculaire au sens porteur, la section résistante au droit du joint est réduite à l'épaisseur de béton complémentaire. Dans le cas où il est nécessaire de prendre en compte l'épaisseur totale du plancher, une zone de clavetage entre les deux prédalles doit être prévue (Figure 27).



Figure 27 — Porte-à-faux avec prédalles épaisses perpendiculaires au sens porteur

Il convient de considérer la participation de la prédalle dans le calcul du moment résistant du porte-à-faux, sous réserve des dispositions ci-dessus et de la vérification du monolithisme.

6. Ancrage des armatures – Cas particuliers

Les cas courants d'ancrage des armatures ont été traités au paragraphe 2.5 du présent document.

6.1 Renforts d'ancrage sur prédalle

Des renforts d'ancrage doivent être disposés sur la prédalle lorsque la longueur d'appui de la prédalle et le dépassement éventuel des armatures de la prédalle sont insuffisants pour équilibrer l'effort à ancrer. Cette disposition n'est acceptable que lorsque l'épaisseur de la prédalle permet de disposer les armatures de renfort dans la moitié inférieure du plancher total.

Dans ce cas, les dispositions constructives de l'Annexe E.3 de la norme NF EN 13747 sont applicables, les armatures de couture entre les deux bétons doivent être capables d'équilibrer la totalité de l'effort ancré par les armatures de renfort et être disposées sur la longueur de recouvrement de ces dernières avec les armatures longitudinales de la prédalle.

Ces armatures de couture peuvent cependant être omises dans les cas suivants :

- lorsque toutes les armatures de renfort sont situées dans le tiers inférieur du plancher et que les renforts sur prédalle reprennent moins de 50 % de l'effort total à ancrer ;
- ou lorsque toutes les armatures de renfort sont situées dans la moitié inférieure du plancher et que les renforts sur prédalle reprennent moins de 25 % de l'effort total à ancrer.

L'effort à ancrer pour les appuis simples et les appuis de continuité est défini paragraphe 9.3.1.1 (4) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

6.2 Cas des éléments porteurs sans retombée

Le repos de la prédalle sur l'élément porteur étant nul, il convient de reporter la réaction d'appui sur le support par l'intermédiaire d'armatures disposées dans le béton de clavetage. Le mode de fonctionnement de référence est un fonctionnement de type bielle, qui sert de calcul de base.

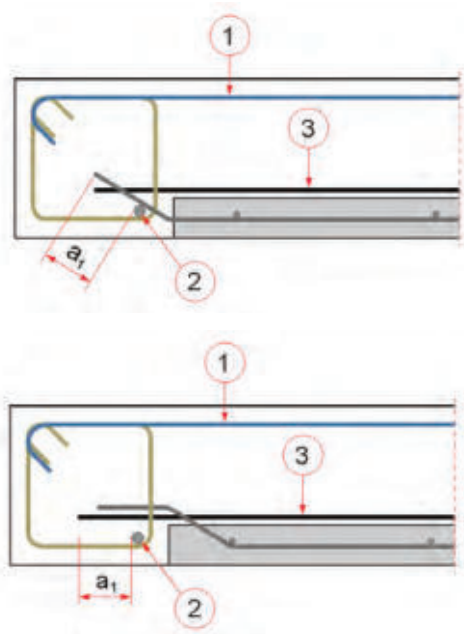
D'autres modes de fonctionnement sont possibles :

- équilibre en console courte mobilisant l'armature supérieure en attente ;
- ou par tout autre mécanisme assurant la stabilité de l'appui.

Quelles que soient les dispositions constructives retenues, il convient :

- de justifier le recouvrement des efforts entre les diverses armatures ;
- d'assurer la compatibilité entre les armatures en attente de l'élément porteur et celles de la prédalle ;
- de justifier l'épaisseur du béton coulé en œuvre quand la stabilité suppose l'équilibre d'une bielle appuyée sur l'armature inférieure en attente ;
- de tenir compte des tolérances afin d'assurer l'équilibre du principe de stabilité retenu.

Les dispositions constructives présentées au paragraphe 2.6 de la Section C du présent document doivent être appliquées.

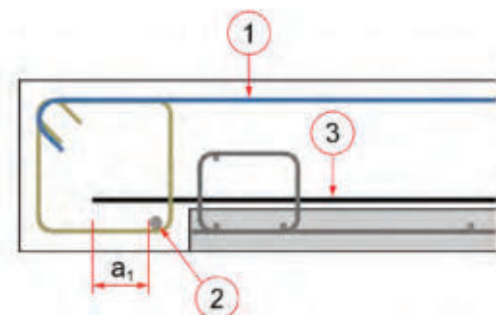


Légende :

1. Armatures supérieures de dalle
2. Armature de diamètre 12 mm minimum
3. Armatures complémentaires d'ancrage

a_1 la longueur d'ancrage dépassante au-delà de l'armature de diamètre 12 mm minimum

Figure 28 — Exemples de disposition avec armatures dépassant de la prédalle



Légende :

1. Armatures supérieures de dalle
2. Armature de diamètre 12 mm minimum
3. Armatures complémentaires d'ancrage

a_1 la longueur d'ancrage de l'armature au-dessus de la prédalle au-delà de l'armature de diamètre 12 mm minimum

Figure 29 — Exemple de disposition avec armatures mises en place au-dessus de la prédalle

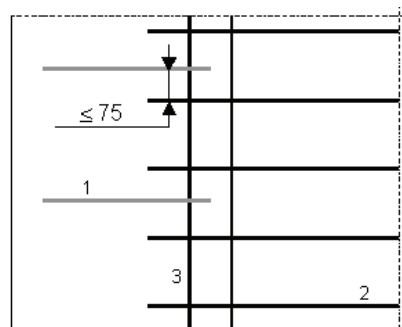
Les armatures d'ancrage sont situées au-dessus d'une armature longitudinale de l'élément porteur, de diamètre minimal 12 mm.

Avec la longueur d'ancrage a_1 définie sur les Figures 28 et 29, le brin du cadre le plus proche de la prédalle doit être capable d'assurer la suspension de la totalité de la charge.

Les longueurs d'ancrage doivent être calculées pour équilibrer l'effort tranchant selon les prescriptions du paragraphe 6.6 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

La pression transversale provoquée par la bielle n'est pas prise en compte dans ce cas ($\alpha_s = 1,0$; voir Tableau 8.2 de la norme NF EN 1992-1-1).

L'espacement des armatures de suspension prévues doit vérifier les conditions prescrites au paragraphe 2.6 de la Section C du présent document.



Légende :

1. Cadre
2. Armature d'ancrage de l'effort tranchant
3. Armature diamètre 12 mm minimum

Figure 30 — Exemple de disposition d'appui avec poutre noyée

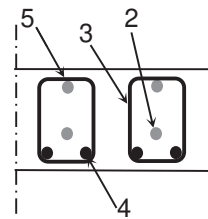
6.3 Cas de repos effectif insuffisant

Lorsqu'il est constaté sur le chantier que les prescriptions d'appui définies sur les plans de préconisation de pose ne sont pas respectées, le bureau d'études du fournisseur de prédalles doit définir les dispositions particulières à adopter, en concertation avec le bureau d'études de l'entreprise de gros œuvre :

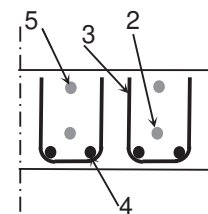
- si la pénétration de l'armature sur l'appui est suffisante (vérification de l'ancrage conformément au paragraphe 2.5 de la présente section), aucune disposition complémentaire n'est à prendre ;
- si la pénétration de l'armature sur l'appui n'est pas suffisante mais supérieure ou égale à 50 mm et si le retrait de la prédalle est inférieur ou égal à 50 mm, alors une solution de renforcement par cadres de suspension telle que décrite aux paragraphes 6.3.1 et 6.3.2 de la présente section est possible. Dans ce cas, une armature dimensionnée (repère 2 sur les Figures 31 et 32) pour une force égale au 3/4 de l'effort tranchant non réduit, et ancrée totalement de part et d'autre du brin de suspension, doit être placée juste au-dessus de la prédalle à l'intérieur des armatures de suspension. Cette armature doit être disposée dans la moitié inférieure de la hauteur totale du plancher, faute de quoi cette disposition n'est plus acceptable ;

- Les armatures de suspension sont dimensionnées pour relever la totalité de l'effort tranchant réduit.

La longueur a de dépassement de l'armature sortant en attente de la prédalle par rapport au brin de suspension doit être suffisante pour assurer l'ancrage des $\frac{3}{4}$ de l'effort tranchant non réduit.



Coupe AA



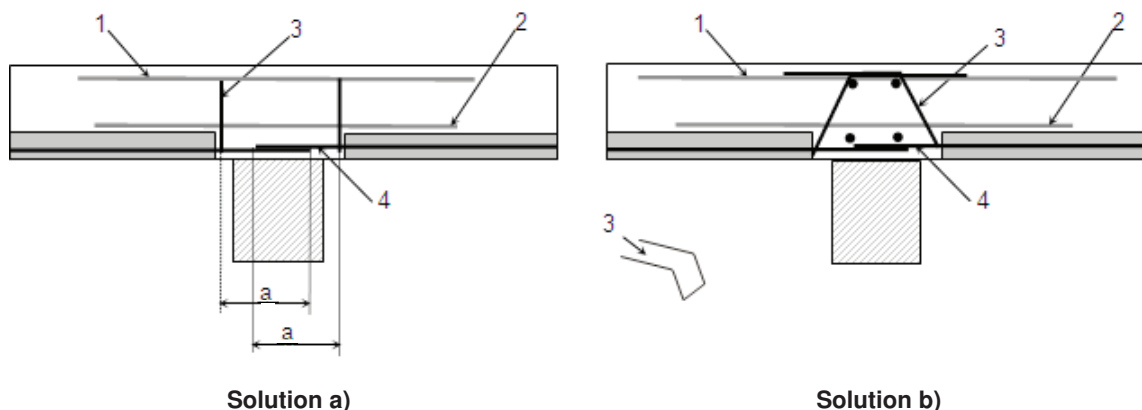
Coupe AA

1. Armatures de chaînage
2. Armature complémentaire d'ancrage
3. Armatures de suspension
4. Armatures de la prédalle
5. Armatures supérieures

Cahier 2892_V2 – Avril 2016

6.3.2 Cas d'un appui de continuité

Les armatures de suspension peuvent être remplacées par des cadres entourant les armatures supérieures.



Légende :

- 1. Armatures supérieures
- 2. Armature complémentaire d'ancrage
- 3. Armatures de suspension
- 4. Armatures de la prédalle

Figure 32 — Exemples de disposition d'appui de continuité dans le cas de repos effectif insuffisant

7. Fonction diaphragme

7.1 Principes

Le fonctionnement en diaphragme des planchers assure la répartition des efforts horizontaux (vent, séisme, poussées des terres, ...) entre les éléments de contreventement (voiles, portiques).

Le transfert des efforts dans le plancher dépend notamment de sa géométrie. L'analyse peut être menée en considérant le comportement du plancher comme celui d'une poutre plate, d'un treillis plan ou d'un mécanisme bielles-tirants. Le calcul des efforts internes du diaphragme permet de dimensionner les armatures à disposer dans la dalle de compression rapportée, ainsi que dans les chaînages périphériques et intérieurs.

Les notions de « chaînage périphérique » et « chaînage intérieur » sont conformes à celles de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) dont la Figure 9.15 illustre les différents types.

7.2 Calcul du diaphragme

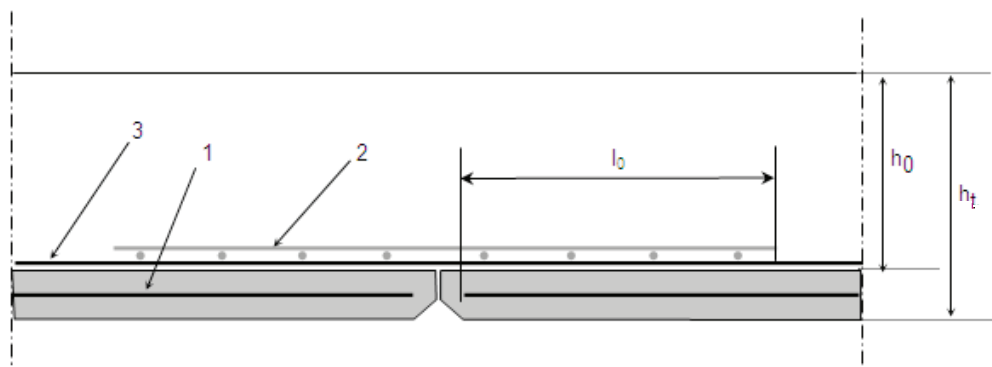
7.2.1 Dimensionnement vis-à-vis du cisaillement horizontal

7.2.1.1 Vérifications en partie courante

Le dimensionnement vis-à-vis du cisaillement horizontal en partie courante de plancher est effectué selon les paragraphes 6.2.2, 6.2.3 ou 6.5 de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA), selon le modèle de calcul adopté. Lorsque le plancher est assimilé à une poutre plate (paragraphe 6.2.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale), on retient pour v_{min} , la valeur adoptée pour les voiles.

7.2.1.2 Vérifications au droit des joints

Le dimensionnement vis-à-vis du cisaillement horizontal au droit des joints est effectué selon le paragraphe 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale, en assimilant la surface au droit du joint à une surface de reprise fictive. On retiendra les valeurs de c et de μ suivantes : $c = 0,5$ et $\mu = 0,9$.



Légende :

1. Armature de répartition de la prédalle (section At_1)
2. Armature en recouvrement sur le joint (section At_2)
3. Armature complémentaire éventuelle sur toute la surface (section At_3)

Figure 33 – Coupe transversale sur joint

Les armatures (section At_2) placées sur le joint viennent en recouvrement des armatures transversales des prédalles (section At_1). La longueur de recouvrement l_0 est déterminée conformément au paragraphe 8.7.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale.

S'il y a lieu, les armatures complémentaires (section At_3) ajoutées dans le béton coulé en place contribuent à la résistance du joint.

Note : Pour les vérifications incluant les actions dynamiques ou sismiques, il convient de ne pas diviser la valeur de c par 2 étant donné qu'il n'y a pas de reprise de bétonnage effective.

7.2.1.3 Vérifications aux appuis et éléments de contreventement

Le dimensionnement vis-à-vis du cisaillement horizontal à la liaison plancher-appui ou plancher-élément de contreventement est effectué indépendamment du dimensionnement vis-à-vis du cisaillement vertical.

Par application du paragraphe 6.2.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA), aucune disposition particulière n'est requise si le cisaillement sollicitant est inférieur au cisaillement résistant minimum v_{min} (v_{min} calculé avec la valeur adoptée pour les voiles). Dans le cas où le cisaillement horizontal est supérieur à la contrainte de cisaillement v_{min} , il convient d'appliquer le paragraphe 6.2.4 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

Lorsqu'il y a une reprise de bétonnage entre le voile ou l'élément de contreventement et le plancher, le paragraphe 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale s'applique.

Dans le sens non porteur, les armatures de répartition des prédalles doivent être ancrées dans les chaînages latéraux. Ceci peut être réalisé par des armatures placées en recouvrement dans des conditions similaires à celles prévues pour le recouvrement des joints courants entre prédalles.

7.2.2 Dimensionnement vis-à-vis des efforts de flexion

Les chaînages périphériques et intérieurs assurent la résistance à la flexion des diaphragmes. Les sections définies au paragraphe 9.10.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) sont complétées si besoin afin de résister aux sollicitations de calcul.

7.2.3 Continuité mécanique au droit des appuis intermédiaires

La fonction diaphragme doit être assurée au droit des appuis intermédiaires. Ceci peut être réalisé par l'une ou l'autre des trois dispositions suivantes.

7.2.3.1 Recouvrement direct des armatures des prédalles

La longueur du recouvrement horizontal e (Figure 34.d), mesurée entre les naissances des courbures, doit être supérieure ou égale à $10\varnothing + d_{max}$ où d_{max} est la distance libre entre les armatures (perpendiculairement à la Figure 34.d, voir Figure 34.b).

La longueur d'ancrage l_{bd} est calculée conformément au paragraphe 8.4.4 de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Les longueurs l_0 et l_{bd} sont déterminées en fonction du dimensionnement vis-à-vis du cisaillement horizontal.

Note : La longueur l_0 intègre le décalage entre armatures (se reporter au chapitre 8.7.2 de NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA)).

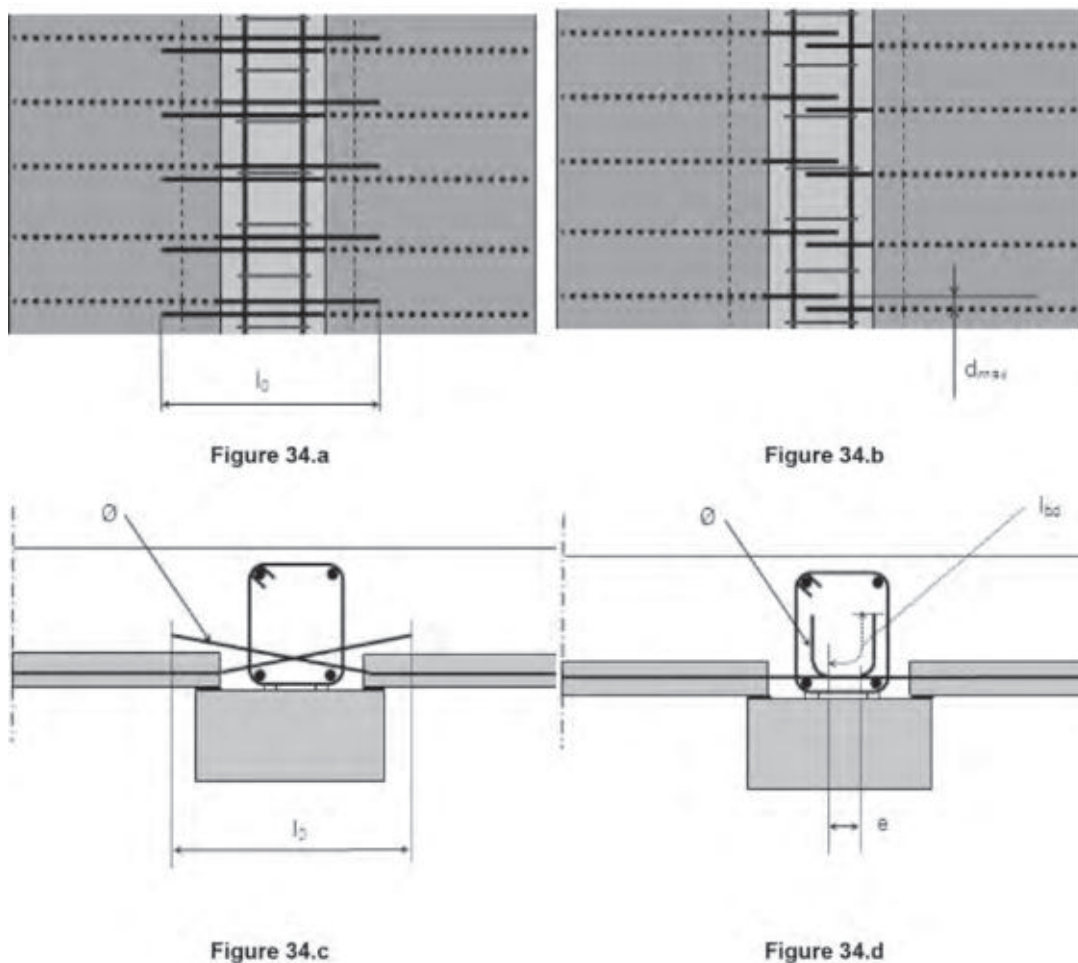
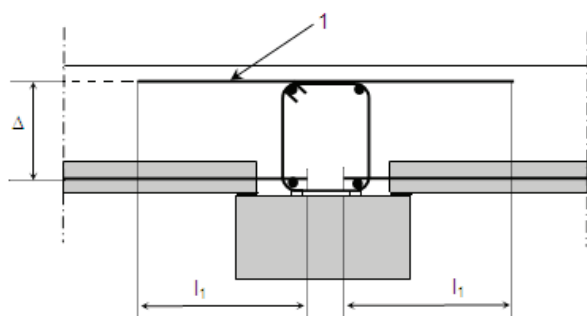


Figure 34 — Réalisations possibles avec recouvrement direct des armatures des prédalles

7.2.3.2 Recouvrement par les armatures de continuité placées en chapeaux

La longueur du recouvrement $l_1 = l_0 + \Delta$ prend en compte la distance verticale entre les deux lits d'armatures (Figure 35).



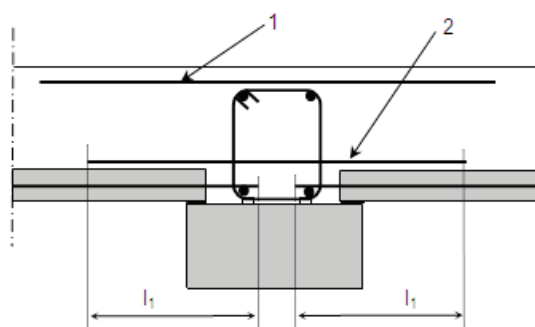
Légende :

1. Armature de continuité et de recouvrement

Figure 35 — Recouvrement par des armatures de continuité en chapeaux

7.2.3.3 Recouvrement par des armatures placées au-dessus des prédalles

Ces armatures ne peuvent pas être prises en compte dans les justifications de flexion sous moment négatif.



Légende :

1. Armature de continuité
2. Armature de recouvrement

Figure 36 — Recouvrement par des armatures placées au-dessus des prédalles

Les longueurs de recouvrement l_r doivent satisfaire les prescriptions du paragraphe 8.7 de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-2/NA).

Le décalage vertical et le décalage horizontal entre armatures doivent être pris en compte.

7.3 Cas d'existence de trémie

L'existence d'une (ou de plusieurs) trémie(s) peut modifier le cheminement des efforts dans le diaphragme. Une grande trémie (ou le groupement de plusieurs petites) peut neutraliser une partie du diaphragme. Dans ce cas, il faut justifier des efforts dans les parties pleines en assurant un fonctionnement en bielles-tirants ou en voûtes.

8. Méthode de justification par le calcul de la résistance au feu

8.1 Généralités

Les critères de classification de résistance au feu R, E, I, définis au paragraphe 2 de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-2/NA), peuvent être vérifiés individuellement selon l'une des trois méthodes suivantes :

- valeurs tabulées ;
- méthode de calcul simplifiée ;
- méthode de calcul avancée.

Les actions dues à la température sont déterminées suivant la norme NF EN 1991-1-2 et son Annexe nationale (NF EN 1991-1-2/NA). Les actions mécaniques sont combinées, en situation accidentelle, conformément à la norme NF EN 1990 et son Annexe nationale (NF EN 1990/NA).

Les joints entre prédalles dont l'épaisseur nominale e est inférieure ou égale à 20 mm sont négligés pour le calcul des températures, conformément au paragraphe 4.6 (4) de la norme NF EN 1992-1-2.

8.2 Méthodes d'analyse

8.2.1 Valeurs tabulées

La Section 5 de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-2/NA) s'applique avec les compléments ci-après.

Les valeurs tabulées sont applicables uniquement pour l'analyse par élément dans le cas de feu normalisé.

La fonction porteuse (critère R) est considérée satisfaite lorsque les exigences minimales relatives aux dimensions et à la distance de l'axe des armatures au parement sont conformes aux valeurs données au paragraphe 5.7 de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale.

8.2.2 Calcul simplifié

8.2.2.1 Généralités

La méthode de calcul simplifiée peut être applicable pour l'analyse de parties de structure dans le cas de feu normalisé, ou pour l'analyse par élément dans le cas de feu paramétré, quel que soit le type de chargement.

Note : L'Annexe B de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-2/NA) présente deux méthodes simplifiées, pour le calcul de la résistance aux moments de flexions et aux efforts normaux.

8.2.2.2 Distribution de la température

Les températures peuvent être déterminées par essais ou par calculs (paragraphe 4.2.2 de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale NF EN 1992-1-2/NA).

Une méthode analytique pour le calcul des températures est donnée en Annexe H de la présente section.

Dans le cas des dalles d'épaisseur courante, les distributions de températures présentées en Annexe A de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale peuvent être utilisées pour les armatures inférieures.

8.2.2.3 Capacité portante

8.2.2.3.1 Résistance à la flexion

La résistance à la flexion est vérifiée de la façon suivante :

$$M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi,T} + \frac{M_{Rd,fi,W} + M_{Rd,fi,E}}{2}$$

avec :

- $M_{Ed,fi}$ le moment sollicitant à chaud ;
- $M_{Rd,fi,T}$ le moment résistant à chaud en travée ;
- $M_{Rd,fi,W}$ et $M_{Rd,fi,E}$ les moments résistants à chaud, respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite.

Note : Cette formule correspond au cas de charges uniformément réparties avec des moments résistants sur appuis sensiblement identiques. Dans les autres cas, il convient de déterminer l'abscisse critique en considérant la ligne de fermeture.

Lorsque le critère d'isolation I est vérifié, le coefficient d'affaiblissement de la résistance des armatures supérieures est pris égal à 1,0.

La prise en compte des moments sur appuis est possible : lorsque la redistribution des moments fléchissants pour le calcul à température normale n'excède pas 15 % ;

ou lorsque la redistribution des moments est supérieure à 15 %, si la capacité de rotation aux appuis est suffisante pour les conditions d'exposition au feu requises. La justification de la capacité de rotation aux appuis peut être réalisée suivant l'une des méthodes suivantes :

- la méthode dite « règle du ferrailage » ;
- la méthode dite « règle du coffrage », conformément au paragraphe 5.7.3 (2) de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-2/NA).

a) Règle du ferrailage

Les moments résistants $M_{Rd,fi}$ sur appuis ($M_{Rd,fi,W}$ ou $M_{Rd,fi,E}$) peuvent être pris en compte si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$M_{Rd,fi} \geq M_a + M_0 - M_\Omega$$

M_a est la valeur absolue du moment appliqué sur l'appui considéré et calculé comme ci-après.

Note 1 : Le moment sollicitant M_a peut être déterminé en application de la NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale.

On détache, de part et d'autre de l'appui, des travées fictives de longueur ℓ'_w à gauche de l'appui et ℓ'_e à droite de l'appui (Figure 37) :

- $\ell'_e = \ell_e$ pour la travée de rive droite ;
- $\ell'_w = \ell_w$ pour la travée de rive gauche ;
- $\ell'_e = 0,8 \ell_e$ et $\ell'_w = 0,8 \ell_w$ dans tous les autres cas.

Appui considéré	Schéma de transposition
Appui intermédiaire dans le cas de 2 travées en continuité	
Premier appui intermédiaire dans le cas de plusieurs travées en continuité	
Autre(s) appui(s) intermédiaire(s) dans le cas de plusieurs travées en continuité	

Figure 37 — Définition des travées fictives

Dans le cas de travées de même épaisseur, supportant des charges réparties uniformes p_w et p_e , le moment sur appui est donné par :

$$M_a = \frac{p_e \cdot \ell_e^3 + p_w \cdot \ell_w^3}{8,5 (\ell_e' + \ell_w')}$$

Note 2 : Pour des travées d'épaisseurs différentes h_e et h_w et des charges quelconques entraînant des rotations sur appuis déterminées en supposant les travées isostatiques ω_e' et ω_w' (calculées avec ℓ_e' et ℓ_w') et soumises aux mêmes charges (Figure 38) :

$$M_a = \frac{4 E_{cm}}{17} \cdot \frac{|\omega_e' - \omega_w'|}{(\ell_e' / h_e^3 + \ell_w' / h_w^3)}$$

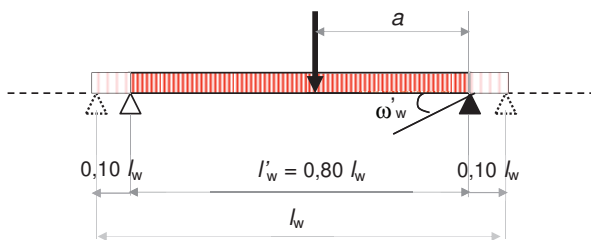


Figure 38 — Travée fictive pour la détermination des moments sous charges quelconques

avec :

- E_{cm} module d'élasticité du béton (utilisé dans le calcul de ω_e' et ω_w') ;
- M_0 est la valeur absolue du moment sur appui provoqué par le phénomène de gradient thermique résultant de l'action du feu ;
- M_Ω est le moment limite admissible résultant de la formation d'une rotule plastique, moment qui vient en déduction des moments précédents.

($M_0 - M_\Omega$) en kN.m/m peut être calculé par la formule :

$$M_0 - M_\Omega = 0,0103 \cdot a_i \cdot \frac{l}{\frac{l'_w}{(100 \times h_{tw})^{\delta_1}} + \frac{l'_e}{(100 \times h_{te})^{\delta_1}}} \left[\frac{a_0 (l'_w + l'_e)}{2} + \frac{b_0}{2} \left(\frac{l'_w}{h_{tw} + h_0} + \frac{l'_e}{h_{te} + h_0} \right) - 100 \Omega_r \right]$$

Dans le cas où $h_{tw} = h_{te} = h_i$, cette formule peut être simplifiée de la manière suivante :

$$M_0 - M_\Omega = 0,00515 \cdot a_i \cdot (100 \times h_i)^{\delta_1} \cdot \left(a_0 + \frac{b_0}{h_i + h_0} - \frac{100 \Omega_r}{L} \right)$$

avec :

- L défini de la manière suivante : $L = \frac{l'_w + l'_e}{2}$;
- Ω_r rotation limite de la rotule plastique définie dans le paragraphe 5.7.3 (2) de la norme NF EN 1992-1-2/NA ;
- les valeurs a_i , b_i , a_0 , b_0 et h_0 figurant dans le tableau suivant :

Tableau 9 — Paramètres pour calcul de $M_0 - M_\Omega$

REI	a_i	b_i	a_0	b_0	h_0
30	1,2600	3,44	- 1,81	0,882	0,0564
60	0,4010	3,73	- 2,67	1,289	0,0715
90	0,1520	3,98	- 3,64	1,868	0,1082
120	0,0598	4,22	- 5,28	3,097	0,1860
180	0,0071	4,75	- 40,20	105,74	2,224

b) Règle du coffrage

La condition A du paragraphe 5.7.3 (2) de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-2/NA) est définie dans le cas de planchers d'épaisseurs identiques. Pour des épaisseurs différentes de part et d'autre de l'appui, cette condition est remplacée par les deux inégalités suivantes qui doivent être simultanément vérifiées :

$$h_{tw} \geq \frac{b_0}{\left[100 \Omega_r - \left[a_0 + \frac{b_0}{h_{te} + h_0} \right] \cdot \frac{l'_e}{2} \right] \frac{2}{l'_w} - a_0} - h_0$$

$$h_{te} \geq \frac{b_0}{\left[100 \Omega_r - \left[a_0 + \frac{b_0}{h_{tw} + h_0} \right] \cdot \frac{l'_w}{2} \right] \frac{2}{l'_e} - a_0} - h_0$$

avec :

- h_w épaisseur totale de la dalle à gauche de l'appui, en mètres ;
- h_e épaisseur totale de la dalle à droite de l'appui, en mètres.

8.2.3 Calculs avancés

Le paragraphe 4.3 de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-2/NA) s'applique.

9. Méthode de justification par le calcul de la résistance au séisme

9.1 Conditions d'application

Ce chapitre précise les conditions d'application de la norme NF EN 1998-1 et son Annexe nationale (NF EN 1998-1/NA) pour les planchers à prédalles en béton.

9.2 Généralités

Vis-à-vis des sollicitations sismiques, les planchers à prédalles doivent être organisés de manière à :

a) Assurer le rôle de diaphragme en transmettant aux éléments de contreventement verticaux les efforts sismiques horizontaux provenant de l'accélération des masses associées aux planchers :

L'intensité des efforts développés dans le diaphragme et les réactions engendrées dans les éléments de contreventement verticaux sont fonction de la rigidité des éléments de contreventement verticaux, la rigidité du diaphragme pouvant être supposée infinie.

Note : La rigidité supposée infinie du diaphragme est en général assurée. Dans le cas de planchers à fort élanement en plan et/ou d'éléments de contreventement éloignés, cette hypothèse peut être remise en cause et il convient alors de prendre en compte dans les calculs la flexibilité en plan du plancher.

b) Assurer la liaison entre les différents éléments de la structure :

Cela implique que les planchers soient correctement ancrés et chaînés sur leurs appuis, conformément aux prescriptions de la présente section.

Le dimensionnement doit être réalisé conformément aux paragraphes 5.10 et 5.11 de la norme NF EN 1998-1 et de son Annexe nationale (NF EN 1998-1/NA).

9.2.1 Fonction diaphragme

Le fonctionnement en diaphragme des planchers assure la répartition des efforts horizontaux entre les éléments de contreventement (voiles, portiques). Pour cela, le plancher diaphragme doit avoir une rigidité suffisante afin que la déformabilité de cisaillement soit négligeable par rapport aux déplacements horizontaux des éléments porteurs (voir paragraphe 5.1.1 (7) de la norme NF EN 1992-1-1).

Le paragraphe 7 de la présente section est applicable.

Les paragraphes 4.4.2.5 et 5.11.3.5 de la norme NF EN 1998-1 et de son Annexe nationale s'appliquent.

Note : L'application de ces clauses revient à considérer une épaisseur minimale de béton rapporté (dalle de compression) solidaire des prédalles de 50 mm. Le monolithisme de la section composite en situation sismique doit être assuré. Les vérifications sont effectuées en considérant un coefficient de sur-résistance appliqué aux sollicitations sismiques égal à 1,3 pour les sollicitations de cisaillement et à 1,1 pour les sollicitations de flexion.

9.2.2 Fonction liaison assurée par les prédalles

Cette liaison est à considérer sous trois aspects :

- la liaison du plancher aux éléments de structure qui le portent ;
- le chaînage du plancher sur ses rives latérales ;
- la liaison entre façades opposées.

La liaison aux éléments de structures est assurée par les armatures existantes (dépassantes) ou ajoutées, continues ou en recouvrement, disposées dans les composants et/ou dans la table de compression.

Les dispositions du paragraphe 7.2.3.2 du présent document sont utilisables en zones de sismicité 2 et 3 ; les dispositions des paragraphes 7.2.3.1 et 7.2.3.3 sont utilisables en toute zone sismique.

Dans les deux directions, le plancher doit présenter en toute section transversale une capacité de résistance ultime à la traction correspondant à la valeur maximale entre 15 kN/ml et celle issue du calcul sismique d'ensemble effectué sur le projet.

Dans la direction perpendiculaire à la portée et dans la direction de la portée des prédalles, le système de chaînage intérieur réparti correspond au minimum aux prescriptions du paragraphe 9.10.2.3 de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Les recouvrements tiennent compte, s'il y a lieu, des décalages transversaux entre armatures.

9.2.3 Monolithisme du plancher

La vérification du cisaillement au droit des joints est effectuée conformément au paragraphe 7.2.1.2 du présent document, en prenant en compte les forces sismiques horizontales au niveau du plancher, avec un coefficient de sur-résistance appliqué aux sollicitations sismiques égal à 1,3.

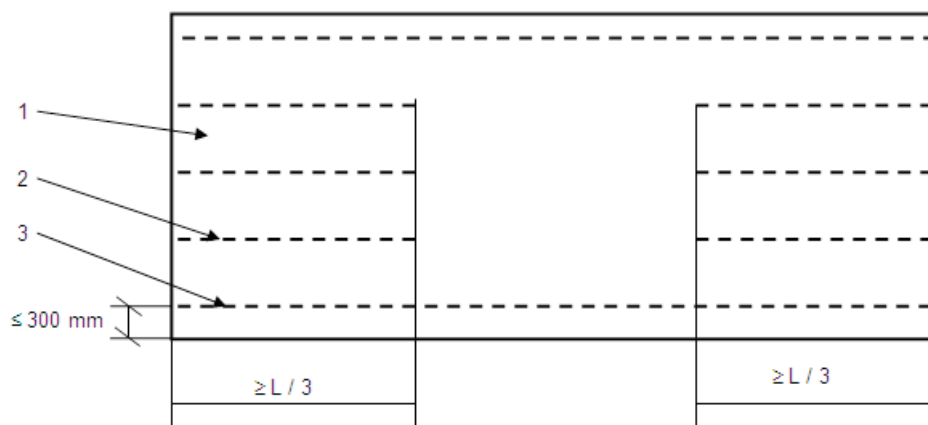
En zones de sismicité 2, 3 et 4, pour autant que le béton coulé en œuvre présente une résistance caractéristique f_{ck} au moins égale à 25 MPa, les seules vérifications relatives au monolithisme sont celles prévues en situation non sismique.

Le paragraphe ci-dessus est applicable en zone de sismicité 4 uniquement pour les prédalles bénéficiant d'une certification NF et présentant un état de surface craté.

En zones de sismicité 4 et 5, lorsque les prédalles ne respectent pas les exigences définies à l'alinéa précédent, des armatures de couture entre prédalles et béton coulé en œuvre doivent régner sur les tiers extrêmes des portées et tout le long des rives des prédalles et respecter les conditions suivantes (Figure 39) :

- l'espacement des coutures dans le sens transversal ne doit pas excéder 3 fois la hauteur totale du plancher ;

- l'espacement des boucles de couture dans le sens longitudinal ne doit pas excéder la hauteur totale du plancher, à moins que les coutures soient réalisées par des treillis raidisseurs parallèles au sens de portée ;
- les armatures de couture (grecques ou treillis raidisseurs) doivent être dimensionnées pour ancrer verticalement un effort de 100 kN par m² de plancher dans les zones cousues (vérification sous combinaison sismique) ;
- les armatures de couture placées en rive sont identiques à celles placées dans les zones des tiers extrêmes des portées, mais sur toute la portée. La file de rive ne doit pas être distante de la rive de plus de 300 mm.



Légende :

1. Prédalle de portée L
2. Armatures de couture d'about
3. Armatures de couture de rive

Figure 39 — Positionnement des armatures de couture

Dans le cas où, hors situation sismique, des coutures sont nécessaires, il n'y a pas lieu de les cumuler avec les exigences précédentes. C'est la configuration d'armature la plus défavorable qui est retenue.

Dans le cas des balcons, des coutures sont systématiques.

9.3 Dispositions constructives

Conformément au 9.2.3 (1) de la norme NF EN 1992-1-1 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA), il convient que les chaînages intérieurs répartis soient effectivement continus sur toute leur longueur et qu'ils soient ancrés aux chaînages périphériques à chaque extrémité.

Annexe A Repos sur appuis des planchers

A1. Généralités

Les prescriptions suivantes sont applicables aux appuis sans lisses de rive.

Les valeurs minimales prescrites des repos sur appui l_a sont déterminées à partir de la charge P_a transmise à l'appui en phase provisoire et différent suivant la nature du support.

La charge P_a est calculée au mètre linéaire d'appui à l'État-Limite Ultime. Dans ce calcul, il est tenu compte du poids propre du plancher et d'une charge de chantier conventionnelle équivalente à une charge uniformément répartie Q_c .

$$P_a = [\gamma_g (G_1 + G_2) + \gamma_q Q_c] L_{\text{eff}} / 2$$

avec :

- G_1 le poids propre en kN/m² de la prédalle seule ;
- G_2 le poids de béton complémentaire en kN/m² ;
- Q_c la charge conventionnelle de chantier équivalente à une charge uniformément répartie prise égale à 1,0 kN/m² ;
- L_{eff} la portée utile du plancher en mètres dans le cas d'une mise en œuvre sans étai.

Pour une mise en œuvre avec étais intermédiaires et à défaut de calculs plus précis, la charge P_a est déterminée avec l'expression ci-dessus en prenant L_{eff} égale à la distance entre l'appui et la première file d'étais.

A2. Repos minimal sur support métallique ou en béton

La valeur minimale l_a doit être telle que :

$$l_a \geq \begin{cases} A_1 \\ A_2 \end{cases}$$

avec A_1 égal à $P_a / 1,5$ (P_a en kN/m et A_1 en mm).

La valeur du repos minimal A_2 sur support métallique ou en béton est donnée par le tableau qui suit :

Tableau A1 — Repos minimal A_2 sur support métallique ou en béton

Repos minimal A_2 (mm)	
Avec étalement intermédiaire	Sans étalement intermédiaire
15 mm	30 mm

A3. Repos minimal sur murs en maçonnerie de petits éléments

La valeur minimale l_a doit être telle que :

$$l_a \geq \begin{cases} A_1 \\ A_2 \end{cases}$$

avec $A_1 = 3 P_a / 2$ (P_a en kN/m et A_1 en mm)

La valeur du repos minimal A_2 sur support en maçonnerie de petits éléments est donnée par le tableau qui suit :

Tableau A2 — Repos minimal A_2 sur support en maçonnerie de petits éléments

Avec étalement intermédiaire	Sans étalement intermédiaire
30 mm	40 mm

Note : Le calcul de A_1 est établi pour une résistance caractéristique de la maçonnerie d'au moins 4 MPa. Pour une résistance caractéristique plus faible, la valeur de A_1 devra être majorée proportionnellement.

A4. Détermination du repos nominal et de l'espace d'appui

Le repos nominal est déterminé en ajoutant au repos minimal la combinaison quadratique des tolérances interférant sur cette dimension.

Dans l'hypothèse de conditions d'appuis symétriques, le repos minimal doit être augmenté de :

$$\Delta_1 = \sqrt{\left(\frac{\Delta a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta a_2}{2}\right)^2}$$

De même, l'espace d'appui est déduit du repos nominal en ajoutant la combinaison quadratique :

$$\Delta_2 = \sqrt{\left(\frac{\Delta a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{\Delta a_2}{2}\right)^2 + (\Delta a_3)^2}$$

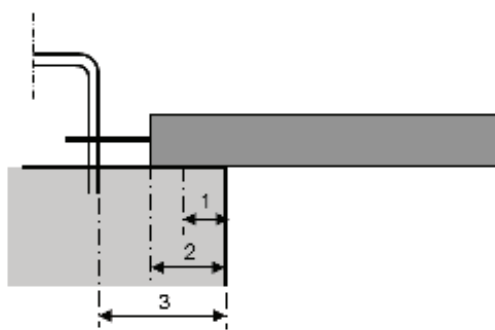
Sauf indications contraires dans les DPM, les tolérances à considérer pour la conception des appuis sont les suivantes :

- tolérance maximale sur la longueur des prédalles : $\Delta a_1 = \pm 20$ mm, conformément à la norme NF EN 13747 ;
- tolérance sur la distance libre entre les éléments support : $\Delta a_2 = \pm 20$ mm, conformément au §3 de la Section C du présent document ;
- tolérance sur la position transversale des cadres de poutres : $\Delta a_3 = \pm 15$ mm, conformément à la norme NF EN 13225.

Ce qui conduit à :

$$\Delta_1 = 14 \text{ mm et } \Delta_2 = 20 \text{ mm}$$

Des valeurs de 15 mm et 20 mm sont généralement retenues, respectivement pour Δ_1 et Δ_2 .



Légende :

1. Repos minimal (ℓ_a)
2. Repos nominal
3. Espace d'appui

Figure A1 — Repos des prédalles (cas sans lisse d'appui)

A5. Valeurs du repos nominal en tolérances courantes

Les valeurs de repos nominal des prédalles pour des tolérances courantes sont données dans le tableau suivant :

Tableau A3 — Repos nominal (mm)

	Avec étaielement intermédiaire	Sans étaielement intermédiaire
Support métallique ou en béton	30	45
Support en maçonnerie de petits éléments	45	55

A6. Valeurs de l'espace d'appui en tolérances courantes

Les valeurs d'espace d'appui des prédalles pour des tolérances courantes sont données dans le tableau suivant :

Tableau A4 — Espace d'appui (mm)

	Avec étaielement intermédiaire	Sans étaielement intermédiaire
Support métallique ou en béton	50	65
Support en maçonnerie de petits éléments	65	75

Annexe B

Calcul des sollicitations et répartition transversale des charges

B1. Domaine d'application

La présente annexe définit les modalités de calcul des sollicitations de planchers à prédalles dont l'épaisseur h_0 est au plus égale à 18 cm et pour lesquels l'épaisseur h_0 du béton coulé en place sur les prédalles est au moins de 5 cm.

B2. Généralités

Le modèle de calcul des sollicitations est généralement un modèle élastique et linéaire.

Indifféremment des conditions d'appui des planchers (pouvant porter sur 2, 3 ou 4 bords) et pour le cas des charges définies dans la norme NF EN 1991-1-1 et son Annexe nationale (NF EN 1991-1-1/NA), il est possible de calculer les planchers comme des dalles portant sur une direction.

Note 1 : La norme NF EN 1991-1-1 et son Annexe nationale indiquent les poids propres des cloisons assimilables à des charges uniformément réparties compte tenu de la capacité de redistribution transversale des charges par les planchers à prédalles. Dans le cas de charges linéiques supérieures, le bureau d'études structures de l'entreprise de gros œuvre peut définir les charges réparties équivalentes.

Note 2 : Les cloisons légères mises en œuvre après les planchers mais auxquelles des charges peuvent ultérieurement être transmises par suite des déformations différées des planchers ne forment pas des appuis au sens de la présente annexe.

Dans les conditions de charges définies ci-avant, il est possible de considérer les zones de plancher situées au voisinage de l'appui porteur latéral, sur une largeur égale à $L/2$, comme portant sur trois appuis (Figure B1).

Dans les autres cas, le dimensionnement doit être mené en tenant compte des conditions réelles d'appui et de chargement, ainsi que de l'influence éventuelle des coupures entre prédalles voisines. En l'absence d'une modélisation plus précise, les sollicitations sont évaluées dans l'hypothèse d'une dalle isotrope et sont affectées d'un coefficient correcteur prenant en compte les coupures au droit des joints et différenciant le cas des prédalles précontraintes et en béton armé.

À défaut d'un mode de dimensionnement plus élaboré, on peut recourir aux méthodes simplifiées dont il est traité en annexes :

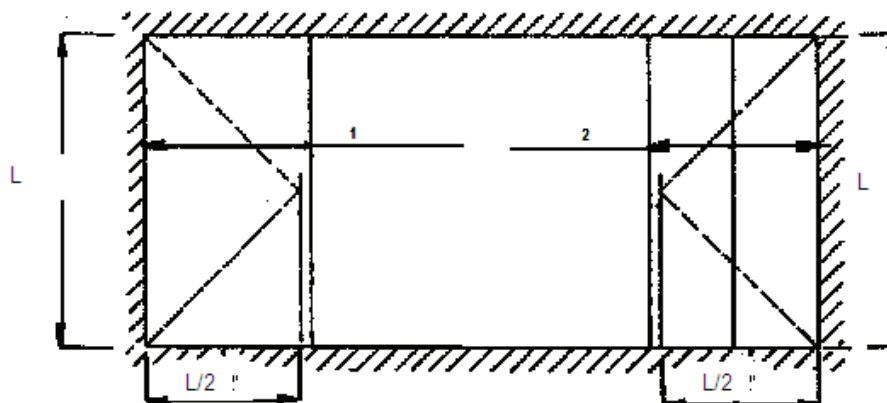
- l'Annexe C de la présente section traite de l'utilisation de prédalles dans des planchers supportant des charges concentrées linéaires importantes en leur centre ou en rive ;
- l'Annexe D de la présente section traite de l'utilisation de prédalles dans des planchers supportant des charges concentrées ponctuelles, fixes ou mobiles.

Note : Dans le cas de charges concentrées importantes, linéaires ou ponctuelles, appliquées en rive d'un plancher à prédalles, il est conseillé, plutôt que de faire appel à la répartition transversale, de prévoir une poutre de rive ou tout autre dispositif pour porter directement les charges.

B2.1 Coefficient correcteur des sollicitations suivant le sens de la portée des prédalles

Dans les cas de planchers dont l'épaisseur est de l'ordre de 3 fois celle de la prédalle (par exemple, 14 cm au minimum pour une prédalle courante de 5 cm d'épaisseur) ou dans le cas de planchers ne présentant pas de coupure du fait des joints (cellule couverte par une seule prédalle ou continuité des armatures de répartition réalisée entre 2 prédalles voisines dans une bande de béton coulée en place), le coefficient correcteur η_x appliqué aux sollicitations (moments, efforts tranchants et réactions d'appuis) agissant suivant le sens de la portée des prédalles a pour valeur :

- η_x égal à 1 dans le cas de prédalles en béton armé ;
- η_x égal à 1,15 dans le cas de prédalles en béton précontraint.



Légende :

1. Une prédalle
2. Deux prédalles

Figure B1 — Prédalles de rives portant sur 3 appuis

Dans les autres cas, le coefficient correcteur aura pour valeur :

- η_x égal à 1,10 dans le cas de prédalles en béton armé ;
- η_x égal à 1,25 dans le cas de prédalles en béton précontraint.

B2.2 Coefficient correcteur des sollicitations dans le sens transversal

Le coefficient correcteur η_y appliqué aux sollicitations (moments, efforts tranchants et réactions d'appuis) agissant dans le sens transversal a pour valeur :

$$- \eta_y = \left(1 - \alpha \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 \right) \text{ dans le cas de prédalles en béton armé ;}$$

$$- \eta_y = 0,9 \left(1 - \alpha \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 \right) \text{ dans le cas de prédalles en béton précontraint ;}$$

avec :

- α égal à 1 dans une section au droit du joint ;
- α égal à 0,5 en section courante.

B3. Cas de la charge uniformément répartie

B3.1 Plancher portant sur deux lignes d'appui

B3.1.1 Moment longitudinal

Quel que soit le rapport (h_p / h_l), la détermination du moment longitudinal est effectuée dans l'hypothèse d'un fonctionnement en poutre.

Note : On n'applique pas dans ce cas le coefficient correcteur η_x .

B3.1.2 Moment transversal

Le moment transversal est considéré comme négligeable lorsque les charges d'exploitation Q sont inférieures à 2 fois les charges permanentes G et que d'autre part la fraction $(1 - \psi_2) Q$ des charges d'exploitation considérées comme variables est au plus égale à 5 kN/m². Toutefois, dans cette limitation, ψ_2 est borné supérieurement à 0,50.

Dans le cas d'une charge répartie d'exploitation Q incluant des charges linéaires assimilées à une charge répartie, la valeur du moment transversal à l'état ultime ($M_{Ed,y}$ en kN.m/ml) est fixé forfaitairement à :

$$M_{Ed,y} = 0,02 \eta_y \gamma_q Q L_{eff}^2$$

B3.1.3 Effort tranchant au droit des joints

L'effort tranchant au droit des joints est négligeable lorsque les charges sont celles définies au paragraphe B3.1.2. Dans les autres cas, la valeur de l'effort tranchant par unité de longueur de joint peut être prise égale à :

$$V_{Ed,j} = \frac{1}{k} \gamma_q Q \frac{b}{2}$$

avec b = la largeur de la prédalle et $k = 2$.

B3.1.4 Effort tranchant aux appuis

Le calcul de l'effort tranchant aux appuis est réalisé conformément aux principes de la résistance des matériaux dans l'hypothèse d'un fonctionnement en poutre.

B3.1.5 Réaction d'appui

Le calcul de la réaction d'appui est réalisé conformément aux principes de la résistance des matériaux dans l'hypothèse d'un fonctionnement en poutre.

B3.2 Plancher portant sur 3 ou 4 lignes d'appui

Les sollicitations sont déterminées en application des principes définis au paragraphe B2.

B3.2.1 Moment longitudinal

Le moment longitudinal déterminé en application de la résistance des matériaux dans l'hypothèse d'une dalle isotrope est affecté du coefficient η_x défini au paragraphe B2.1.

B3.2.2 Moment transversal

Le moment transversal déterminé en application de la résistance des matériaux dans l'hypothèse d'une dalle isotrope est affecté du coefficient η_y défini au paragraphe B2.2.

B3.2.3 Effort tranchant au droit des joints

L'effort tranchant est calculé en considérant l'application de l'ensemble des charges à la zone de plancher située au-delà du joint bordant la prédalle la plus sollicitée en flexion longitudinale. Pour le poids propre, on considère 50 % de sa valeur si les prédalles sont posées sans étai intermédiaire et 100 % dans le cas contraire.

À défaut d'un calcul plus précis, la valeur de l'effort tranchant à l'État-Limite Ultime par unité de longueur de joint est donnée par l'expression :

$$V_{Ed,j} = \frac{1}{k} (\gamma_g G' + \gamma_q Q) \frac{b}{2}$$

avec :

- G' l'ensemble des charges permanentes G majorées d'une fraction du poids propre ;
- Q les charges d'exploitation ;
- k égal à 1 si $X_j \leq L / 2$;
- k égal à 2 si $X_j \geq L$ avec interpolation linéaire pour les abscisses X_j intermédiaires, X_j étant la distance du joint à l'appui de rive (Figure B2) ;
- b la largeur de la prédalle.

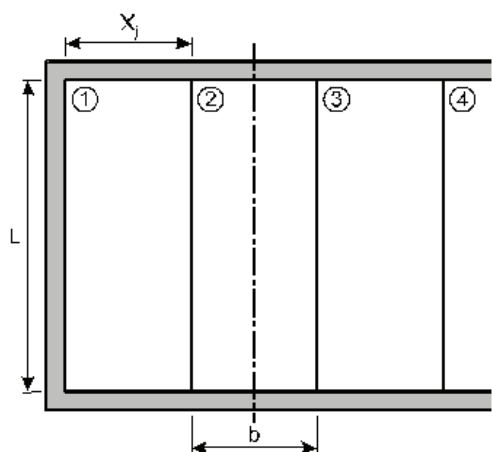


Figure B2 — Distances à considérer pour le calcul de l'effort tranchant au droit des joints

B3.2.4 Effort tranchant aux appuis

Les efforts tranchants déterminés en application de la résistance des matériaux, dans l'hypothèse d'une dalle isotrope sont affectés des coefficients correcteurs η_x et η_y définis au paragraphe B2.

B3.2.5 Réaction d'appui

Les réactions d'appui déterminées en application de la résistance des matériaux, dans l'hypothèse d'une dalle isotrope sont affectées des coefficients correcteurs η_x et η_y définis au paragraphe B2.

B4. Cas de la charge concentrée linéaire d'appui

Une charge est considérée comme importante si elle est supérieure à 5 kN/m.

B4.1 Plancher portant sur deux lignes d'appui

L'Annexe C de la présente section permet de déterminer les sollicitations dans une dalle isotrope dans le cas de planchers pour lesquels $h_t \geq 2 h_p$.

B4.1.1 Moment longitudinal

Le moment longitudinal déterminé en application de la résistance des matériaux avec l'hypothèse d'une dalle isotrope est affecté du coefficient η_x défini au paragraphe B2.1.

B4.1.2 Moment transversal

Le moment transversal déterminé en application de la résistance des matériaux avec l'hypothèse d'une dalle isotrope est affecté du coefficient η_y défini au paragraphe B2.2.

B4.1.3 Effort tranchant au droit des joints

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur de joint peut être prise égale à :

$$V_{Ed,j} = \frac{1}{k} \gamma_q Q$$

avec Q l'intensité de la charge linéaire et k égal à 2.

Note : Il convient de prendre également en compte l'effort tranchant induit par la charge répartie tel que défini au paragraphe B3.1.

B4.1.4 Effort tranchant aux appuis

L'effort tranchant déterminé en application de la résistance des matériaux, dans l'hypothèse d'une dalle isotrope, est affecté du coefficient correcteur η_x défini au paragraphe B2.1.

B4.1.5 Réaction d'appui

La réaction d'appui, déterminée en application de la résistance des matériaux, dans l'hypothèse d'une dalle isotrope, est affectée du coefficient correcteur η_x défini au paragraphe B2.1.

B4.2 Plancher portant sur 3 ou 4 lignes d'appui

Les sollicitations sont déterminées en application des principes de la résistance des matériaux dans l'hypothèse d'une dalle pleine. La partie centrale de la dalle peut toutefois être vérifiée suivant les prescriptions du paragraphe B4.1.

B4.2.1 Moment longitudinal

Le moment longitudinal déterminé en application de la résistance des matériaux dans l'hypothèse d'une dalle isotrope est affecté du coefficient η_x défini au paragraphe B2.1.

B4.2.2 Moment transversal

Le moment transversal déterminé en application de la résistance des matériaux dans l'hypothèse d'une dalle isotrope est affecté du coefficient η_y défini au paragraphe B2.2.

B4.2.3 Effort tranchant au droit des joints

À défaut de calcul plus précis, l'effort tranchant $V_{Ed,j}$ à prendre en compte par unité de longueur de joint est fixé forfaitairement à une fraction de la charge linéaire Q en fonction de la position des joints, comme indiqué sur la Figure B3. Cette vérification intéresse les joints situés à une distance inférieure ou égale à L à partir de l'axe de la charge :

$$V_{Ed,j} = \frac{1}{k} \gamma_q Q$$

avec Q la charge linéaire.

Les valeurs de k sont fournies dans le tableau B1.

Tableau B1 — Valeurs de coefficients k

	k_1	k_2	k_3
$x_j \leq L/2$	3/2	2	2
$x_j > L$	2	2	2

On interpole linéairement pour les abscisses x_j intermédiaires.

Note : Il convient de prendre également en compte l'effort tranchant induit par la charge répartie tel que défini au paragraphe B3.1.

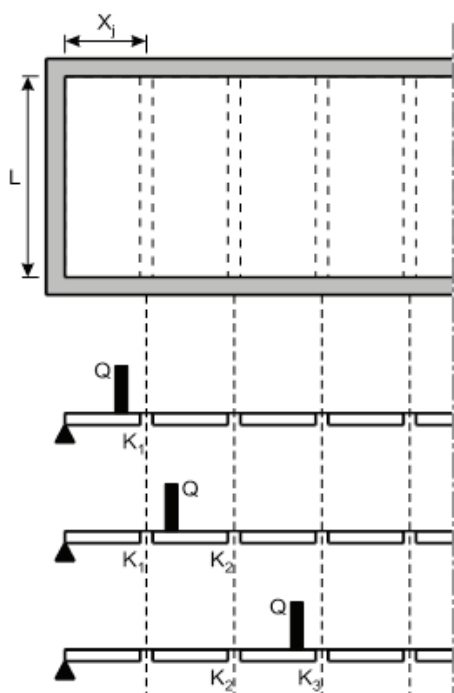


Figure B3 — Positionnement pour les valeurs de k

B4.2.4 Effort tranchant aux appuis

Les efforts tranchants déterminés en application de la résistance des matériaux, dans l'hypothèse d'une dalle isotrope sont affectés des coefficients correcteurs η_x et η_y définis au paragraphe B.2.

B4.2.5 Réaction d'appui

Du fait des sollicitations de torsion dans l'angle des dalles, les efforts évalués au paragraphe précédent devront être majoré de 40 % pour déterminer la réaction d'appui.

B5. Cas des charges concentrées ponctuelles fixes ou mobiles

B5.1 Plancher portant sur 2, 3 ou 4 lignes d'appui

L'Annexe D de la présente section permet de déterminer les sollicitations dans une dalle isotrope soumise à des charges ponctuelles.

B5.1.1 Moment longitudinal

Le moment longitudinal déterminé en application de la résistance des matériaux dans l'hypothèse d'une dalle isotrope est affecté du coefficient η_x défini au paragraphe B2.1.

B5.1.2 Moment transversal

Le moment transversal déterminé en application de la résistance des matériaux dans l'hypothèse d'une dalle isotrope est affecté du coefficient η_y défini au paragraphe B2.2.

B5.1.3 Effort tranchant au droit des joints

À défaut d'un calcul plus précis, la valeur de l'effort tranchant à l'État-Limite Ultime est donnée par l'expression :

$$V_{Ed,j} = \frac{1}{k} \gamma_q Q$$

avec Q l'intensité de la charge linéaire et k égal à 2.

La surface de calcul du joint $A_{c,j}$ est définie au paragraphe E.3.

Note : Il convient de prendre également en compte l'effort tranchant induit par la charge répartie tel que défini au paragraphe B3.1.

B5.1.4 Effort tranchant

Les efforts tranchants déterminés en application de la résistance des matériaux, dans l'hypothèse d'une dalle isotrope sont affectés des coefficients correcteurs η_x et η_y définis au paragraphe B2.

B5.1.5 Ancrage

Du fait des sollicitations de torsion dans l'angle des dalles, les efforts évalués au paragraphe précédent devront être majorés de 40 % pour déterminer la réaction d'appui.

B6. Prise en compte des liaisons sur appuis

Lorsque le plancher est composé de plusieurs travées, les effets de leur continuité sur appuis doivent être pris en compte.

À défaut de méthodes de calcul plus élaborées, il est possible de se reporter au paragraphe 9.3 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Note : L'attention est attirée sur les particularités suivantes des dalles pour lesquelles le rapport des côtés est suffisamment voisin de 1 pour que la portance dans les deux directions soit assurée sur toute leur étendue, dans le cas où ces dalles sont encastrées partiellement ou totalement sur leurs rives :

- pour une bande porteuse donnée, la somme des valeurs absolues des moments sur appuis et en travée est nettement supérieure au moment affectant la même bande lorsque la dalle est simplement appuyée sur son contour ;
- les moments d'encastrement sur les petits côtés peuvent atteindre des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

Annexe C

Planchers supportant des charges concentrées linéaires importantes en leur centre ou en rive

C1. Définition

La présente méthode de calcul a pour but de déterminer, de façon approchée, la répartition des efforts longitudinaux et transversaux sous l'effet des charges concentrées linéaires (cloisons), pour le cas des dalles larges appuyées sur 2 côtés.

Note 1 : Pour une détermination plus précise de la répartition des efforts, il y a lieu de se reporter à la théorie générale de ces dalles.

Note 2 : Dans le cas de dalles appuyées sur leurs 4 bords, les indications de l'Annexe D de la présente section peuvent être utilisées en décomposant la charge concentrée linéaire en un certain nombre de charges concentrées ponctuelles.

C2. Domaine de validité

C2.1 Cas des planchers dont l'épaisseur est de l'ordre de 3 fois celle de la prédalle

La méthode exposée ci-après est applicable aux planchers dont l'épaisseur est de l'ordre de 3 fois celle de la prédalle (par exemple, 14 cm au minimum pour une prédalle courante de 5 cm d'épaisseur) et présentant une largeur $2b$ au moins égale à 2 fois la portée utile L_{eff} , ce qui correspond à un coefficient d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{L_{\text{eff}}} \geq 1$$

Toutefois, pour θ compris entre 0,75 et 1, la méthode est encore applicable à condition que la somme des moments pris en compte pour le dimensionnement des prédalles intéressées par la répartition soit au moins égale au moment sollicitant M_0 .

Pour le cas limite de $\theta = 0,75$, les triangles négligés des diagrammes des moments compris entre les abscisses relatives $y/L_{\text{eff}} = 0,75$ et $y/L_{\text{eff}} = 1$ (Figure C1) doivent être reportés sur les dalles voisines.

C2.2 Cas des planchers dont l'épaisseur est comprise entre 2 et 3 fois celle de la prédalle

Pour les planchers dont l'épaisseur est comprise entre 2 fois et 3 fois celle de la prédalle, le présent document n'envisage que l'application de la méthode qui suit. Cette méthode majore les moments longitudinaux de 25 %, une réduction corrélative équivalente dans le sens perpendiculaire pouvant être admise.

Note : La distinction entre les planchers définis aux deux paragraphes précédents résulte de ce que le bras de levier de la section résistante de la prédalle ne doit pas être affecté trop sensiblement par les joints entre les prédalles.

C3. Méthode de calcul

C3.1 Introduction

Le plancher est assimilé à une dalle isotrope de grande largeur vis-à-vis de la portée et reposant sur deux lignes d'appuis simples.

L'application de la méthode de Guyon-Massonnet permet de connaître la répartition des moments dans les deux sens suivant les différentes positions des charges. Les zones de ferrailage sont déterminées forfaitairement en enveloppant les courbes des moments par palier.

Note : Les armatures nécessaires pour équilibrer les moments positifs transversaux doivent être placées dans les prédalles. Pour les moments négatifs transversaux (courbes 2 des figures C2 et C4, courbe de la figure C8), la limitation à $\alpha_{\text{ct,pl}} f_{\text{ctd}} / \gamma_c$ en MPa (sous sollicitation à l'État-Limite Ultime) de la contrainte de traction du béton (paragraphe 1.2.3.3) est vérifiée si $M / 100$ (M en kN.m) inférieur ou égal à h_t^2 (h_t étant l'épaisseur totale du plancher en cm, réduite au droit des joints à l'épaisseur du béton coulé en place). Cette règle n'est pas applicable au voisinage du bord libre du plancher.

C3.2 Prise en compte des effets de la continuité

Dans le cas de planchers comportant plusieurs travées continues, il est tout d'abord procédé à la détermination du diagramme des moments fléchissants globaux dans l'ensemble du plancher considéré comme une poutre continue soumise aux charges appliquées.

Les effets de répartition sont ensuite déterminés en détaillant dans chacune des travées un élément de plaque simplement appuyé à ses deux extrémités et dont la portée utile est égale à la distance entre points de moments nuls du diagramme d'ensemble. Le même effet de répartition est admis pour les moments négatifs sur les appuis de continuité. Lorsque ces effets sont différents pour deux travées contiguës, c'est le cas le plus défavorable qui est considéré.

C3.3 Efforts tranchants aux appuis

Les sollicitations, évaluées en prenant en compte les effets de répartition comme il est indiqué ci-dessus, doivent être frappées des coefficients de majoration suivants :

Tableau C1 – Coefficients de majoration

	Charge appliquée	
	Au milieu de la dalle	Au bord de la dalle
Appui libre	2,50	3,25
Appui de continuité	3,00	4,00

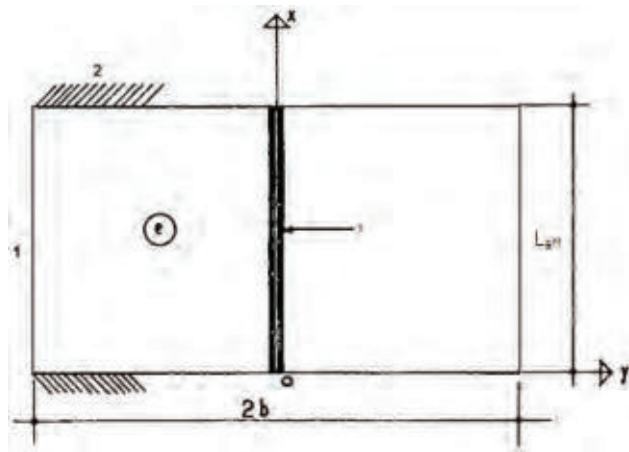
Une interpolation linéaire est effectuée entre les valeurs de ces coefficients pour une charge appliquée à une distance du bord libre de la dalle inférieure à $L_{\text{eff}} / 2$.

C4. Notations

La présente annexe utilise la terminologie suivante :

- p la charge par mètre de longueur ;
- M_0 le moment maximal ;
- $2b$ la largeur de la dalle ;
- L_{eff} la portée utile ;
- θ le coefficient d'entretoisement défini par le rapport b / L_{eff} ;
- y l'abscisse de la section étudiée (en général, abscisse du début du palier enveloppant la courbe des moments).

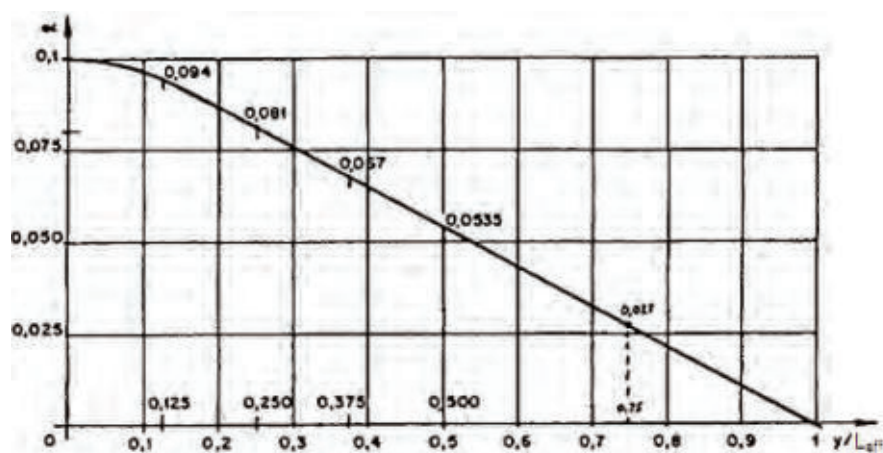
C5. Charges au milieu de la dalle



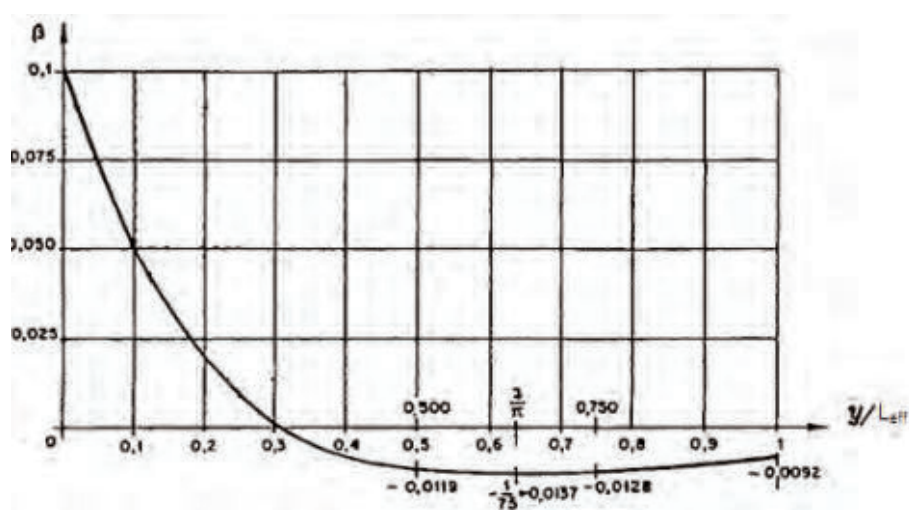
Légende :

1. Bord libre
2. Bord appuyé
3. Charge par unité de longueur

Figure C1 — Charges au milieu de la dalle. Configuration et notations



Courbe 1 - Moment longitudinal.
Moment pour une charge unité et par unité de largeur de prédalle ($M = \alpha L_{eff}$)

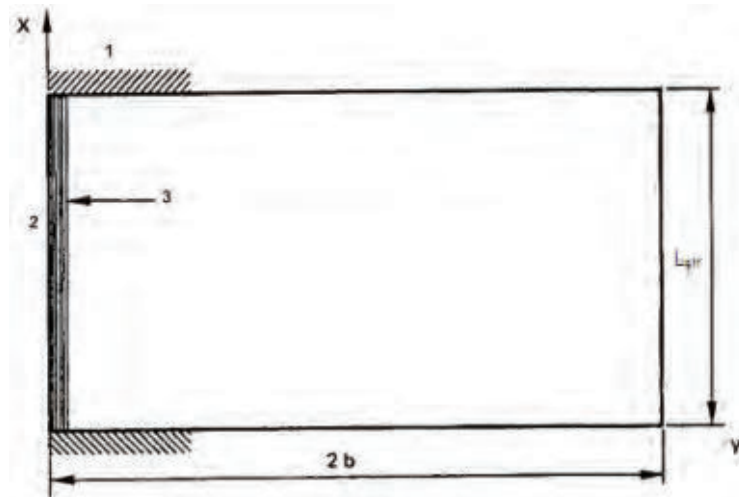


Courbe 2 - Moment transversal.
Moment pour une charge unité et par unité de longueur de prédalle ($M = \beta L_{eff}$)

Figure C2 — Dalles infiniment larges ($b > L_{eff}$). Charge au milieu de la dalle

Les courbes en *Figure C2* donnent la répartition des moments fléchissants unitaires dans les deux sens pour une charge unité et dans le cas où la charge est située au milieu du plancher, considéré infiniment large ($b > L_{eff}$). Pour la courbe 1 de la *Figure C2*, les paliers de l'enveloppe des moments résistants ont, en général, pour largeur, la largeur des prédalles.

C6. Charges au bord de la dalle

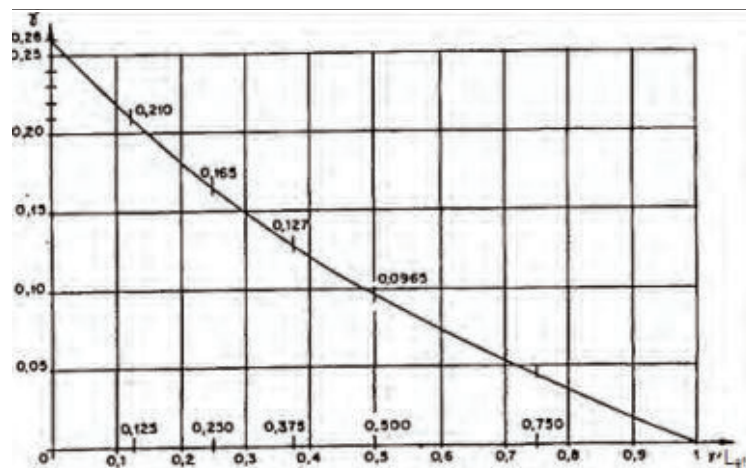


Légende :

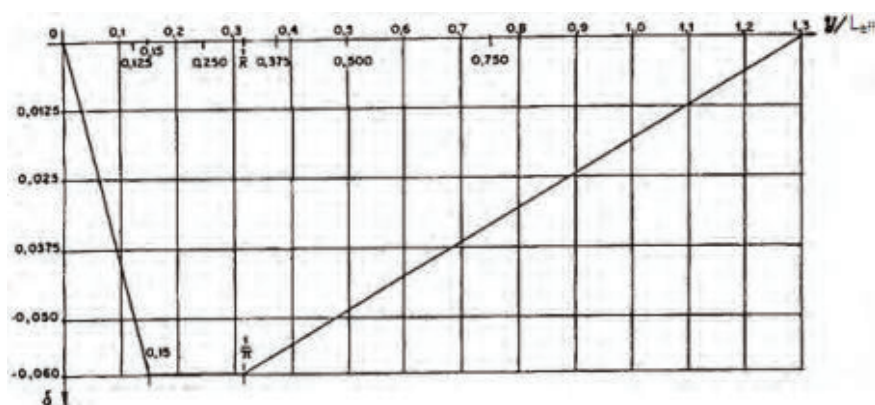
- 1. Bord appuyé
- 2. Bord libre
- 3. Charge p/unité de longueur

Figure C3 — Charges au bord de la dalle. Configuration et notations.

Les courbes en *Figure C4* ci-après donnent la répartition des moments fléchissants unitaires dans les deux sens pour une charge unité, située au bord d'une dalle. Les zones de ferrailage sont déterminées forfaitairement en enveloppant les courbes des moments par palier.



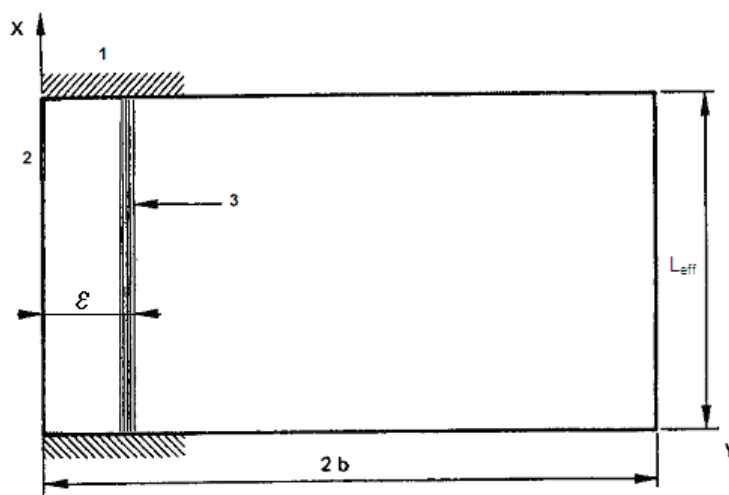
Courbe 1 - Moment longitudinal pour une charge unité et par unité de largeur de prédalle ($M = \gamma L_{eff}$)



Courbe 2 - Moment transversal négatif pour une charge unité et par unité de longueur de prédalle ($M = \delta L_{eff}$)

Figure C4 — Dalles infiniment larges ($b > L_{eff}$). Charge au bord de la dalle.

C7. Charges proches au bord de la dalle



Légende :

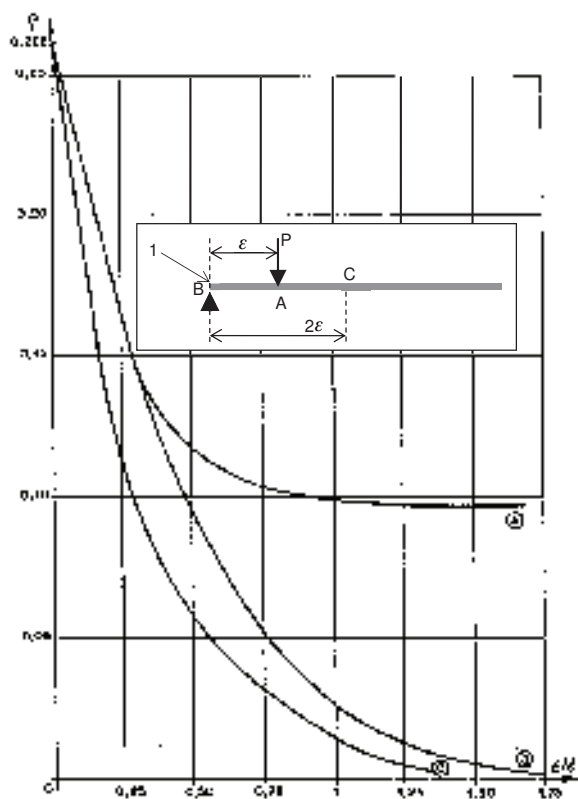
- 1. Bord appuyé
- 2. Bord libre
- 3. Charge p/unité de longueur

Figure C5 — Charges proches du bord de la dalle. Configuration et notations.

Les courbes en *Figure C6* donnent la valeur des moments longitudinaux unitaires sous la charge (courbe A), au bord de la dalle (courbe B), et à 2ε de celui-ci (courbe C), pour une charge unité par unité de longueur de prédalle située à ε du bord libre d'une dalle.

La *Figure C7* permet de déterminer le moment transversal positif sous la charge située à ε du bord d'une dalle.

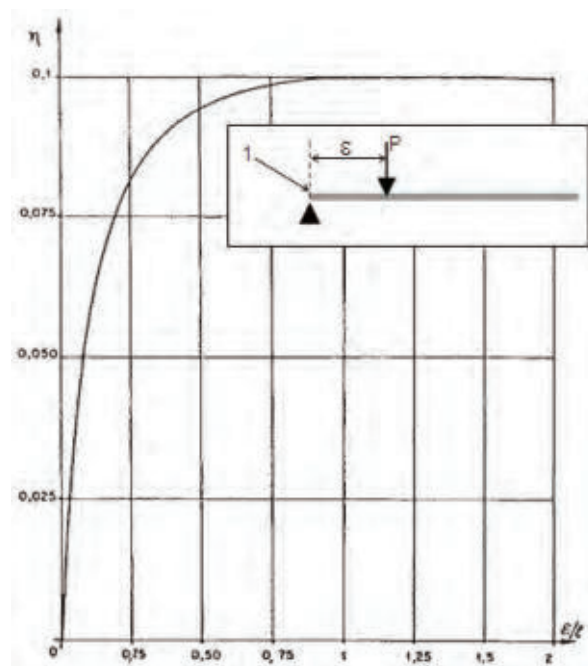
La *Figure C8* donne le moment maximal négatif à une abscisse fonction de ε / L_{eff} (voir plus loin).



Légende :

- 1. Bord de la dalle
- A : Moment au droit de P
- B : Moment au bord
- C : Moment à $2e$ du bord

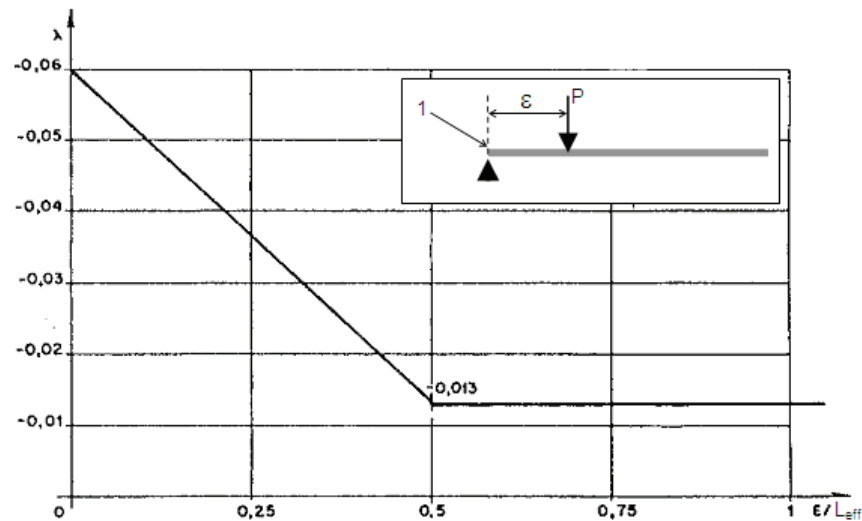
Figure C6 — Dalles infiniment larges ($b > L_{eff}$). Charges proches du bord de la dalle. Moment longitudinal pour une charge unité et par unité de largeur de prédalle ($M = \rho L_{eff}$).



Légende :

- 1. Bord de la dalle

Figure C7 — Dalles infiniment larges ($b > L_{eff}$). Charges proches du bord de la dalle. Moment transversal positif sous la charge pour une charge unité et par unité de largeur de prédalle ($M = \eta L_{eff}$).



Légende :

1. Bord de la dalle

Figure C8 — Dalles infiniment larges ($b > L_{eff}$). Charges proches du bord de la dalle. Moment transversal négatif maximum pour une charge unité et par unité de largeur de prédalle ($M = \lambda L_{eff}$).

C7.1 Sollicitations longitudinales

Les zones de ferrailage sont déterminées, pour les moments longitudinaux, par la connaissance des valeurs des moments unitaires en trois points : au bord (B), sous la charge (A) et à 2ε du bord (C) (Figure C6).

On complète la courbe des moments définie précédemment par une droite à pente négative passant par m_c (moment unitaire à 2ε) et définissant une aire telle que l'aire totale des moments unitaires soit égale au moment sollicitant global M_0 .

$$x = \frac{2M_0 - \varepsilon(m_B + 2m_A + m_C)}{m_C}$$

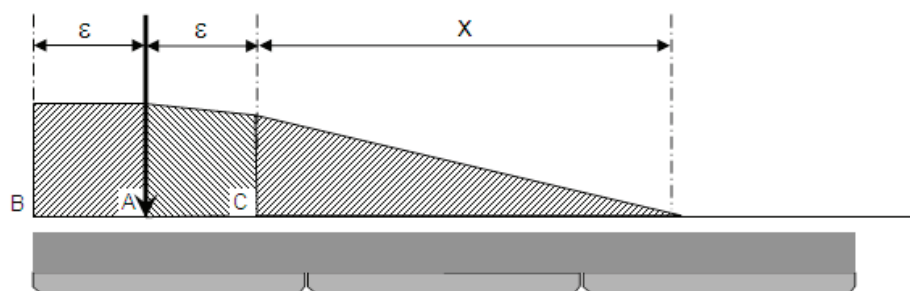


Figure C9 — Évolution transversale des moments longitudinaux

C7.2 Sollicitations transversales : zones de ferrailage

a) Sous moment transversal positif

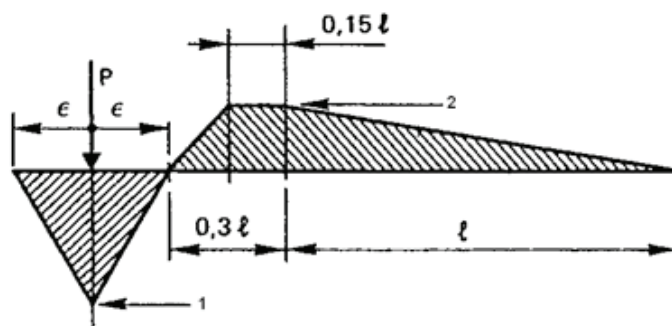
Quelle que soit la valeur de ε , le moment maximal positif sous la charge est évalué avec la courbe de la Figure C7. Le diagramme des moments est triangulaire. La largeur de la zone à ferrailer est prise égale à 2ε sans dépasser $0,60 L_{eff}$.

b) Sous moment transversal négatif

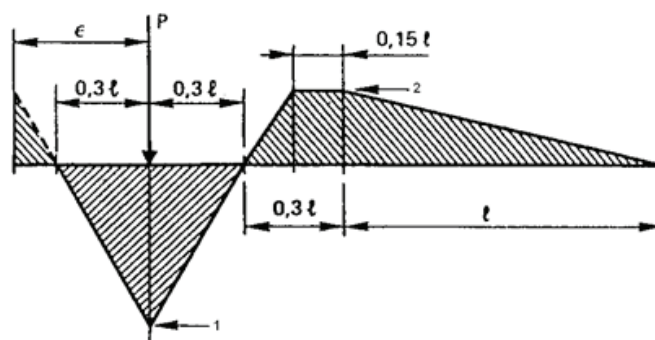
Le moment maximal négatif est donné par la Figure C8.

Dans le cas où $\varepsilon > 0,30 L_{eff}$, le diagramme des moments négatifs en rive de prédalle est le prolongement du diagramme des moments positifs, avec limitation à la valeur maximale donnée par la Figure C9.

Les schémas ci-dessous explicitent les diagrammes des moments transversaux positifs et négatifs.



Courbe 1 : $\varepsilon \leq 0,30 L_{eff}$ ($\ell = L_{eff}$)



Courbe 2 : $\varepsilon > 0,30 L_{eff}$ ($\ell = L_{eff}$)

Légende :

1. Maximum donné par la courbe de la Figure C6
2. Maximum donné par la courbe de la Figure C7



: moment positif



: moment négatif

Figure C10 — Diagramme des moments transversaux positifs et négatifs

Annexe D

Planchers supportant des charges concentrées ponctuelles fixes ou mobiles

D1. Définition

La méthode de calcul qui suit a pour but de déterminer – de façon approchée pour certaines d'entre elles – la répartition des sollicitations sous l'effet de charges concentrées ponctuelles (impacts fixes ou mobiles), dans le cas de dalles reposant sur des appuis linéaires, à leur périphérie.

Note 1 : La présente annexe est limitée au cas des dalles reposant sur leurs 4 bords. Le cas des rives latérales non supportées n'est donc pas envisagé. Cette dernière disposition est déconseillée : il est spécialement recommandé de l'éviter pour les planchers supportant des charges roulantes importantes.

Note 2 : Dans le cas contraire, la détermination des sollicitations – qui se trouvent considérablement accrues dans les zones voisines des rives non supportées – doit faire l'objet de calculs précis, tant pour ce qui est des sollicitations principales que des efforts de répartition (on peut se reporter notamment aux surfaces d'influence de Pücher).

Note 3 : Lorsque les dalles sont supportées par des nervures, l'attention est également attirée sur la nécessité de cumuler les sollicitations déterminées conformément aux prescriptions de la présente annexe et celles dues à la répartition des efforts entre nervures, quand celle-ci est assurée par la dalle.

D2. Domaine de validité

La méthode exposée ci-après est applicable aux planchers définis au paragraphe C2.1 de l'Annexe C de la présente section.

Dans les autres cas, la réduction locale de l'inertie du plancher, à l'aplomb des joints entre prédalles, conduit à un moindre effet de répartition. Le calcul pourrait alors être mené en admettant la création d'une articulation au droit de ces joints. Toutefois, la présente méthode de calcul peut encore être appliquée, à défaut de justifications plus précises, en majorant de 25 % les sollicitations (moments fléchissants, efforts tranchants et réactions d'appui) qui affectent les bandes porteuses parallèles aux joints, une réduction corrélative équivalente dans le sens perpendiculaire pouvant être admise.

D3. Méthode de calculs

Les tableaux de valeurs des Figures D4 à D19 ont été établis à partir de calculs basés sur la théorie des plaques développées par Timoshenko. Ces calculs ont porté sur les plaques simplement appuyées sur leur pourtour, deux types de dalles étant considérées :

- dalle carrée, de côté A ;
- dalle rectangulaire, dont le rapport des côtés A et B est égal à 2 : $B = 2 A$.

Pour les dalles rectangulaires dont le rapport des côtés est compris entre 1 et 2, les calculs peuvent être effectués par interpolation linéaire entre les résultats trouvés dans les deux cas ci-dessus.

Par ailleurs, dans les conditions d'utilisation définies ci-après, les tableaux de valeurs relatifs au cas où $B = 2 A$ peuvent être utilisés pour des dalles rectangulaires dont le rapport des côtés est supérieur à 2.

L'étude des sollicitations est limitée aux points suivants :

- centre des panneaux de dalles, pour les moments fléchissants et efforts tranchants ;
- milieu des lignes d'appui, pour les efforts tranchants et réactions d'appui.

Chaque tableau de valeurs définit, par ses cotes de niveau évaluées en des points répartis selon un maillage régulier, la surface d'influence de la sollicitation étudiée au point de calcul considéré, l'impact pouvant donc prendre une position quelconque.

Dans tous les cas, la charge ponctuelle est supposée uniformément répartie, sur la surface d'un impact carré de côté a dont le rapport à A , égal à $\rho = a / A$, détermine le tableau (ou les tableaux) dans le cas où une interpolation entre deux valeurs de ρ est nécessaire à utiliser. Quatre valeurs de a / A sont considérées : 0,05 ; 0,10 ; 0,15 ; 0,20.

Afin de faciliter les interpolations pour les valeurs intermédiaires de ρ et des positions d'impacts ne correspondant pas aux points de repères des tableaux, les lignes d'influence des sollicitations dans des bandes parallèles ou perpendiculaires aux lignes d'appui – obtenues en pratiquant des coupes suivant les axes O_u et O_v dans les surfaces d'influence – sont reproduites dans les Figures D20 à D23. Le diagramme de variation, en fonction de ρ , de la sollicitation considérée pour une charge appliquée au point de calcul ($u = v = 0$), est également tracé.

Dans le cas d'un impact rectangulaire de côtés b et c ($b > c$), il est possible de lui substituer un impact carré de côté a tel que $a = \sqrt{bc}$ lorsque le rapport $b/c < 2$. Dans les autres cas, il est possible de décomposer l'impact réel en impacts élémentaires satisfaisant à la condition précédente.

Les tableaux de valeurs sont établis pour une charge ponctuelle Q égale à 1 000 daN : ils fournissent les valeurs des sollicitations unitaires, c'est-à-dire relatives à une bande de 1 m de largeur.

L'ensemble des tableaux de valeurs et lignes d'influence sont reproduits sur la base $A = 20$ m, afin de pouvoir y reporter à l'échelle si nécessaire, les systèmes de charge à considérer.

Note : C'est notamment le cas pour les impacts multiples. L'échelle du tracé est donc fixée par le rapport entre la base ci-dessus et la dimension correspondante réelle de la dalle.

D4. Moments fléchissants

D4.1 Cas des dalles simplement appuyées sur leurs rives

Les tableaux de valeurs et lignes d'influence fournissent les moments fléchissants au centre des panneaux de dalle :

- dans le sens porteur principal, selon lequel les prédalles sont disposées : M_A (Figures D4 à D7 et D20 pour $B / A = 1$; Figures D12 à D15 et D21 pour $B / A \geq 2$) ;
- dans le sens perpendiculaire (flexion transversale due aux effets de répartition) : M_B (Figures D4 à D7 et D20 pour $B / A = 1$; Figures D12 à D15 et D22 pour $B / A \geq 2$).

Les valeurs données sont des moments de calculs de ferrailage, évalués avec un coefficient de Poisson égal à 0,15 et en prenant en compte les moments de torsion M_{uv} conformément aux errements habituels :

$$M_A = M_U + M_{UV} \quad M_B = M_V + M_{UV}$$

Pour un rapport donné, les tableaux de valeurs et lignes d'influence sont à lecture directe : les résultats relevés sont les moments unitaires exprimés en kN.m/ml pour une charge concentrée de 10 kN.

D4.2 Cas des dalles encastrées totalement ou partiellement sur leurs lignes d'appui

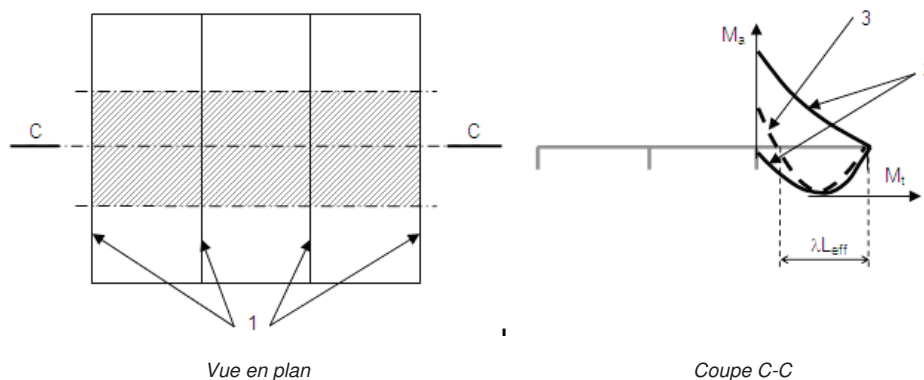
Ces encastresments peuvent ne régner que sur certaines des lignes d'appui. À défaut de calculs plus précis, les méthodes de dimensionnement exposées ci-après sont utilisées.

D4.2.1 Dalles rectangulaires dont le rapport des côtés est inférieur à 2

Pour l'évaluation des moments M_A et M_B , les calculs de ces dalles sont effectués sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour, comme au paragraphe D4.1 ci-dessus. Les moments fléchissants maximaux, en travée, ainsi que les moments d'encastrement sur les rives, peuvent ensuite être évalués conformément aux errements habituels.

Note : L'attention est attirée sur les particularités suivantes des dalles pour lesquelles le rapport des côtés est suffisamment faible pour que la portance dans les deux directions soit assurée sur toute leur étendue, dans le cas où ces dalles sont encastrees partiellement ou totalement sur leurs rives :

- pour une bande porteuse donnée, la somme des valeurs absolues des moments sur appuis et en travée est nettement supérieure au moment affectant la même bande lorsque la dalle est simplement appuyée sur son contour ;
- les moments d'encastrement sur les petits côtés peuvent atteindre des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.



Légende :

1. Lignes d'appui
2. Enveloppe des moments
3. Diagramme des moments pour le cas de charges considéré

Figure D1 — Évaluation des moments fléchissants dans le sens porteur principal (M_A).

D4.2.2 Dalles rectangulaires dont le rapport des côtés est au moins égal à 2

a) Évaluation des moments fléchissants dans le sens porteur principal (M_A)

Les calculs sont effectués en détachant tout d'abord de chaque panneau de dalle un élément de bande centrale traité comme une poutre et en y déterminant les sollicitations maximales, c'est-à-dire les moments extrêmes en travée et sur les appuis, compte tenu des liaisons effectives sur ces derniers.

Note : Dans le cas le plus courant de panneaux de dalles accolés, la bande centrale découpée se comporte donc comme une poutre continue sur appuis. L'enveloppe des moments fléchissants est déterminée à partir des lignes d'influence correspondantes, en tenant compte de la position la plus défavorable des charges pour chaque section de calcul.

L'effort d'étalement des efforts dû au fonctionnement en plaque est conventionnellement pris égal, tant en ce qui concerne les moments positifs que les moments négatifs, à celui qui serait obtenu au centre d'un panneau de dalle de portée utile λL_{eff} simplement appuyé sur ses rives, les charges étant placées dans la position la plus défavorable pour ce dernier cas.

La portée utile λL_{eff} est la distance entre points de moment nul de la courbe des moments correspondant au cas de charge réparti considéré. À défaut d'une évaluation précise de cette distance, il est possible de prendre λ égal à 0,85 pour une travée de rive et λ égal à 0,5 pour une travée centrale. Il est ainsi possible de déterminer le coefficient d'étalement :

$$k_{\epsilon} = \frac{M_A}{M_Q}$$

avec :

- M_A le moment maximal au centre de la dalle résultant du calcul ci-dessus effectué en utilisant les tableaux de valeurs 7, 9, 11 ou 13 ;
- M_Q le moment au même point et sous les mêmes charges, dans une bande isolée de même portée utile et de même largeur, simplement appuyée à ses extrémités.

L'enveloppe des moments fléchissants dans la dalle est donc obtenue par réduction homothétique de l'enveloppe relative à la poutre continue, dans les rapports de 1 à k_6 .

Lorsque les deux panneaux adjacents sont de portées utiles λL_{eff} différentes, les moments fléchissants sur leur appui commun sont affectés de la valeur la plus défavorable de k_6 .

Les valeurs des sollicitations ainsi déterminées sont généralement considérées sur toute l'étendue des panneaux de dalles, y compris dans les zones voisines des appuis latéraux.

b) Évaluation des moments transversaux dus aux effets de répartition (M_B)

Ces moments fléchissants peuvent être déterminés par utilisation directe des tableaux de valeurs 8, 10, 12 ou 14, sans aucune réduction.

Lorsque la dalle est totalement ou partiellement encastrée sur les appuis latéraux, il est pris en compte, à l'aplomb de ces derniers, un moment négatif au moins égal :

- à la valeur du moment négatif maximal affectant le ou les appuis orthogonaux, dans le cas où la dalle est totalement ou partiellement encastrée sur ceux-ci ;
- en valeur absolue, au moment positif maximum M_B en zone courante de la dalle, dans le cas contraire.

D5. Efforts tranchants

D5.1 Cas des dalles simplement appuyées sur leurs rives

Les tableaux de valeurs et lignes d'influence permettent l'évaluation des efforts tranchants T_A , c'est-à-dire dans le sens porteur principal pour les dalles rectangulaires (sens de la plus faible portée utile A) :

- au centre des panneaux de dalles (Figures D8 à D11 et D23) ;

Note 1 : Les tableaux de ces figures sont données pour $B/A = 1$, mais sont également utilisables pour $B/A > 1$, en substituant à la dalle réelle une dalle carrée de côté A.

- au milieu des lignes d'appui (Figures D16 à D19 et D23).

Note 2 : Les tableaux de ces figures sont données pour $B/A \geq 2$, mais sont également utilisables pour $1 < B/A < 2$, en substituant à la dalle réelle une dalle rectangulaire de côté B' et A avec $B' = 2A$.

Les valeurs données, exprimées en kN, pour une charge concentrée Q de 10 kN, sont égales à $T_A \cdot a$, a étant exprimé en mètres. Les efforts tranchants unitaires T_A , exprimés en kN/ml sont donc obtenus à partir de ces valeurs, corrigées pour tenir compte de la dimension réelle de l'impact.

Les valeurs inscrites entre parenthèses sont des valeurs approchées ne résultant pas directement des calculs effectués.

Note 3 : Au centre de la dalle, les calculs conduisent à un effort tranchant T_A nul lorsque l'impact est appliqué sur l'axe O_v , notamment en O (se reporter au croquis suivant). Dans ce dernier cas, c'est donc la valeur des sollicitations unitaires sur le bord de l'impact qui est prise en considération. De plus, un certain écrêtement des efforts a été admis, ainsi qu'il est indiqué ci-après.

Les valeurs des efforts tranchants unitaires sont plafonnées à $Q/4a$ (correspondant à $T_A \cdot a = 250$ dans les tableaux).

Note 4 : En effet, les calculs effectués ont montré que, sur le bord d'un impact disposé en un point quelconque d'une dalle, l'effort tranchant n'excède que très localement la valeur ci-dessus. Du fait de l'effet de masse, il n'y a pas lieu de prendre en compte ces pointes d'effort tranchant unitaire – qui ne dépassent pas la valeur moyenne de plus de 30 %, et seulement pour des charges proches de l'appui (5 à 10 % au centre des dalles) – s'agissant de s'assurer du maintien de la liaison, vis-à-vis du glissement, entre la prédalle et le béton coulé en place.

Note 5 : Lorsque les charges sont situées au voisinage de l'appui, il est également possible de tenir compte des possibilités de transmission directe, au moins partielle, à ce dernier. Dans le cas présent, elles ont été prises en considération quand la distance du bord de l'impact à l'appui est inférieure à a .

De plus, en ce qui concerne l'effort tranchant à l'appui, un certain écrêtement de cette sollicitation – dont la variation est rapide le long de la ligne d'appui lorsque la charge s'approche de celui-ci – est admissible (se reporter au dernier commentaire du paragraphe D6.1 ci-après).

Cet écrêtement a donc été pris en compte dans l'élaboration des tableaux de valeurs.

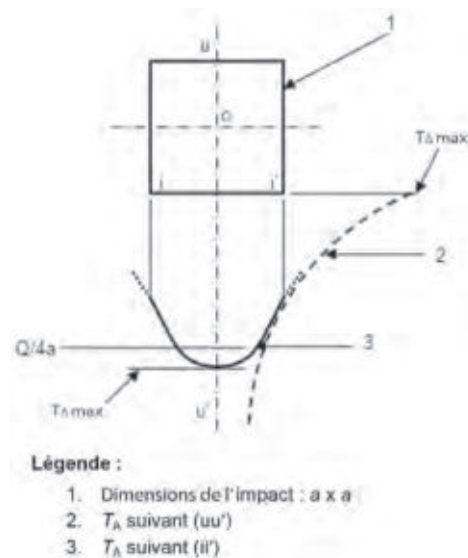


Figure D2 — Évaluation de l'effort tranchant T_A

La vérification relative au poinçonnement (se reporter au paragraphe 2.4 de la présente section) couvre donc celle relative à l'effort tranchant dans le cas d'un impact unique ou d'impacts multiples mais éloignés – à l'échelle de la plaque – les uns des autres. Dans le cas contraire, il y a lieu de considérer des cumuls d'efforts qui peuvent être obtenus par utilisation des tableaux de valeurs et lignes d'influence fournis.

Note 6 : Toutefois, les calculs effectués ont montré que, pour ce qui est des efforts tranchants, l'influence d'un impact n'est sensible qu'à faible distance de celui-ci. C'est la raison pour laquelle il n'a pas paru utile de reproduire les tableaux de valeurs relatives :

- d'une part, à l'effort tranchant au centre des dalles dont le rapport des côtés est égal ou supérieur à 2 : les résultats donnés pour $B/A = 1$ sont utilisables dans tous les cas ;
- d'autre part, à l'effort tranchant T_B dans le sens perpendiculaire au sens porteur principal : la connaissance de cette sollicitation serait nécessaire pour pouvoir procéder au cumul vectoriel des efforts T_A et T_B . Cependant, ces derniers ne résultant que des effets des charges appliquées hors du point de calcul, toujours faibles, ils peuvent être négligés.

Le signe de l'effort tranchant au centre d'une plaque varie en fonction de la position de l'impact par rapport aux divers quadrants délimités par les axes O_u et O_v : il est indiqué sur les Figures D8 à D11.

Lorsque l'effort tranchant à l'appui est supérieur à l'effort tranchant au centre de la dalle, la loi de variation entre ces deux valeurs extrêmes est supposée linéaire. Cette enveloppe des efforts est conservée sur toute l'étendue de la dalle, jusqu'à ses rives latérales.

D5.2 Cas des dalles encastrées totalement ou partiellement sur leurs lignes d'appui

Les efforts tranchants, évalués comme dans le cas précédent, doivent être majorés de 25 % au voisinage de chaque ligne d'appui intéressée, dans une bande bordant cette dernière et de largeur au moins égale au $1/5^e$ de la portée utile A de la dalle.

D6. Réactions d'appui

Pour une plaque, la répartition des réactions d'appui sur ses supports diffère de celle des efforts tranchants, du fait des sollicitations de torsion qui se traduisent par une tendance au soulèvement des angles de la dalle.

D6.1 Cas des dalles simplement appuyées sur leurs rives

Les tableaux de valeurs et lignes d'influence relatives à l'effort tranchant au milieu des lignes d'appui peuvent encore être utilisés, sous réserve de majorer les résultats obtenus de 40 %.

Note : Pour déterminer la réaction la plus défavorable, il y a lieu de placer l'impact – ou l'un des impacts dans le cas d'un système de charges – comme il est indiqué dans l'exemple traité au paragraphe D5.1, positions (1) (Figure D2).

Toutefois, le mode d'évaluation retenu conduit à un écrêtement de la réaction d'appui lorsque le centre de la charge est à une distance du point de mesure inférieure à $1,5 a$.

C'est ainsi que, quand l'impact vient au contact de la ligne d'appui, la valeur calculée de la réaction unitaire n'est que peu supérieure à la moitié de la valeur maximale ; elle correspond à la réaction unitaire moyenne régnant sur une longueur de l'ordre de 2 a mesurée selon la ligne d'appui.

En effet, l'évaluation des réactions d'appui est nécessaire pour la vérification communément désignée par « Ancrage de l'effort tranchant », la réaction d'appui devant être substituée à l'effort tranchant dans le cas particulier des dalles. Pour ce calcul, il n'y a pas lieu de considérer la valeur maximale de la réaction unitaire, lorsque la charge est proche de l'appui.

Cette réaction, qui est alors trop localisée, ne peut solliciter effectivement les armatures ancrées à l'appui, avec toute son intensité : un certain étalement des efforts doit donc nécessairement être admis.

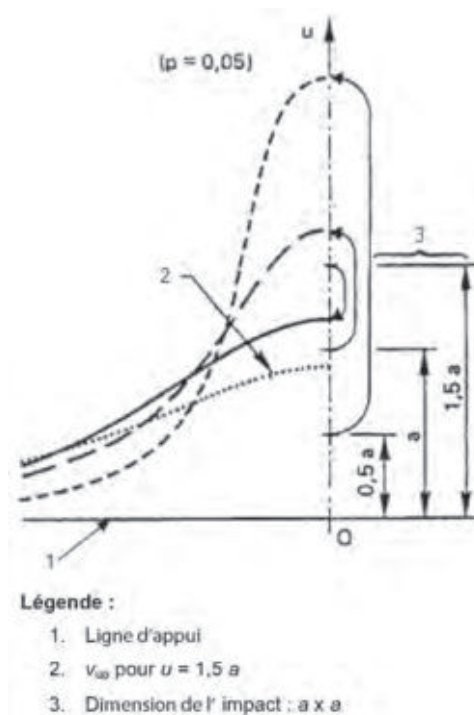


Figure D3 — Répartition de la réaction unitaire le long de la ligne d'appui pour diverses positions de l'impact

D6.2 Cas des dalles encastrées totalement ou partiellement sur leurs lignes d'appui

Les réactions d'appui, évaluées comme dans le cas précédent, doivent être majorées de 10 %.

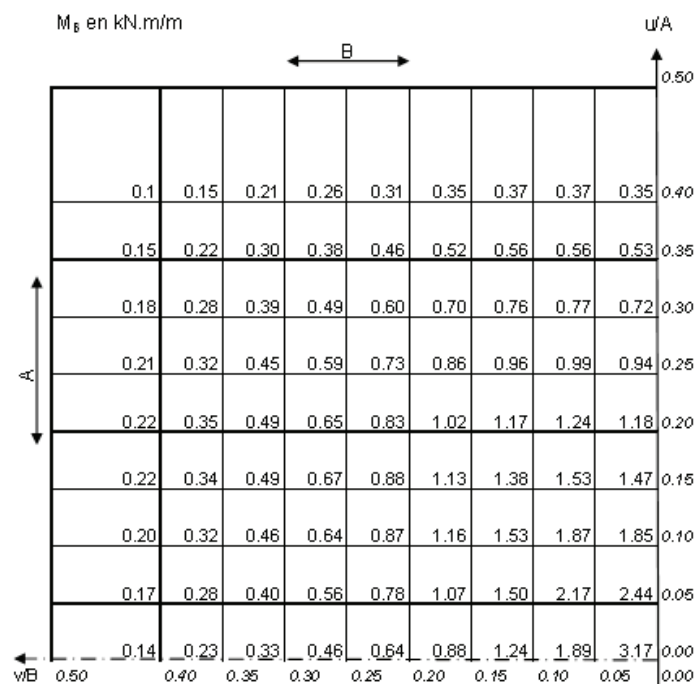
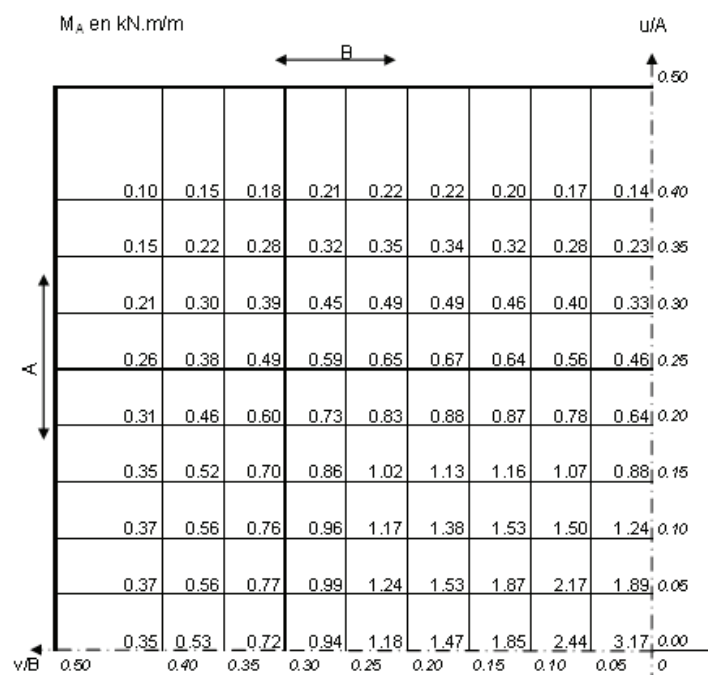


Figure D4 – Sollicitations au centre de la dalle (O) pour une charge de 10 kN ; $B/A = 1$ et $\rho = 0,05$.

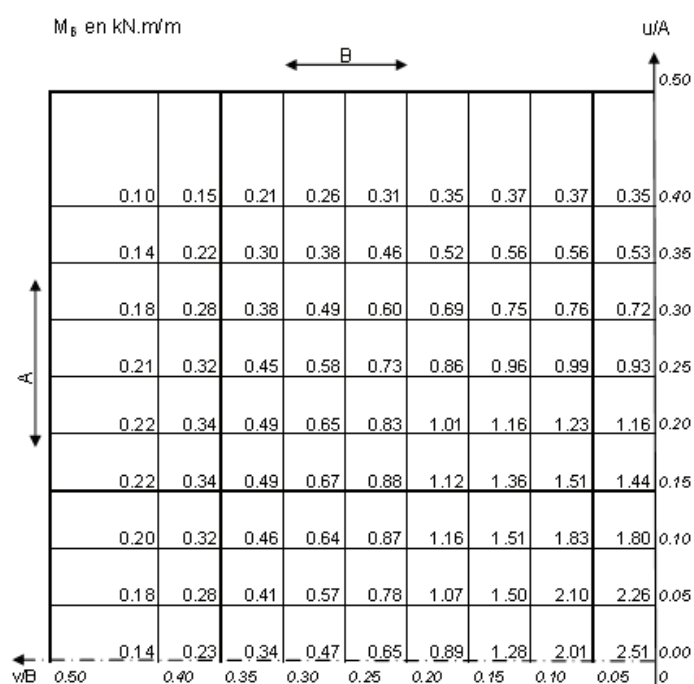
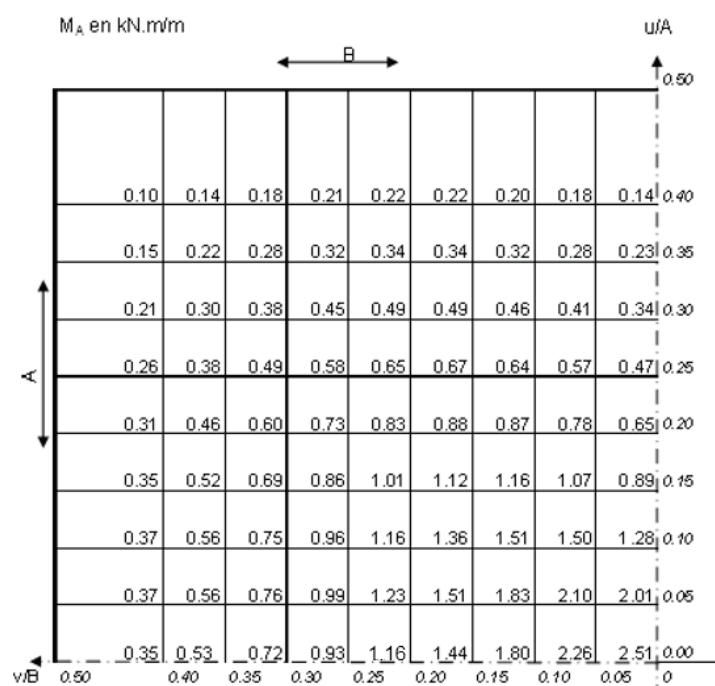


Figure D5 — Sollicitations au centre de la dalle (O) pour une charge de 10 kN ; $B / A = 1$ et $\rho = 0,10$.

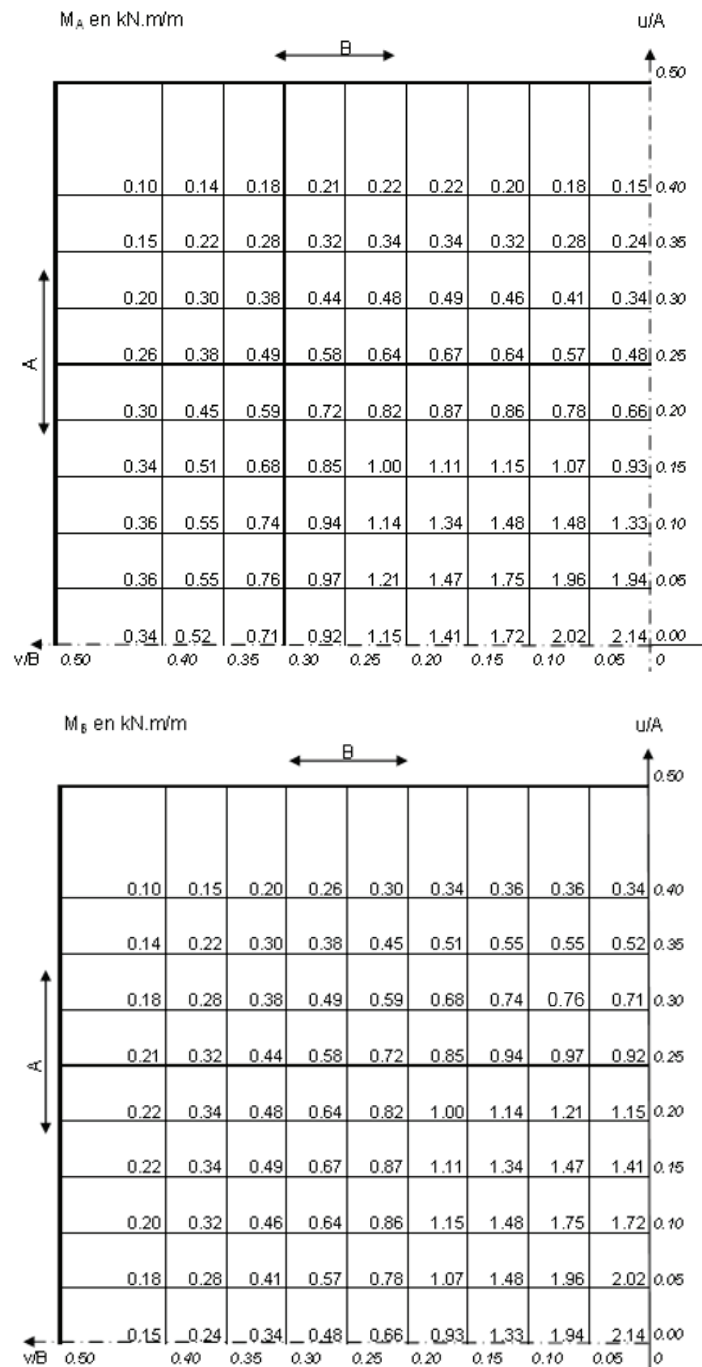
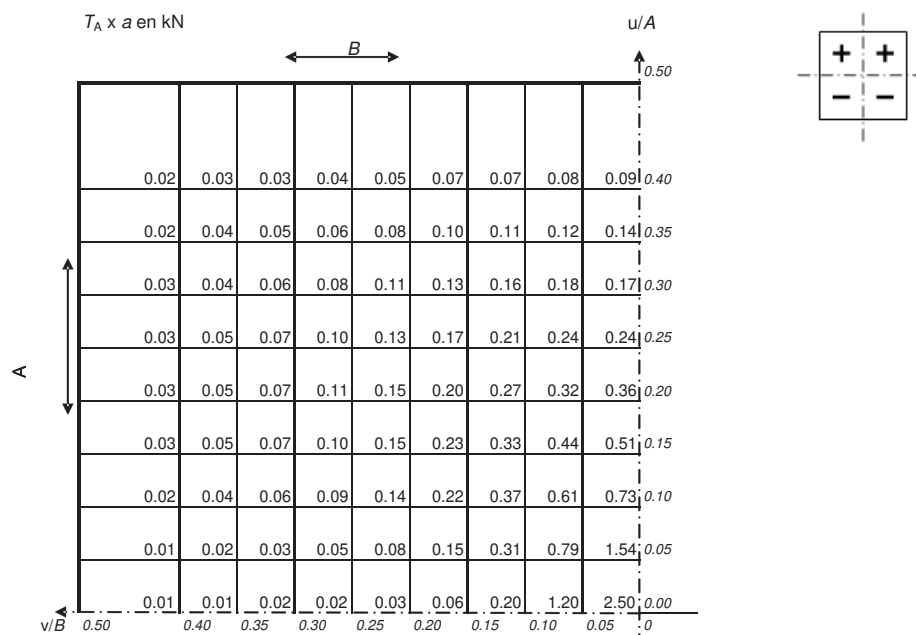
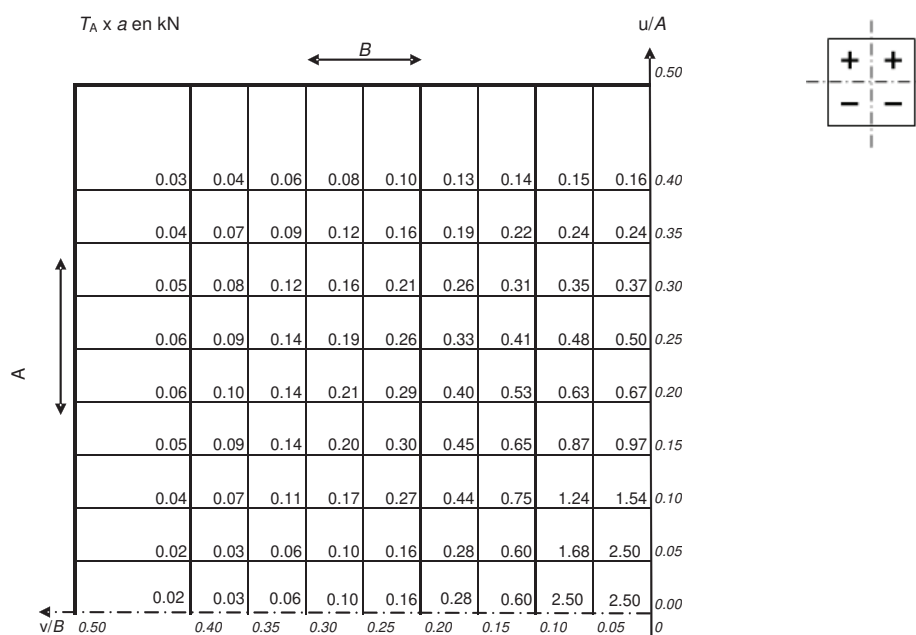


Figure D6 — Sollicitations au centre de la dalle (O) pour une charge de 10 kN ; $B / A = 1$ et $\rho = 0,15$.



**Figure D8 — Sollicitations au centre de la dalle (O) pour une charge de 10 kN ; $B/A = 1$ et $\rho = 0,05$.
Ce tableau de valeur peut également être utilisé pour $B/A > 1$.**



**Figure D9 — Sollicitations au centre de la dalle (O) pour une charge de 10 kN ; $B/A = 1$ et $\rho = 0,10$.
Ce tableau de valeur peut également être utilisé pour $B/A > 1$.**

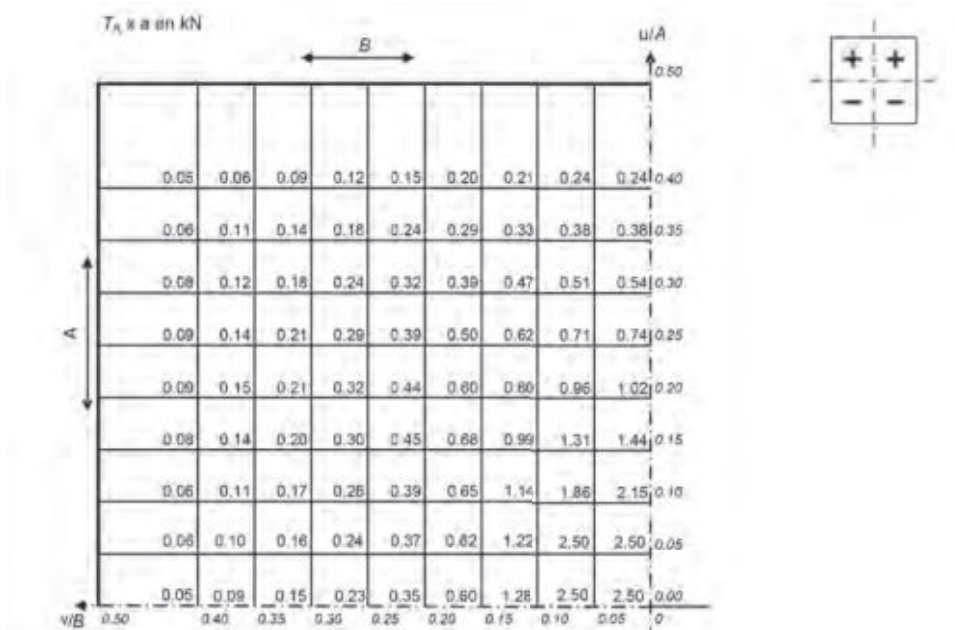


Figure D10 — Sollicitations au centre de la dalle (O) pour une charge de 10 kN ; $B/A = 1$ et $\rho = 0,15$. Ce tableau de valeur peut également être utilisé pour $B/A > 1$.

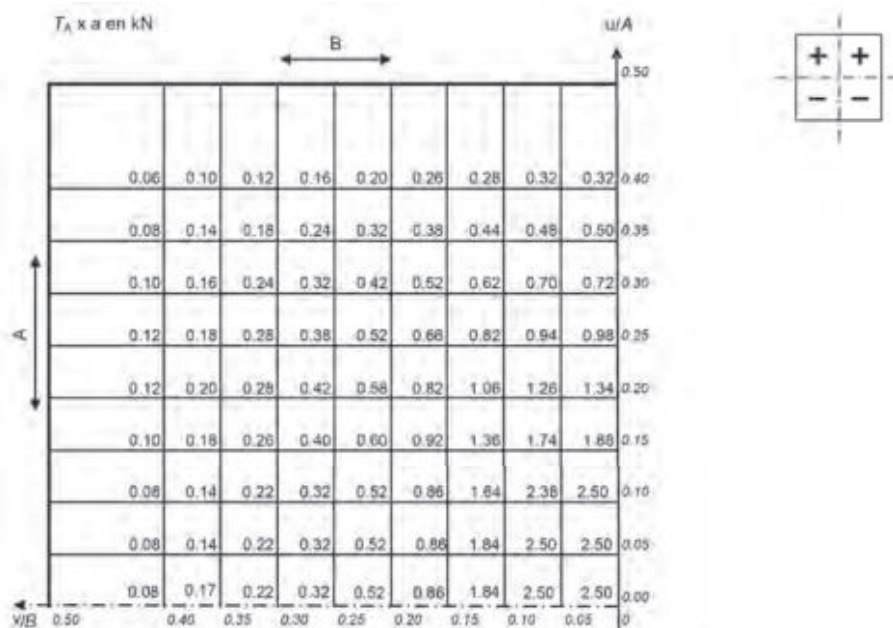


Figure D11 — Sollicitations au centre de la dalle (O) pour une charge de 10 kN ; $B/A = 1$ et $\rho = 0,20$. Ce tableau de valeur peut également être utilisé pour $B/A > 1$.

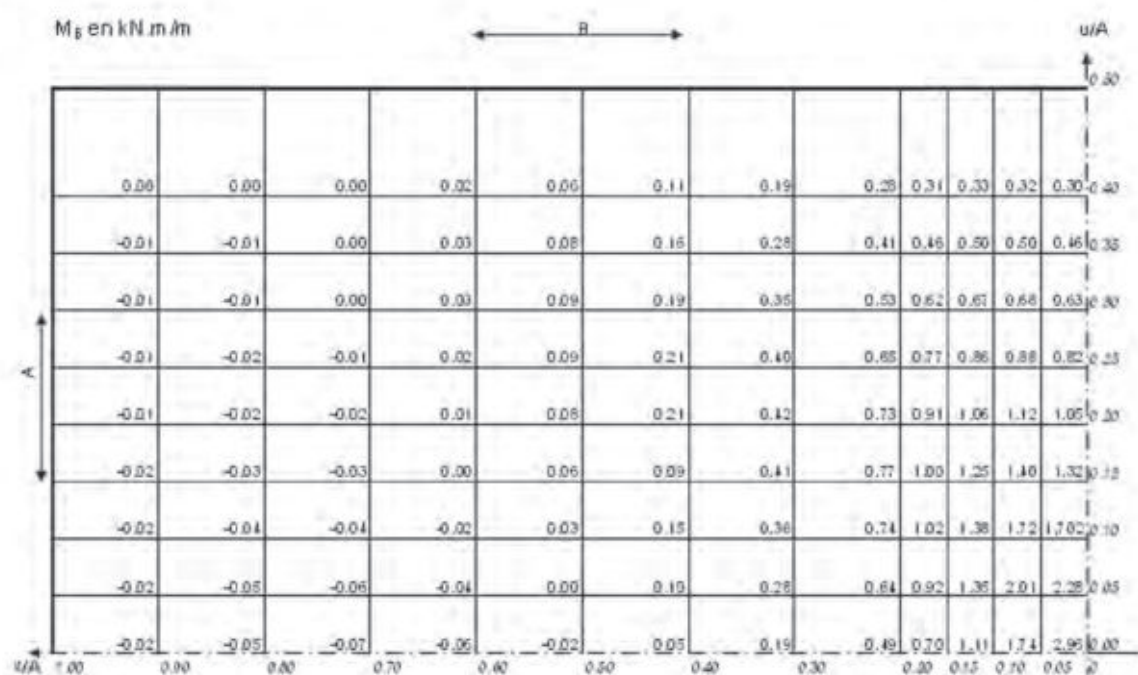
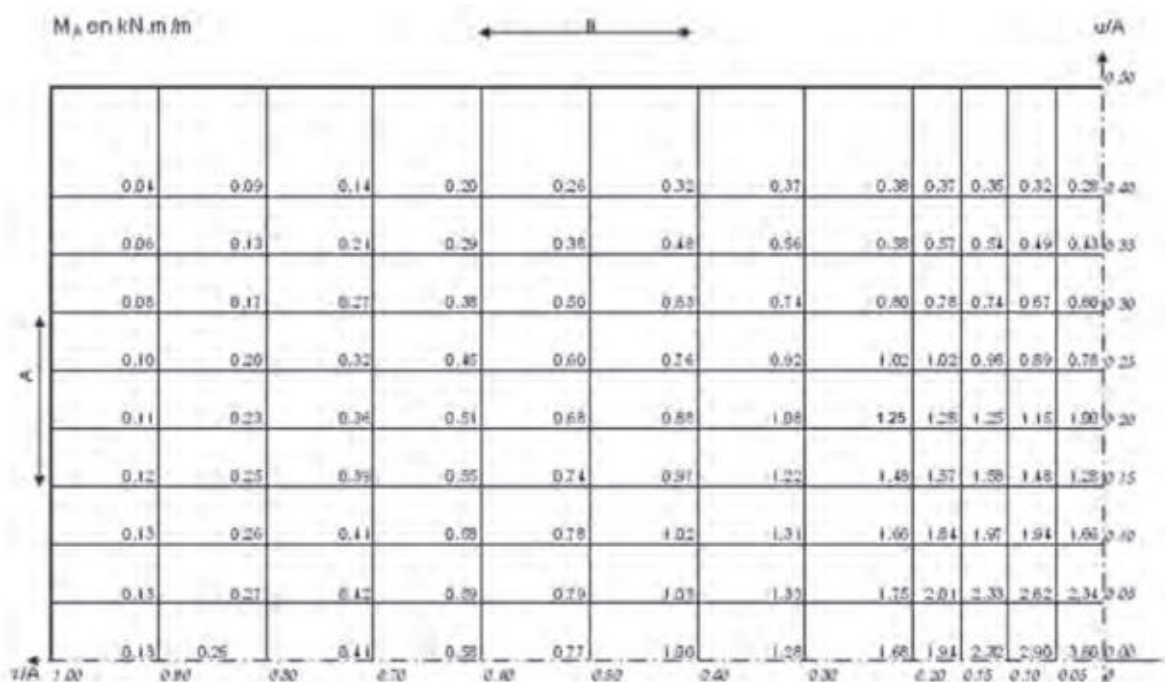


Figure D12— Sollicitations au centre de la dalle (O) pour une charge de 10 kN ; $B / A \geq 2$ et $\rho = 0,05$.

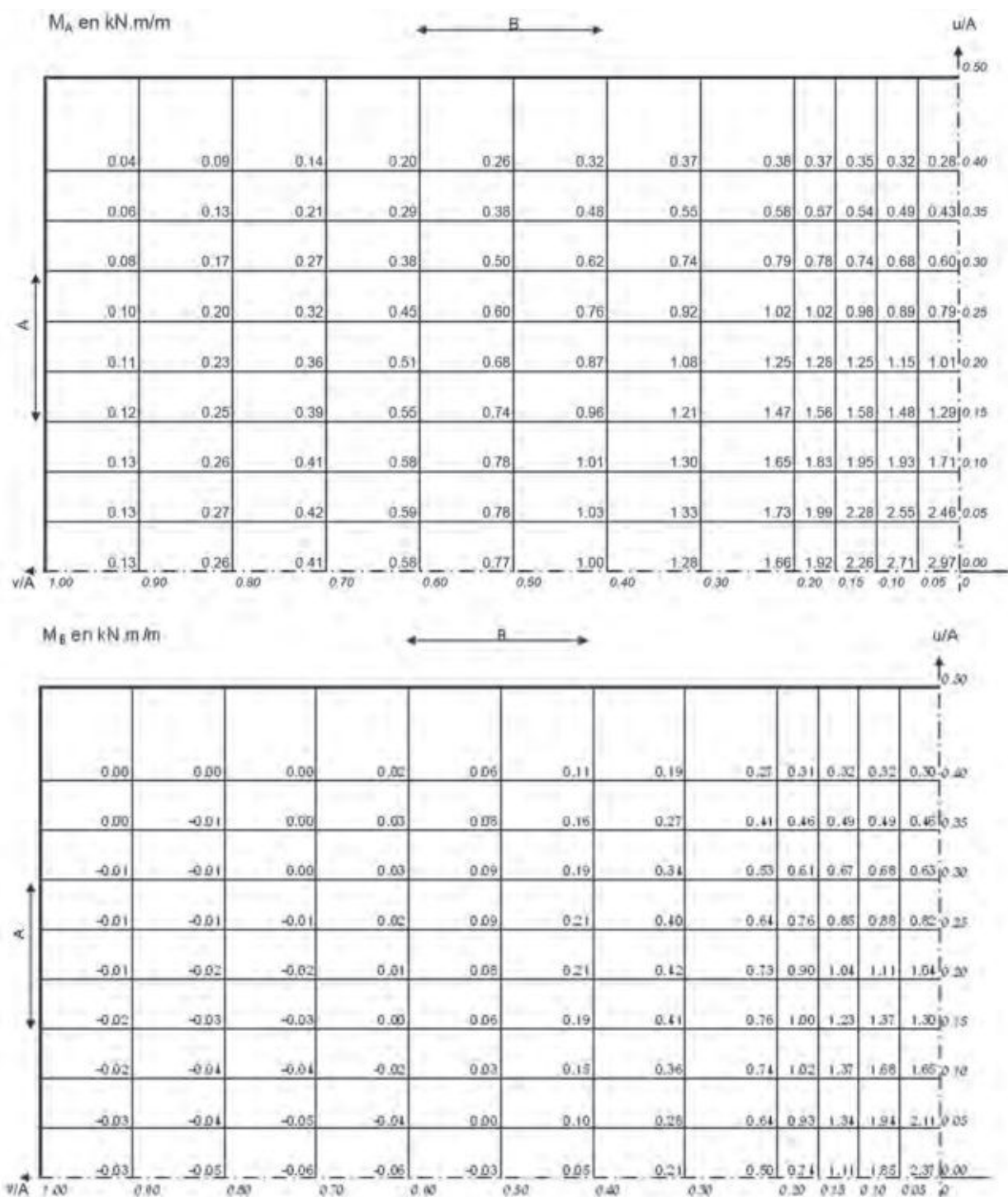


Figure D13 — Sollicitations au centre de la dalle (O) pour une charge de 10 kN ; $B/A \geq 2$ et $\rho = 0,10$.

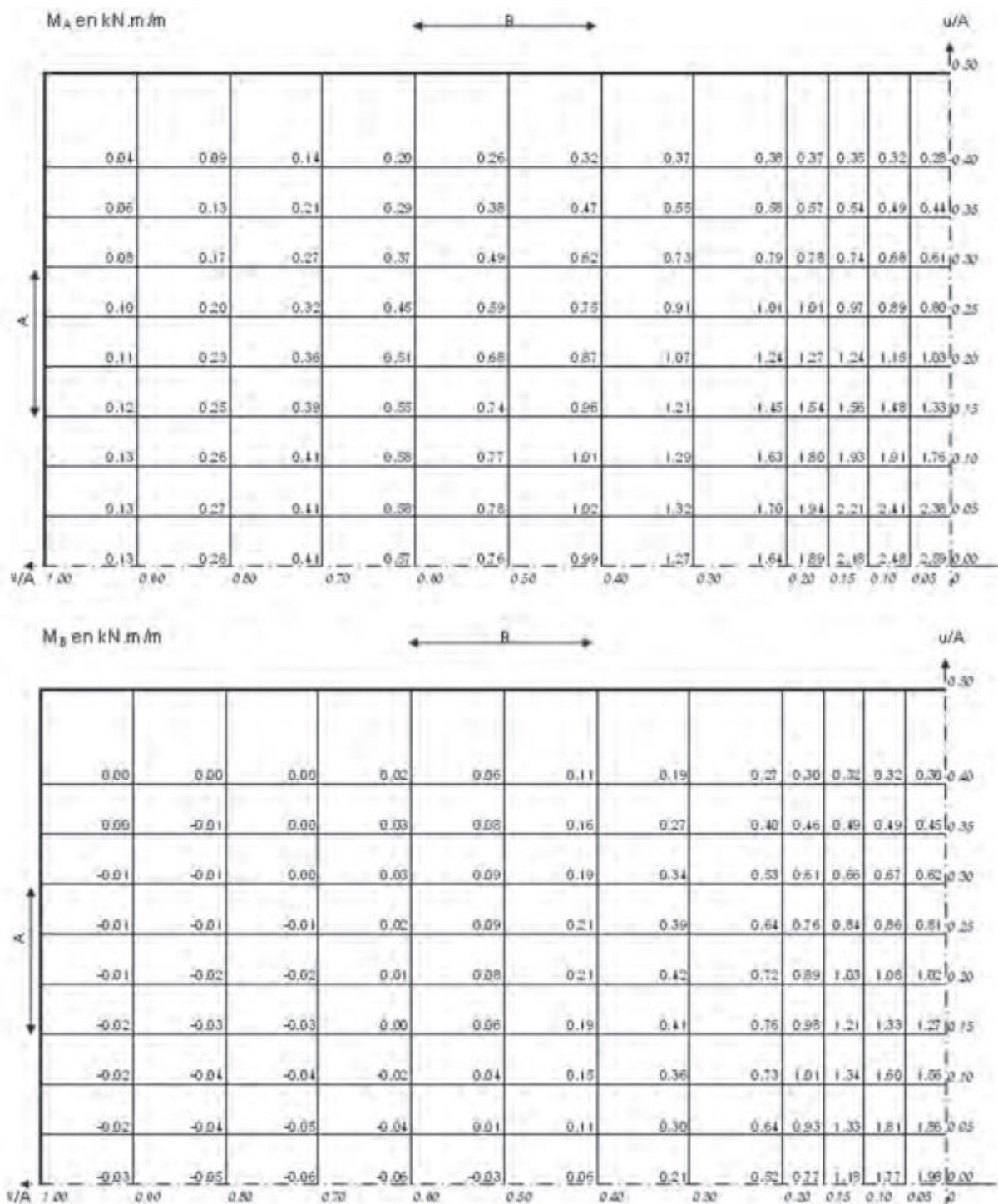


Figure D14 — Sollicitations au centre de la dalle (O) pour une charge de 10 kN ; $B/A \geq 2$ et $\rho = 0,15$.

$T_A \times a$ en kN												u/A
	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.07	0.08	0.09	0.10	0.10	0.10	0.12
	0.01	0.02	0.04	0.05	0.06	0.08	0.10	0.11	0.12	0.12	0.13	0.12
	0.01	0.03	0.04	0.06	0.07	0.09	0.12	0.13	0.14	0.15	0.15	0.14
	0.01	0.03	0.04	0.06	0.08	0.11	0.13	0.16	0.17	0.18	0.18	0.19
	0.02	0.03	0.05	0.07	0.09	0.12	0.15	0.18	0.19	0.21	0.21	0.23
	0.02	0.03	0.05	0.07	0.10	0.13	0.17	0.21	0.23	0.24	0.25	0.24
	0.02	0.03	0.05	0.07	0.10	0.14	0.19	0.24	0.26	0.28	0.29	0.28
	0.02	0.03	0.05	0.07	0.11	0.15	0.20	0.27	0.30	0.32	0.34	0.36
	0.02	0.03	0.05	0.07	0.11	0.15	0.22	0.30	0.34	0.38	0.40	0.42
	0.01	0.03	0.05	0.07	0.10	0.15	0.23	0.33	0.39	0.44	0.48	0.47
	0.01	0.03	0.04	0.06	0.10	0.15	0.23	0.36	0.44	0.52	0.58	0.59
	0.01	0.02	0.04	0.06	0.09	0.14	0.22	0.37	0.48	0.61	0.72	0.73
	0.01	0.02	0.03	0.05	0.08	0.13	0.21	0.37	0.50	0.66	0.82	0.85
	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.11	0.19	0.36	0.51	0.72	0.94	1.06
	0.01	0.02	0.03	0.04	0.06	0.10	0.17	0.34	0.51	0.78	1.08	1.29
	0.01	0.01	0.02	0.03	0.05	0.08	0.15	0.31	0.48	0.78	1.26	1.50
	0.01	0.01	0.01	0.03	0.04	0.06	0.11	0.28	0.41	0.76	1.46	2.20
						0.04	0.08	0.21	0.33	0.72	1.83	2.50
						0.02	0.05	0.15	0.25	0.65	2.20	2.50
v/A	1.00	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.15	0.10	0.05

Figure D16 — Effort tranchant maximal à l'appui (O) pour une charge de 10 kN ; $B/A \geq 2$ et $\rho = 0,05$.
Ce tableau de valeur peut être utilisé pour $1 \leq B/A < 2$.

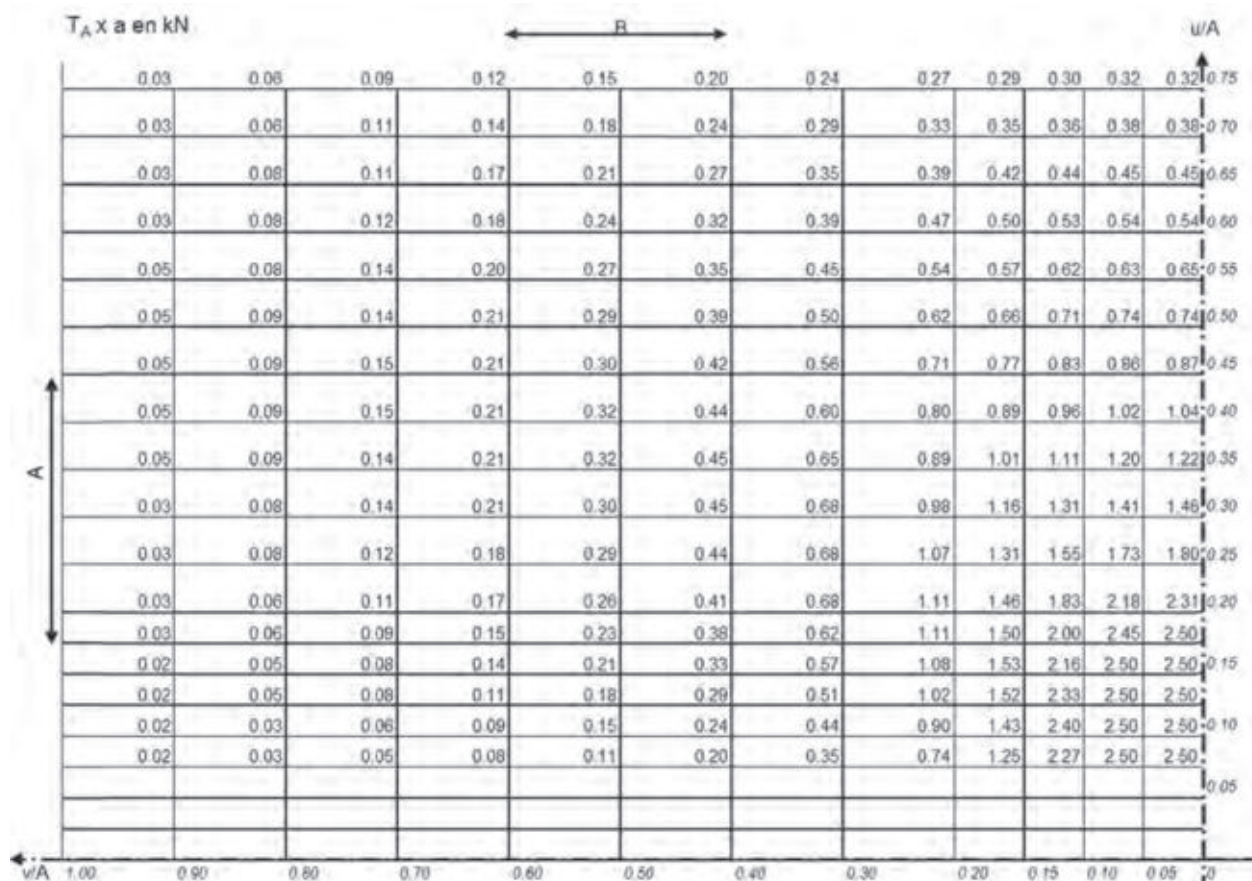


Figure D18 — Effort tranchant maximal à l'appui (O) pour une charge de 10 kN ; $B/A \geq 2$ et $\rho = 0,15$.
Ce tableau de valeur peut être utilisé pour $1 \leq B/A < 2$.

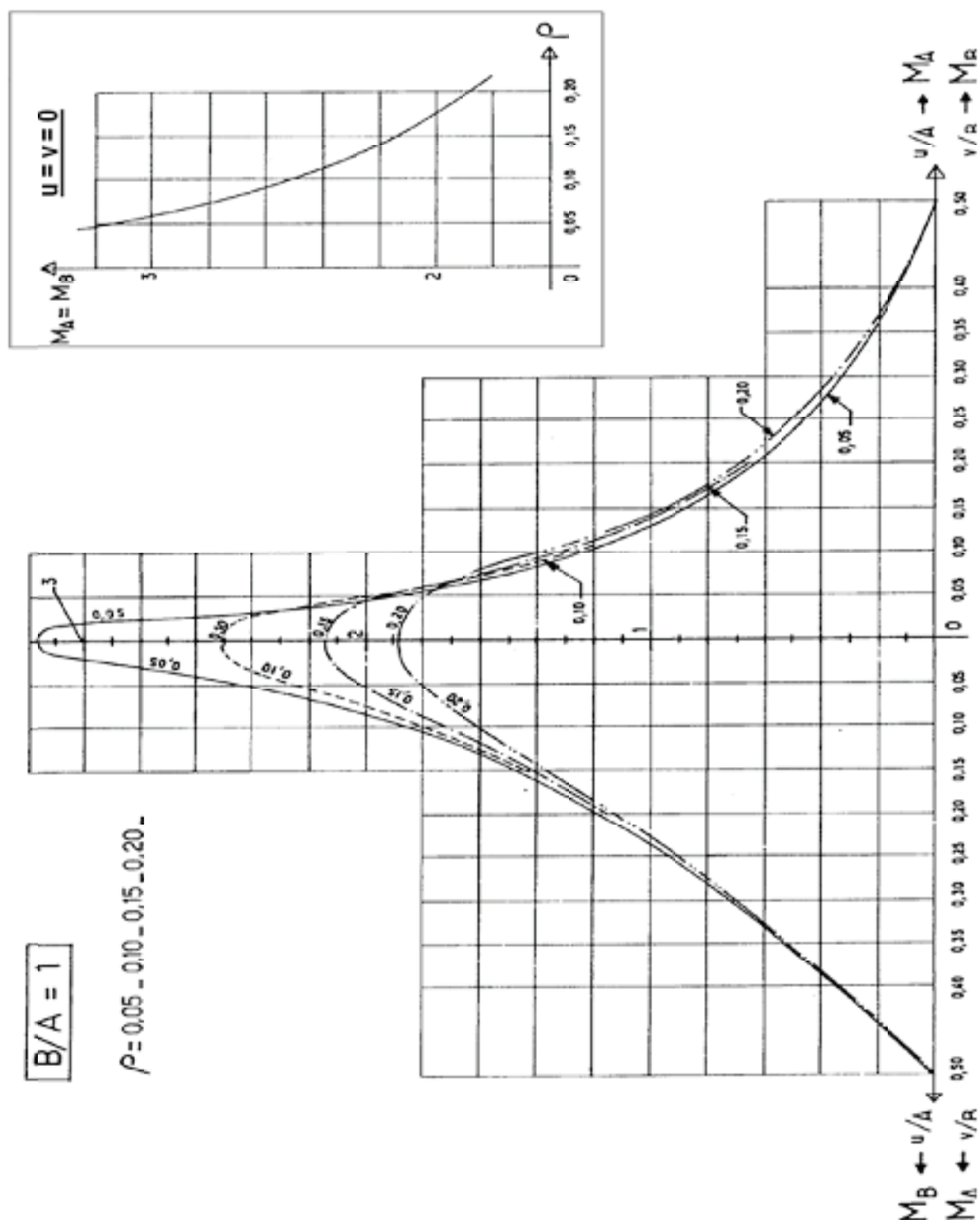


Figure D20 — Sollicitations M_A et M_B (en kN.m/m) au centre de la dalle, avec $B/A = 1$, pour une charge de 10 kN appliquée sur les axes O_u et O_v (se reporter aux Figures D4 à D7). En médaillon, cas de la charge au centre ($u = v = 0$).

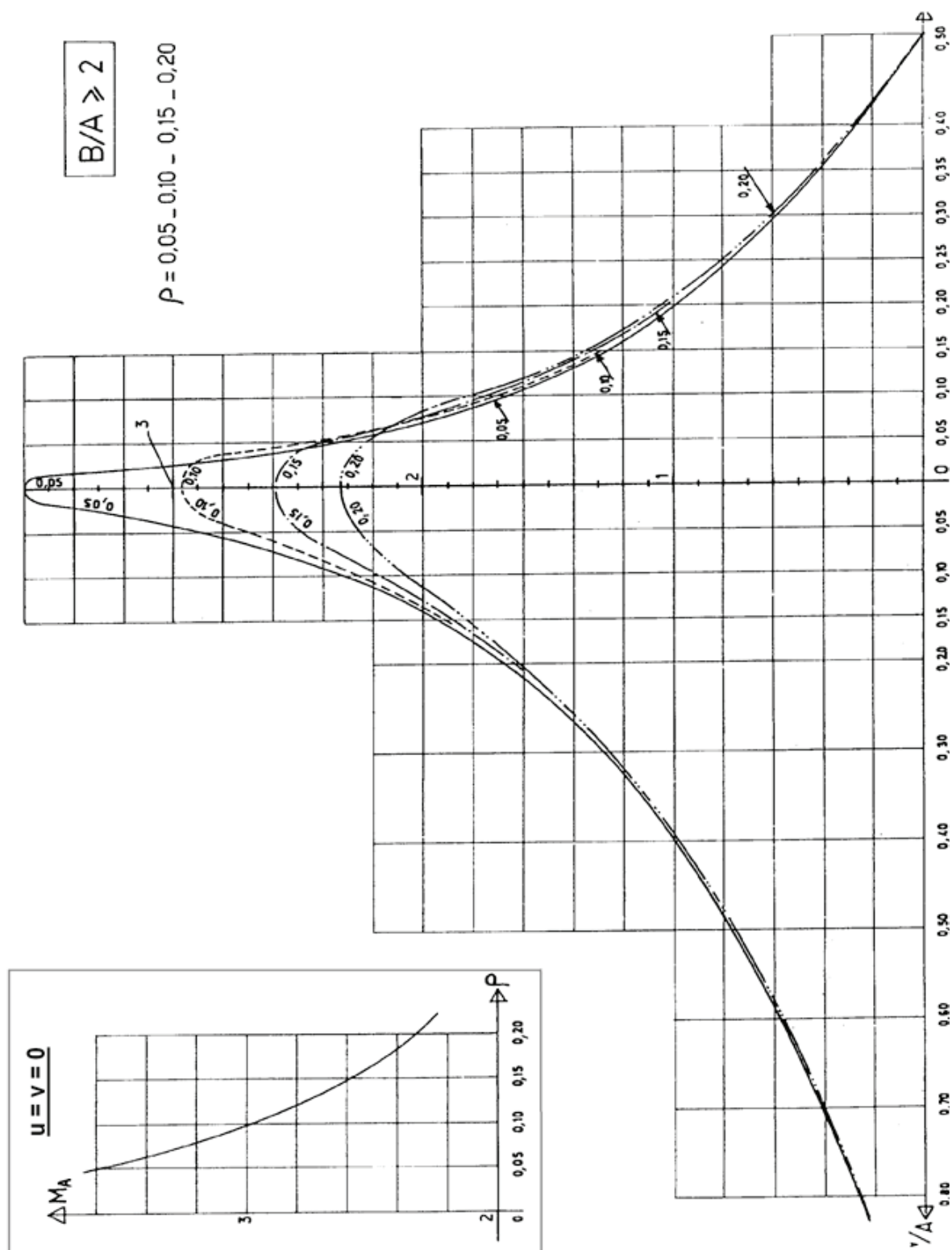


Figure D21 — Sollicitations M_A (en kN.m/m) au centre de la dalle, avec $B/A \geq 2$, pour une charge de 10 kN appliquée sur les axes O_u et O_v (se reporter aux premiers tableaux relatifs à M_A des Figures D12 à D15). En médaillon, cas de la charge au centre ($u = v = 0$).

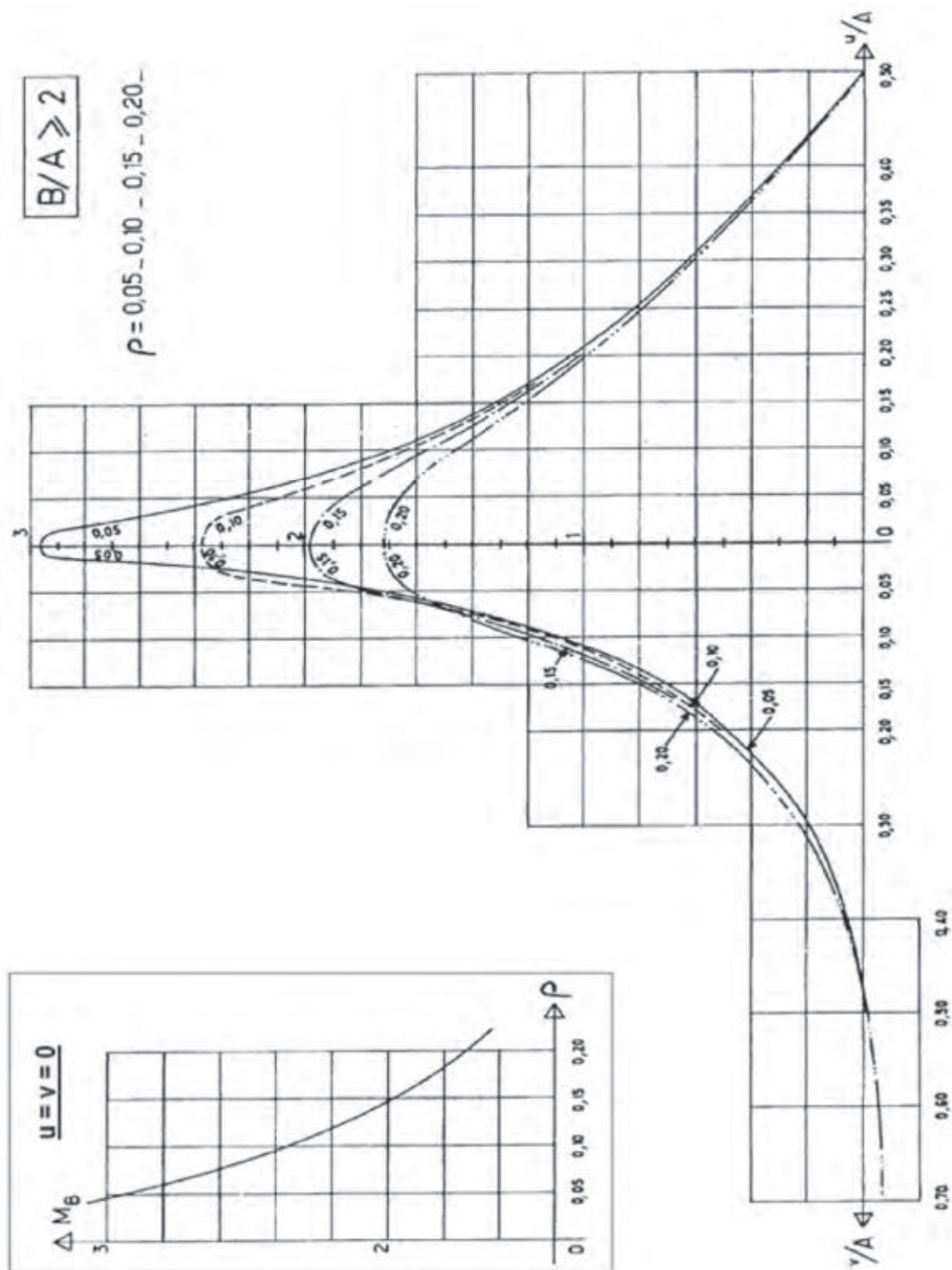


Figure D22 — Sollicitations M_b (en kN.m/m) au centre de la dalle, avec $B/A \geq 2$, pour une charge de 10 kN appliquée sur les axes O_u et O_v (se reporter aux deuxièmes tableaux relatifs à M_b des Figures D12 à D15).
En médaillon, cas de la charge au centre ($u = v = 0$).

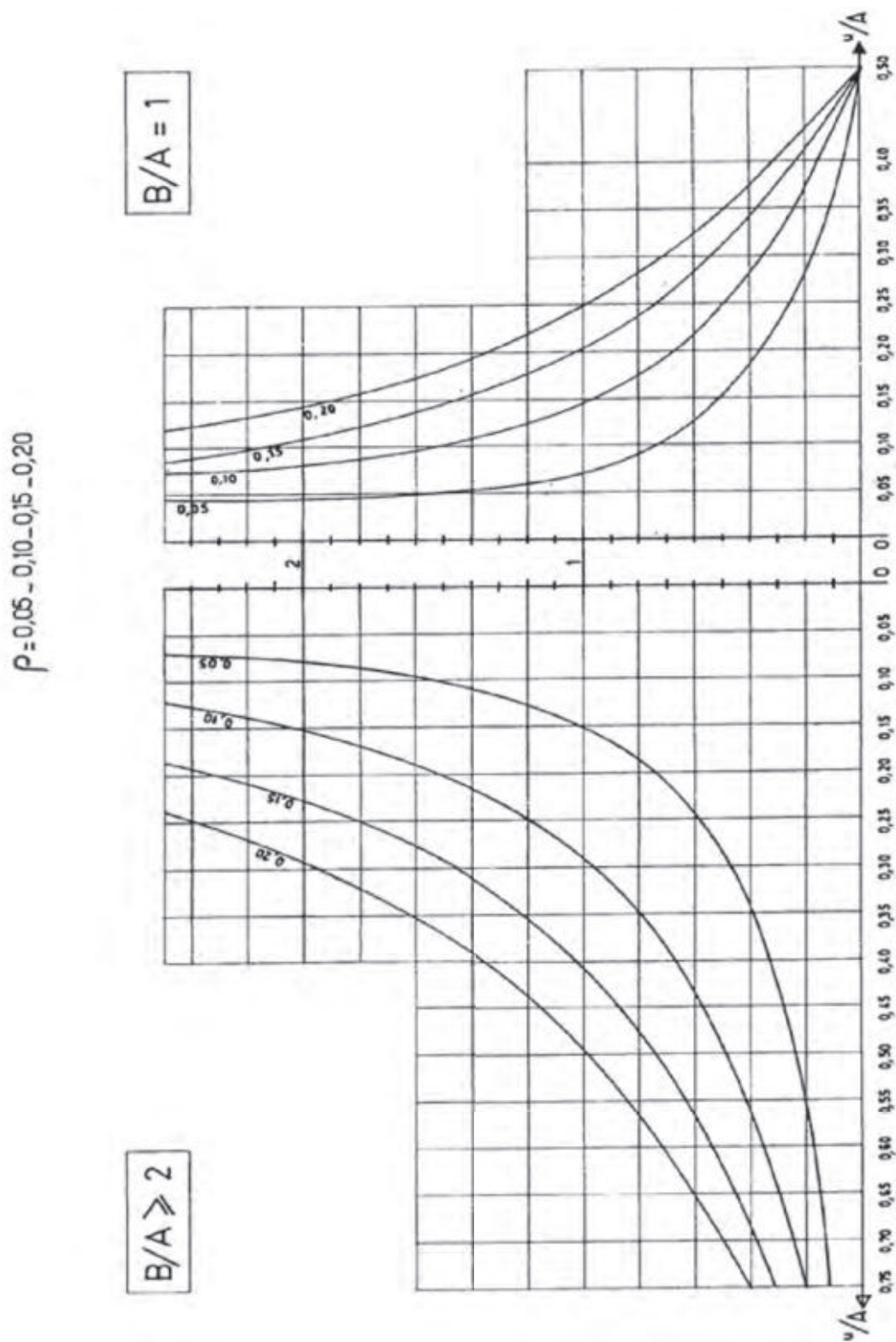


Figure D23 — Efforts tranchants $T_A \times a$ (en kN) à l'appui (se reporter aux Figures D16 à D19) et au centre de la dalle (se reporter aux Figures D8 à D11) avec $B/A = 1$ (partie droite du présent graphe) et $B/A \geq 2$ (partie gauche du présent graphe), pour une charge de 10 kN appliquée sur l'axe O_u

Annexe E

Planchers à prédalles épaisses

E1. Domaine d'application

La présente annexe définit les dispositions constructives et les armatures à disposer au voisinage des joints entre prédalles en fonction de leur typologie.

E2. Sollicitations

Les sollicitations sont déterminées suivant l'Annexe B de la présente section.

E3. Dimensionnement des joints entre prédalles

Les moments transversaux et les efforts tranchants sont repris au droit des joints par la section de béton armé constituée par la partie coulée en œuvre qui doit être armée en conséquence par les armatures formant couvre-joint et assurant, en collaboration avec le béton coulé en œuvre, le rôle d'armature de couture. Les armatures de couture verticales, lorsqu'elles sont nécessaires, sont ancrées dans les prédalles le long des bords à moins de 10 cm des joints.

Note : Les armatures destinées à reprendre les moments transversaux au droit du joint peuvent être prises en compte comme armatures horizontales de couture du joint.

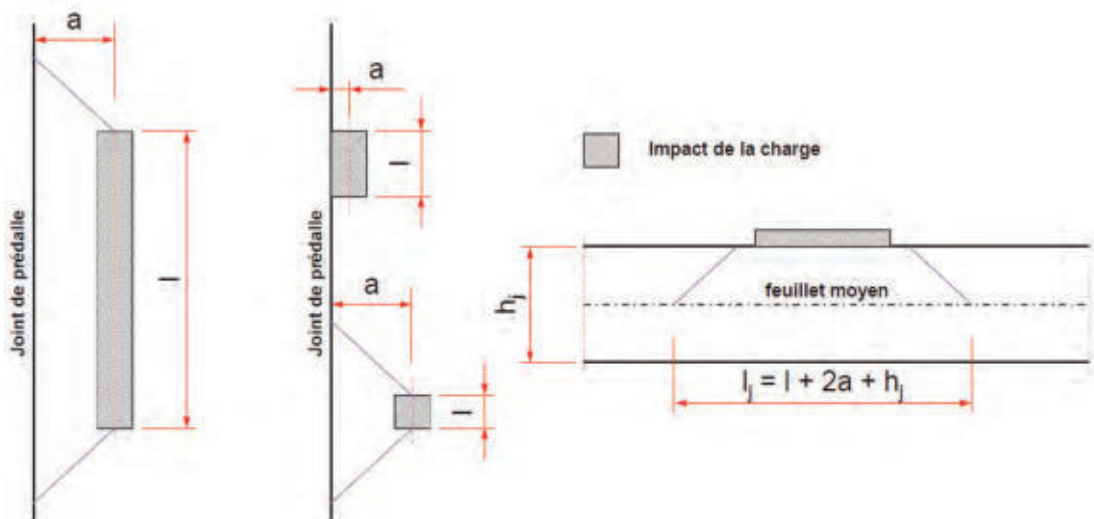


Figure E1 — Définition de la longueur de calcul d'un joint l_j (cas de la charge linéique ou ponctuelle)

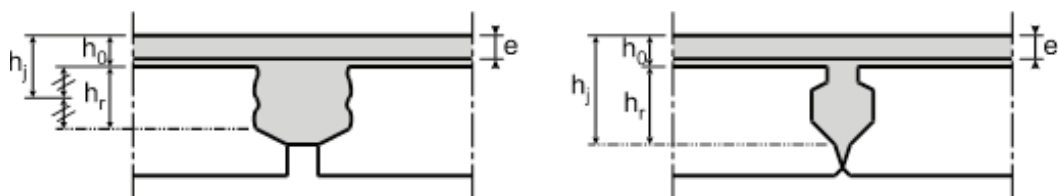


Figure E2 — Définition de la hauteur efficace du joint h_j (joint rugueux à gauche et joint à clef à droite)

avec :

- h_o l'épaisseur du béton coulé en œuvre sur les prédalles ;
- h_r la hauteur de la partie rugueuse du joint ;
- h_j la hauteur efficace du joint :
 - $h_j = h_o$ pour les joints à bord franc vertical,
 - $h_j = h_o + h_r / 2$ pour les joints à bord franc incliné,
 - $h_j = h_o + h_r / 2$ pour les joints rugueux,
 - $h_j = h_o + h_r$ pour les joints clefs ;
- l la longueur de la charge linéique ou ponctuelle parallèlement au joint ;
- l_j la longueur du joint intéressée par la charge :
 - cas de la charge répartie : $l_j =$ longueur totale du joint,
 - cas de la charge linéique ou ponctuelle : $l_j = l + 2 a + h_j$;
 - $A_{c,j}$ la surface de joint intéressée par la charge définie de la manière suivante : $A_{c,j} = l_j h_j$.

E3.1 Joint à bord franc

Les joints à bord franc ne sont autorisés que dans le cas où l'épaisseur de la prédalle est inférieure aux 2/3 de l'épaisseur h_t du plancher fini.

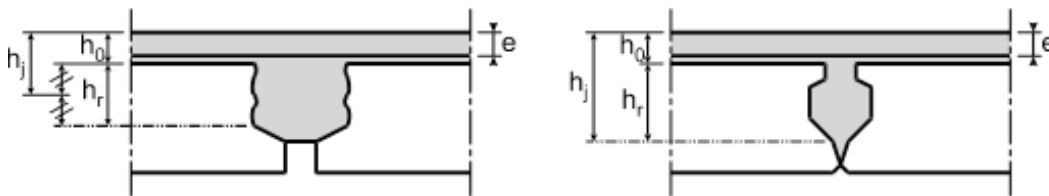


Figure E3 — Exemples de joint à bord franc

Il y a lieu de disposer, sur la distance l_j , des armatures de couture horizontales dans la partie coulée en œuvre dont la section $A_{s,j}$ est égale à :

$$A_{s,j} = \frac{V_{Ed,j} h_o}{f_{yd} e}$$

Aucune armature de couture verticale n'est à disposer lorsque l'épaisseur du plancher est au moins égale à 2 fois l'épaisseur de la prédalle ou lorsque les deux conditions suivantes sont respectées :

- les charges, permanentes ou variables, sont assimilables à des charges réparties ;
- la charge d'exploitation est inférieure ou égale à 5 kN/m².

Dans les autres cas, des armatures de couture verticales sont nécessaires : leur section $A_{s,c}$ est déterminée à l'État-Limite Ultime pour reprendre l'effort tranchant au droit du joint, leur section minimale étant de 0,5 cm² par mètre linéaire de longueur de prédalle. Elles sont constituées en pratique par un treillis raidisseur, par des grecques de couture disposées comme indiqué en Figure E4 ou par tout système d'armatures équivalent. Elles sont ancrées dans le béton des prédalles et dans le béton coulé en œuvre d'épaisseur h_o .

Soit :

$$A_{s,c} \geq \begin{cases} V_{Ed,j} / f_{yd} \\ A_{s,c,min.} (0,5 \text{ cm}^2/\text{ml de longueur de joint}) \end{cases}$$

avec :

- f_{yd} la limite d'élasticité de calcul de l'acier de béton armé défini de la manière suivante : $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$;
- f_{yk} la limite caractéristique d'élasticité de l'acier de béton armé ;
- $V_{Ed,j}$ l'effort tranchant sollicitant le joint à l'État-Limite Ultime.

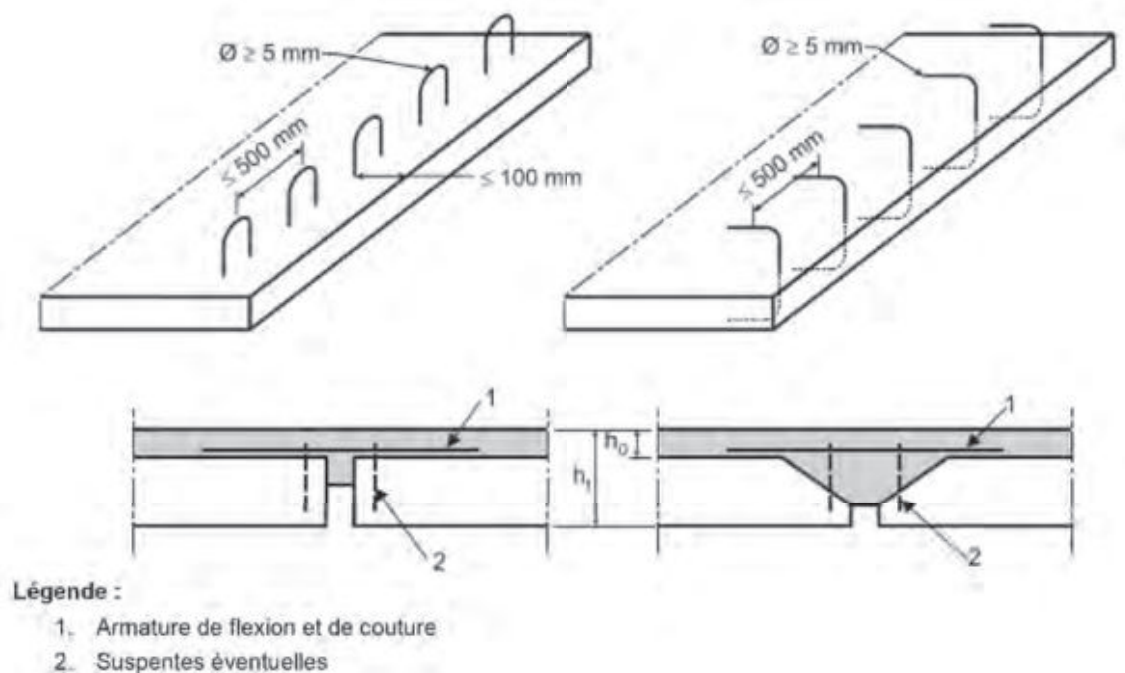


Figure E4 — Exemples d'armatures de couture

E3.2 Joint rugueux

Un joint est considéré comme « rugueux » si les conditions géométriques suivantes sont respectées :

- l'ouverture horizontale supérieure fait au moins 40 mm de largeur ;
- la partie rugueuse est verticale et présente une rugosité de profondeur au moins égale à 3 mm ;
- la hauteur rugueuse h_r est au moins égale aux 2/3 de l'épaisseur de la prédalle ;
- le becquet inférieur fait au moins 30 mm de hauteur.

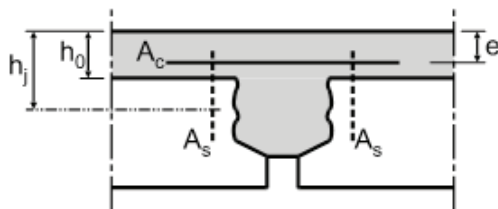


Figure E5 — Exemple de joint rugueux

Aucune armature horizontale de couture du joint autre que celle à laquelle conduit le pourcentage minimal n'est à disposer si :

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,j}}{A_{c,j}} \leq v_{Rd}$$

avec :

- $V_{Ed,j}$ l'effort tranchant sollicitant le joint à l'État-Limite Ultime ;
- $A_{c,j}$ la surface de calcul du joint définie ci-avant ;
- v_{Rd} la résistance de calcul au cisaillement du joint à l'État-Limite Ultime, dont la valeur est déterminée conformément au paragraphe 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) pour le cas « surface rugueuse ».

La résistance de calcul au cisaillement du joint v_{Rd} est pondérée d'un facteur 2/3 dans le cas de sollicitations dues à des charges à caractère dynamique.

Dans le cas où v_{Ed} est supérieur à v_{Rd} , il y a lieu de disposer, sur la distance l_j , des armatures de couture horizontales dans la partie coulée en œuvre dont la section A_c est égale à (Figure E4) :

$$A_{s,j} = \frac{(v_{Ed} - v_{Rd}) h_j}{\mu f_{yd}} A_{c,j}$$

avec :

- μ le coefficient de rugosité pris égal à 0,7 ;
- e la distance de l'axe de l'armature à la face supérieure du plancher.

Aucune armature de couture verticale n'est à disposer lorsque l'épaisseur du plancher est au moins égale à deux fois l'épaisseur de la prédalle ou lorsque les deux conditions suivantes sont respectées :

- la charge d'exploitation est assimilable à une charge répartie inférieure ou égale à 5 kN/m² ;
- $V_{Ed,j} \leq v_{Rd} l_j (h_j - h_0)$.

Note : Cette vérification implique de réaliser, en même temps et avec le même béton, le remplissage des joints et le coulage du béton sur les prédalles.

Dans le cas contraire, il y a lieu de disposer sur la distance l_j des armatures de couture verticales dont la section $A_{s,c}$ est égale à :

$$A_{s,c} = \frac{(V_{Rd,j} - v_{Rd} l_j (h_j - h_0))}{f_{yd}}$$

E3.3 Joint-clef

Un joint-clef doit vérifier les conditions géométriques suivantes :

- l'ouverture supérieure horizontale fait au moins 30 mm de largeur ;
- la section mécanique utile (section S définie à la Figure E6) ne doit pas être inférieure à 20 cm² ;
- il doit être possible de relier les faces d'appui opposées des deux éléments adjacents par des bielles à 45° ;
- la hauteur utile h_u s'arrête en partie basse quand la largeur du joint ne fait plus que 20 mm de largeur ;
- les becquets non armés formés par les faces latérales de deux éléments adjacents, becquets soumis à des flexions, doivent présenter les dimensions minimales ci-après :
 - becquet supérieur : hauteur à la naissance $h_s \geq 35$ mm,
 - becquet inférieur : hauteur à la naissance $h_i \geq 45$ mm.

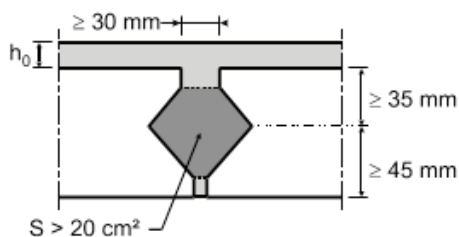


Figure E6 — Dimensions minimales du joint-clef

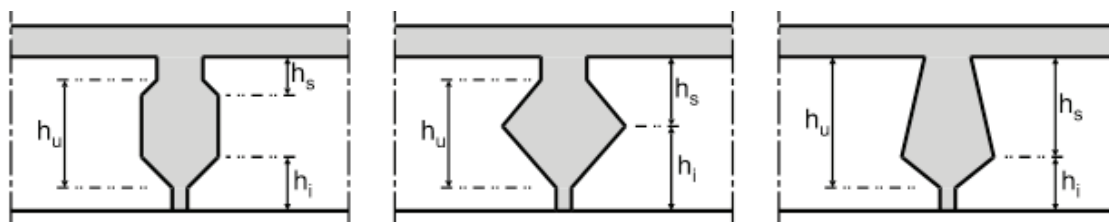


Figure E7 — Exemples de joint-clef

Les joints-clef sont obligatoires dans les prédalles des planchers pour lesquels l'épaisseur de la prédalle est égale ou supérieure aux 2/3 de l'épaisseur du plancher fini.

Le calcul du joint (taux de cisaillement et armatures) est mené comme pour celui du joint rugueux en prenant ses propres caractéristiques géométriques.

E3.4 Joint avec armature de répartition en recouvrement

Dans le cas des planchers dont l'épaisseur est de l'ordre de 3 fois celle de la prédalle (par exemple, 14 cm au minimum pour une prédalle courante de 5 cm d'épaisseur), aucune vérification particulière n'est nécessaire, hormis le recouvrement des armatures.

Dans les autres cas, les vérifications sont réalisées comme indiqué au paragraphe E3.1 pour les joints à bords francs.

Annexe F Planchers à prédalles suspendues

F1. Objet

Cette annexe traite des dispositions à prendre pour la conception et la réalisation du nœud d'appui entre un plancher composite, réalisé dans les cas courants à l'aide de prédalles en béton précontraint ou en béton armé et un support vertical (voile, poutre allège ou paroi enterrée avec une face coffrée) coulé préalablement jusqu'à un niveau supérieur à celui du plancher et intégrant des armatures en attente pour assurer la liaison. Les appuis sont alors dits « suspendus ». Ce type de condition d'appui nécessite la prise en compte de dispositions particulièrement précises et rigoureuses pour garantir la pérennité de la liaison et, par conséquent, celle des bâtiments.

La coordination des études est indispensable entre le bureau d'études structures et celui du préfabricant de prédalles.

À tout moment, il doit être gardé à l'esprit de tous les intervenants que le point essentiel d'une telle disposition est la rigueur de sa mise en œuvre.

Un contrôle visuel avant coulage doit être réalisé par le responsable chargé de l'exécution (voir modèle de fiche d'auto-contrôle en Annexe C de la Section C).

Les tolérances de fabrication des prédalles et celles d'exécution du plancher sont prises en compte pour déterminer les dispositions constructives à retenir pour la conception du nœud d'appui.

Les tolérances de position verticale des boîtes d'attentes par rapport à la sous-face du plancher sont généralement prises égales à :

- ± 15 mm (tolérance fine) ;
- ou ± 25 mm (tolérance courante).

La prise en compte de ces tolérances conduit à une épaisseur minimale de plancher de 17 cm.

Note : D'autres tolérances peuvent être considérées dans la mesure où elles sont intégrées dans les calculs. Un accroissement des tolérances peut entraîner une augmentation de l'épaisseur du plancher.

F2. Domaine d'application

Cette annexe s'applique aux dalles de planchers composites de tous les planchers intermédiaires et de toitures-terrasses de bâtiments (logements collectifs, bureaux, industriels, stockages, établissements publics tels que écoles, hôpitaux, etc.), se comportant de façon monolithique après durcissement du béton coulé en place, confectionnées à partir de bétons de granulats courants. Ce monolithisme est obtenu par l'adhérence entre l'élément préfabriqué et la table de compression avec ou sans armatures de liaison.

Les différents types de dalles de planchers concernés sont les dalles composites pleines réalisées avec des prédalles en béton armé ou précontraint, avec ou sans treillis raidisseur, fabriquées en usine fixe. Les prédalles sont munies de suspentes et ne comportent pas d'armatures longitudinales dépassant aux abouts.

La présente annexe concerne les planchers à prédalles suspendus dans lesquels :

- l'épaisseur nominale des prédalles n'est pas inférieure à 50 mm ;
- l'épaisseur de la prédalle est inférieure ou égale à la moitié de l'épaisseur totale du plancher ;
- l'encombrement vertical des attentes h_{at} est au moins égal à 50 mm.

Les planchers à prédalles peuvent être suspendus sur une ou sur deux extrémités.

Les planchers à prédalles suspendus sont généralement réalisés en intégrant des boîtes d'attentes dans les éléments porteurs.

Note 1 : Il est également possible de remplacer les boîtes d'attentes par des armatures ancrées par scellement a posteriori dans les éléments porteurs. Les attentes des voiles peuvent également être réalisées avec des coupleurs.

La classe du béton coulé en place est au moins C25/30.

Les boîtes d'attentes doivent être certifiées NF AFCAB ou équivalent.

Note 2 : Dans l'attente de la mise en place effective de cette certification, le fournisseur des boîtes d'attentes devra apporter la preuve de conformité aux exigences du référentiel de certification.

La présente annexe traite :

- des boîtes d'attentes comportant deux rangées d'armatures disposées dans un même support de boîte (Figure F1) ;

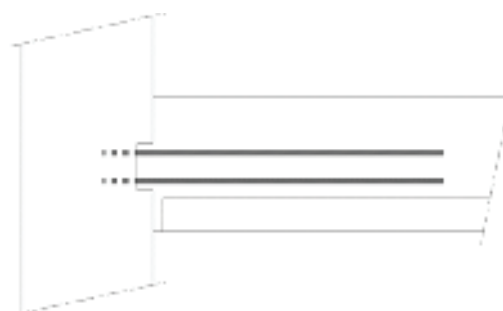


Figure F1 — Exemple de boîte d'attentes comportant deux rangées d'armatures disposées dans un même support

- des boîtes d'attentes comportant deux rangées d'armatures, chaque rangée étant disposée dans un support de boîte (Figure F2). L'élément en béton formé entre les deux supports doit être éliminé avant coulage du plancher ;

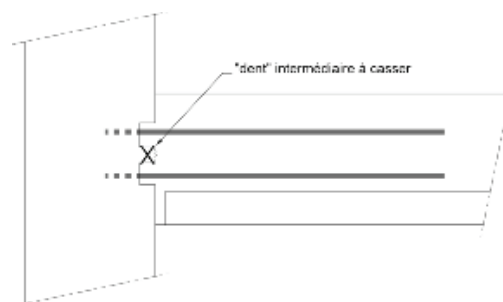
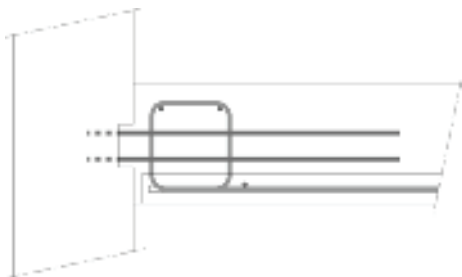
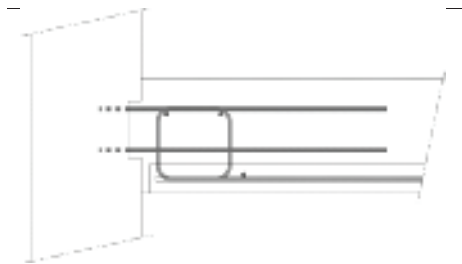


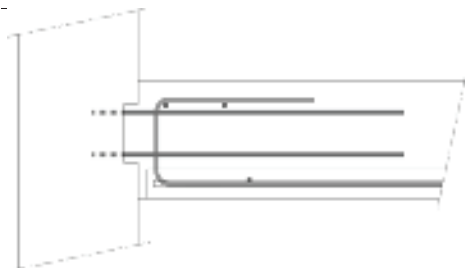
Figure F2 — Exemple de boîte d'attentes comportant une rangée d'armatures disposées chacune dans un support



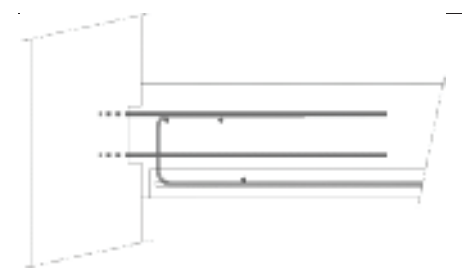
Suspente fermée et avec brin supérieur de l'attente au-dessous des filants de renfort



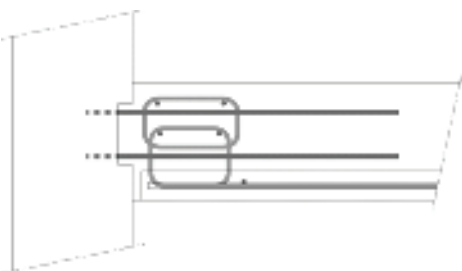
Suspente fermée avec brin supérieur de l'attente au-dessus des filants de renfort (sans toutefois dépasser le niveau du retour horizontal de la suspente)



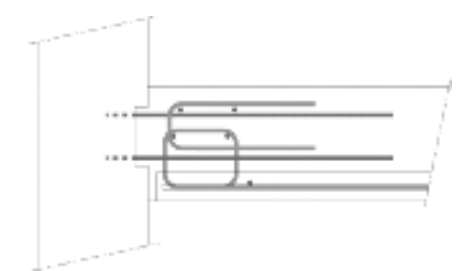
Suspente en U avec brin supérieur de l'attente au-dessous des filants de renfort



Suspente en U avec brin supérieur de l'attente au-dessus des filants de renfort (sans toutefois dépasser le niveau du retour horizontal de la suspente)



Solution pour le cas particulier des planchers épais – Rehausse de suspente avec un cadre fermé



Solution pour le cas particulier des planchers épais – Rehausse de suspente avec un U

Figure F3 – Exemples de principes de ferrailage pour un plancher à prédalles suspendu.

Note 3 : La suspente peut être prolongée en partie supérieure par un cadre ou un U en rehausse avec un recouvrement effectif vertical. L'ensemble est appelé « suspente » dans la suite du présent document.

Note 4 : Dans la suite du document, la solution avec suspentes en forme de cadre fermé est souvent représentée par défaut sans que cela constitue un choix qualitatif.

Ne sont pas visés :

- les éléments formant seulement coffrage de dalle ou de hourdis pendant la construction ; la résistance de la dalle étant, dans ce cas, assurée par la partie de béton armé coulée sur la prédalle ;
- les planchers-dalles sur appuis ponctuels.

F3. Symboles et définitions

F3.1 Symboles

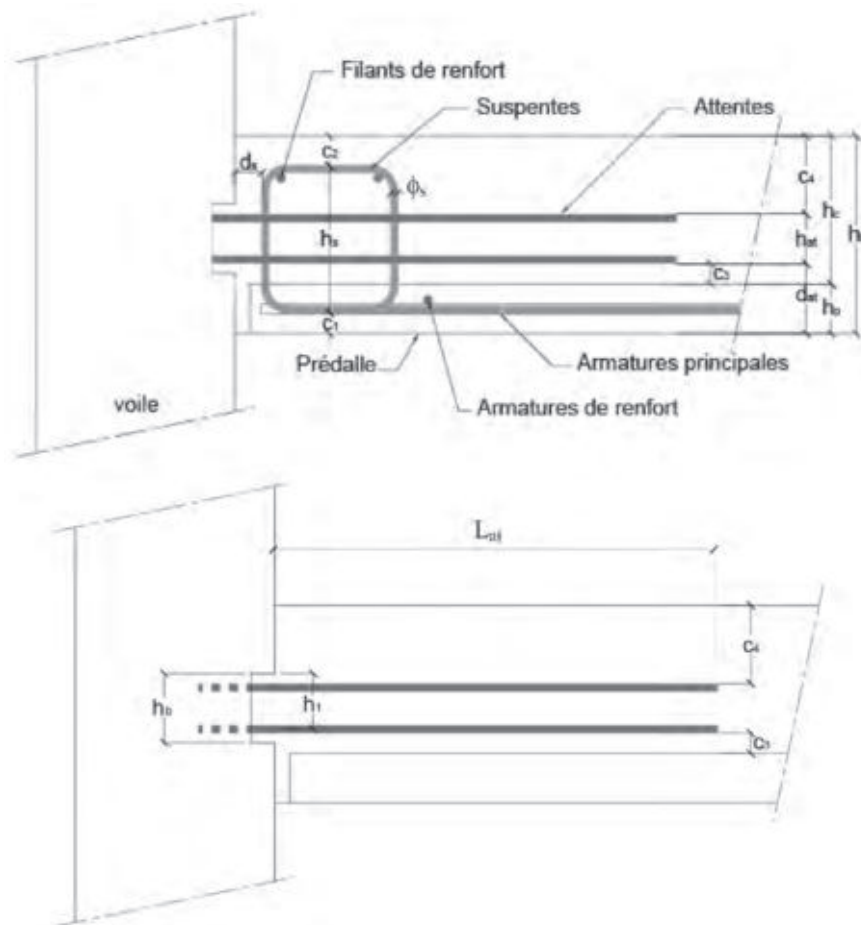


Figure F4 — Schémas des symboles utilisés

Tableau F1 - Terminologie utilisée dans cette annexe

Symbole	Correspondance
ϕ_s	Diamètre de la suspente
$h_{s,p}$	Encombrement vertical de la suspente avant redressage
h_s	Encombrement vertical de la suspente après redressage
s_t	Espacement des suspentes
h_b	Hauteur de la boîte d'attentes (lorsqu'une boîte d'attentes est utilisée) ou hauteur de la zone traitée par piquage du support (lorsque des armatures sont scellées <i>a posteriori</i>)
ϕ_{at}	Diamètre des armatures de la boîte d'attentes
$A_{s,at}$	Section unitaire de l'armature de la boîte d'attentes
d_{at}	Distance nominale entre la face inférieure de la prédalle et l'armature inférieure en attente
Δd_{at}	Tolérance d'implantation des boîtes d'attentes dans le voile
h_{at}	Hauteur d'encombrement des attentes, égale à la distance verticale hors tout entre les brins du lit inférieur et ceux du lit supérieur
Δh_{at}	Tolérance sur la hauteur d'encombrement des attentes
h_t	Épaisseur totale du plancher
Δh_t	Tolérance d'exécution de l'épaisseur du plancher
h_p	Épaisseur nominale de la prédalle
Δz_p	Tolérance de positionnement vertical de la prédalle
c_1	Enrobage nominal de la suspente par rapport à la fibre inférieure de la prédalle
c_2	Enrobage nominal du retour horizontal supérieur de la suspente
c_3	Enrobage nominal des armatures inférieures en attente par rapport à la fibre supérieure de la prédalle
c_4	Enrobage nominal de l'armature supérieure en attente par rapport à la fibre supérieure du plancher
d'	Hauteur de l'axe des armatures de précontrainte par rapport à la face inférieure de la prédalle
e_b	Largeur de la bielle
h_c	Épaisseur nominale du béton coulé en œuvre au-dessus de la prédalle
h_1	Hauteur entre l'axe de l'attente inférieure et le bord supérieur de la boîte d'attentes (lorsqu'une boîte d'attentes est utilisée) ou entre l'axe de l'attente inférieure et la limite supérieure de piquage (lorsque des armatures sont scellées <i>a posteriori</i>)
L_{at}	Longueur de dépassement des armatures de la boîte d'attentes par rapport au nu intérieur du support

F3.2 Définitions

F3.2.1

Prédalle

Dalle de béton, armé ou précontraint, utilisée en tant que coffrage permanent pour le béton coulé en place avec lequel elle forme la dalle monolithe. Elle constitue la partie inférieure du plancher et comporte tout ou partie de l'armature inférieure.

F3.2.2

Prédalle en béton armé

Prédalle dont les armatures de béton armé constituent l'armature principale de la dalle composite.

F3.2.3

Prédalle en béton précontraint

Prédalle dont les armatures de précontrainte par pré-tension constituent l'armature principale de la dalle composite.

F3.2.4

Prédalle avec treillis raidisseur

Prédalle comportant des treillis raidisseurs continus généralement parallèles à la direction mécanique principale de la dalle composite. Ils contribuent à la résistance et la rigidité de la dalle dans les phases provisoires.

F3.2.5

Suspente

Armature transversale façonnée en forme de cadre ou en U dont un brin horizontal vient en recouvrement avec les armatures longitudinales de la prédalle.

F3.2.6

Prédalle suspendue

Prédalle sans armature dépassante, comportant des suspentes au voisinage de l'about. La liaison sans appui sur l'élément porteur vertical est constituée de suspentes intégrées à la prédalle avec des aciers horizontaux intégrés dans l'élément porteur. Cette disposition peut être rencontrée soit à une seule de ses extrémités (l'autre extrémité reposant de façon classique sur son élément porteur), soit à ses deux extrémités.

F4. Conception du nœud d'appui

Étant donné que la prédalle ne prend pas directement appui sur l'élément porteur, il convient de reporter la réaction d'appui sur le support par l'intermédiaire d'armatures disposées dans le béton de clavetage.

Selon les caractéristiques géométriques du nœud d'appui, deux modes de fonctionnement peuvent être utilisés : avec ou sans armatures d'effort tranchant.

Dans le présent document, le fonctionnement sans armatures d'effort tranchant est considéré comme la méthode de dimensionnement courante des planchers à prédalles suspendues.

Dans le cas où le fonctionnement ci-dessus n'est pas justifiable (résistance du béton seul insuffisante), le fonctionnement avec armatures d'effort tranchant est utilisé. Cette approche, valable pour des planchers d'épaisseur supérieure ou égale à 22 cm, conduit à des sections de suspentes plus importantes.

F4.1 Caractéristiques géométriques du nœud

F4.1.1 Tolérances d'exécution

Pour les planchers à prédalles suspendues, la tolérance de position verticale des attentes est précisée sur les plans d'exécution. Dans le cas de boîtes d'attentes, sauf indication contraire, on retiendra l'une des tolérances suivantes :

- tolérance courante : $\Delta d_{at} = \pm 25 \text{ mm}$;
- tolérance fine : $\Delta d_{at} = \pm 15 \text{ mm}$.

La tolérance sur la distance libre entre les éléments support est prise égale à $\pm 20 \text{ mm}$.

***Note** : Sauf indications contraires mentionnées dans les Documents Particuliers du Marché, les tolérances définies dans la norme NF EN 13670 s'appliquent.*

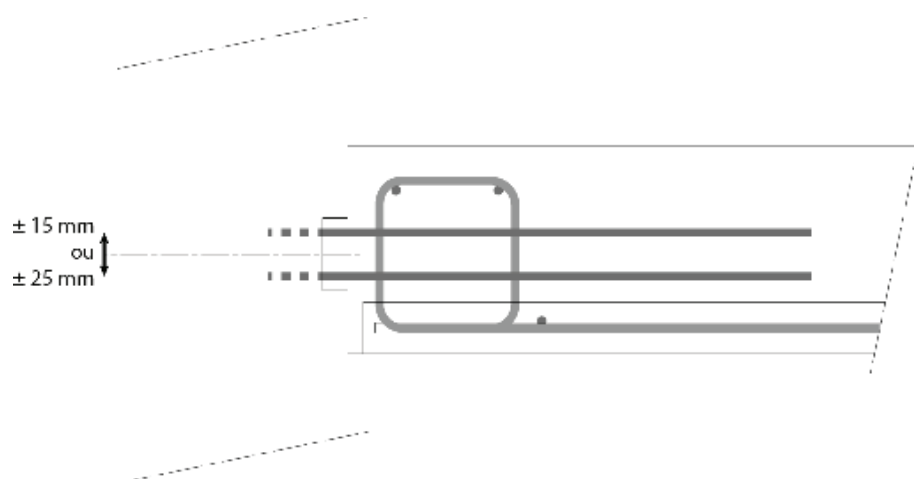


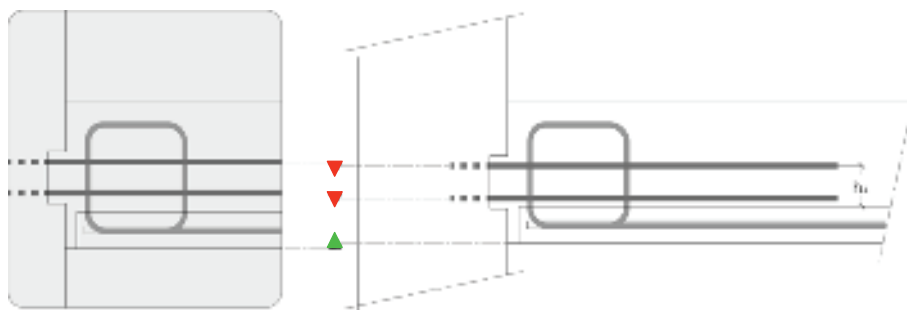
Figure F5 — Tolérances de mise en œuvre des boîtes d'attentes pour les planchers à prédalles suspendues

F4.1.2 Différentes configurations de mise en œuvre

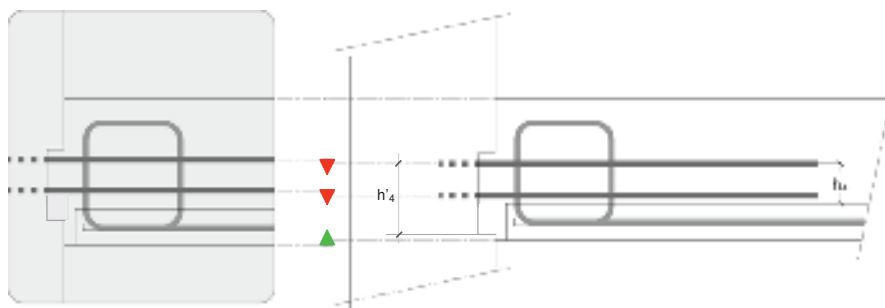
Avec la prise en compte des tolérances d'exécution présentées au *chapitre F4.1.1*, cinq configurations peuvent être distinguées pour la conception du plancher, en prenant le cas le plus défavorable selon la vérification considérée (effort tranchant, flexion, ...).

a) Configuration n° 1

Dans cette configuration, les boîtes d'attentes sont déplacées vers le bas de la valeur de la tolérance Δd_{at} retenue pour leur implantation. Simultanément, les prédalles sont décalées vers le haut de 5 mm. Le niveau supérieur du plancher est considéré à sa position nominale.



**Figure F6.a — Boîtes d'attentes en position basse et prédalles en position haute (configuration n° 1).
Cas des boîtes de type « standard ».**



Légende :

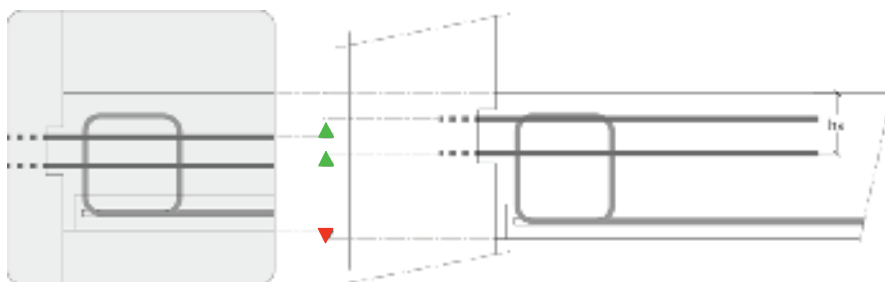
h_4 : Hauteur entre l'axe du brin supérieur de l'attente et le dessus de la prédalle

h'_4 : Hauteur entre l'axe du brin supérieur de l'attente et le niveau inférieur de la boîte

**Figure F6.b — Boîtes d'attentes en position basse et prédalles en position haute (configuration n° 1).
Cas des boîtes de type « spécial prédalles ».**

b) Configuration n° 2

Les boîtes d'attentes sont déplacées vers le haut de la valeur de la tolérance Δd_{at} retenue pour leur implantation. Simultanément, les prédalles sont décalées vers le bas de 5 mm. Le niveau supérieur du plancher est considéré à sa position nominale.



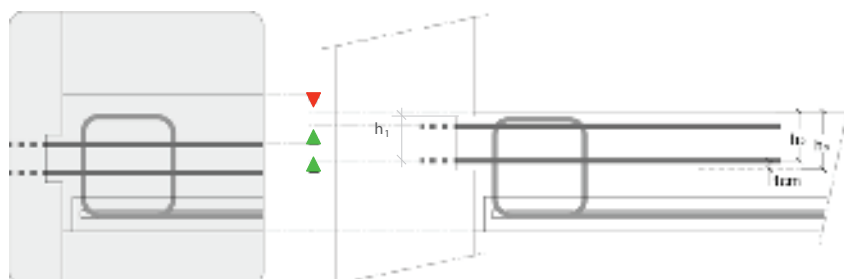
Légende :

h_5 : Hauteur entre l'axe du brin inférieur de l'attente et la face supérieure de la dalle

Figure F7 — Boîtes d'attentes en position haute et prédalles en position basse (configuration n° 2)

c) Configuration n° 3

Les boîtes d'attentes sont déplacées vers le haut de la valeur de la tolérance Δd_{at} retenue pour leur implantation. Simultanément, l'épaisseur de béton coulé en œuvre et donc le niveau supérieur du plancher sont abaissés de 5 mm. Le niveau inférieur du plancher est considéré à sa position nominale.



Légende :

h_2 : Hauteur entre l'axe du brin inférieur de l'attente et la face supérieure de la dalle

h_3 : Hauteur de la dalle fictive limitée par la face supérieure du plancher et un enrobage de 1 cm sous les attentes inférieures

Figure F8 — Boîtes d'attentes en position haute et épaisseur totale du plancher réduite (configuration n° 3)

d) Configuration n° 4

Les boîtes d'attentes et les prédalles sont en position nominale, l'épaisseur de béton coulé en œuvre et donc le niveau supérieur du plancher sont abaissés de 5 mm. Le niveau inférieur du plancher est considéré à sa position nominale.

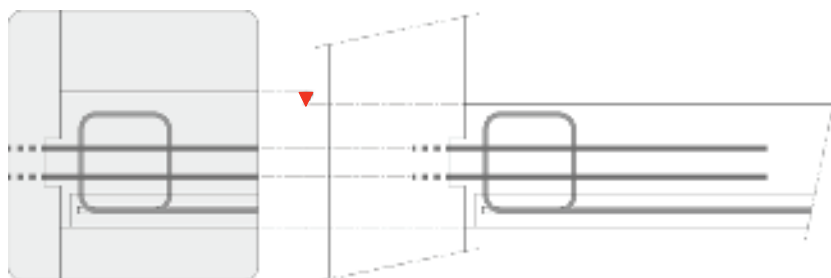
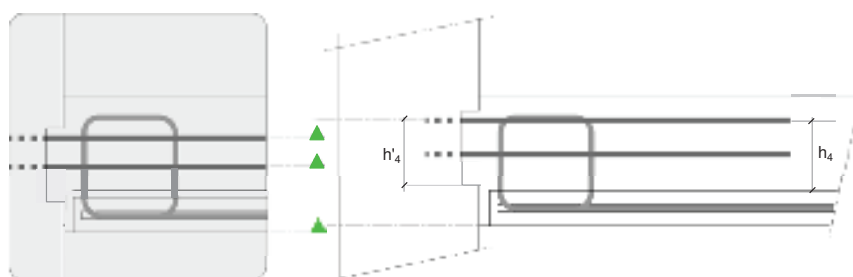


Figure F9 — Épaisseur totale du plancher plus faible (configuration n° 4)

e) Configuration n° 5

Les boîtes d'attentes sont déplacées vers le haut de la valeur de la tolérance Δd_{at} retenue pour leur implantation. Le niveau supérieur du plancher est considéré à sa position nominale. Le niveau inférieur du plancher est décalé vers le haut de 5 mm.



Légende :

h_4 : Hauteur entre l'axe du brin supérieur de l'attente et le dessus de la prédalle

h'_4 : Hauteur entre l'axe du brin supérieur de l'attente et le niveau inférieur de la boîte

Figure F10 — Boîte d'attentes « spécial prédalles » en position haute (configuration n° 5)

F4.2 Fonctionnement sans armature d'effort tranchant

F4.2.1 Contraintes géométriques

Les différents critères suivants doivent être respectés lors de la conception du plancher.

a) Hauteur d'encombrement des attentes

La hauteur d'encombrement des attentes h_{at} n'est pas inférieure à 50 mm.

b) Dans la configuration n° 1

L'attente inférieure doit pouvoir être dépliée horizontalement :

- Au-dessus de la suspente repliée à l'horizontale

L'encombrement de la suspente au-dessus de la prédalle est égal à $[c_1 + h_{s,p} - h_p]$, où $h_{s,p}$ représente l'encombrement vertical total de la suspente pré-pliée. Lorsque la suspente est façonnée pliée avant intégration dans la prédalle, $h_{s,p}$ est au moins égal à $[6 \varnothing_s + 20 \text{ mm}]$.

Note : Cette condition résulte de contraintes de façonnage de l'armature.

Le dépassement au-dessus de la prédalle doit en outre être au minimum de $3 \varnothing_s$ pour permettre un dépliage correct.

Exemple 1 : Dans le cas d'une prédalle de 5 cm et une suspente de diamètre 8 mm façonnée repliée, avec c_1 égal à 10 mm, on a : $(c_1 + 6 \varnothing_s + 20 - h_p) = 28$ mm, supérieur à $3 \varnothing_s = 24$ mm.

Exemple 2 : Dans le cas d'une prédalle de 6 cm et une suspente de diamètre 6 mm avec un encombrement vertical $h_{s,p}$ égal à 65 mm et c_1 égal à 20 mm, on a : $c_3 = c_1 + h_{s,p} - h_p = 25$ mm, supérieur à $3 \varnothing_s = 18$ mm.

- Au-dessus de la prédalle en ménageant un enrobage minimum effectif de 10 mm

Notons $c_{3[1]}$ la valeur prise par c_3 dans la configuration n° 1.

Il faut vérifier :

$$c_{3[1]} \geq c_{3,\min}$$

avec

$$c_{3[1]} = d_{at} - h_p - \Delta z_p - \Delta d_{at} = c_3 - \Delta z_p - \Delta d_{at}$$

$$c_{3,\min} = \max \begin{cases} c_1 + h_{s,p} - h_p \\ 3 \varnothing_s \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

$h_{s,p} \geq 6 \varnothing_s + 20$ mm pour une suspente façonnée pliée avant intégration dans la prédalle.

soit :

$$c_3 \geq c_{3,\min} + \Delta z_p + \Delta d_{at}$$

$$d_{at} \geq h_p + c_{3,\min} + \Delta z_p + \Delta d_{at}$$

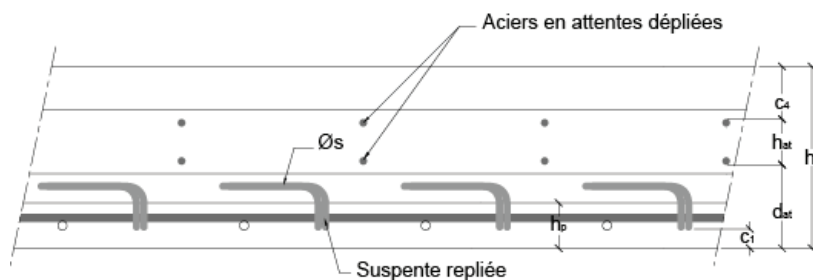


Figure F11 — Encombrement maximum de la suspente repliée

c) Dans la configuration n° 3

L'enrobage du brin supérieur de l'attente doit être au moins égal à la valeur $c_{\min}$ requise pour la classe d'exposition, soit :

Notons $c_{4[3]}$ la valeur prise par c_4 dans la configuration n° 3.

Il faut vérifier :

$$c_{4[3]} \geq c_{\min}$$

$$\text{avec } c_{4[3]} = h_t - d_{at} - h_{at} - \Delta h_t - \Delta d_{at} = c_4 - \Delta h_t - \Delta d_{at}$$

soit :

$$c_4 \geq c_{\min} + \Delta h_t + \Delta d_{at}$$

avec :

$c_{\min}$ déterminée selon la classe d'exposition considérée.

Exemple : Pour du béton XC1, $c_{\min} = 10 \text{ mm}$.

d) Dans les configurations n° 1, n° 3 et n° 4

L'enrobage du retour horizontal supérieur de la suspente doit être au moins égal à la valeur $c_{\min}$ requise pour la classe d'exposition.

Notons $c_{2[1]}$, $c_{2[3]}$, $c_{2[4]}$ la valeur prise par c_2 respectivement dans les configurations n° 1, n° 3 et n° 4.

Il faut vérifier :

$$c_{2[1]} \geq c_{\min}$$

$$c_{2[3]} \geq c_{\min}$$

$$c_{2[4]} \geq c_{\min}$$

avec :

$$c_{2[1]} = h_t - c_1 - h_s - \Delta z_p = c_2 - \Delta z_p$$

$$c_{2[3]} = c_{2[4]} = h_t - c_1 - h_s - \Delta h_t = c_2 - \Delta h_t$$

soit :

$$c_2 \geq \begin{cases} c_{\min} + \Delta z_p \\ c_{\min} + \Delta h_t \end{cases}$$

Note : Les deux formules donnent des résultats identiques car $\Delta z_p = \Delta h_t = 5 \text{ mm}$.

Dans le cas des boîtes d'attentes posées plus haut que prévu et à la limite des tolérances, les aciers hauts sortant de ces boîtes doivent se trouver au même niveau que celui du retour horizontal des suspentes.

Pour cela, la position théorique sur plan en altitude des boîtes d'attentes doit être telle que le plan horizontal des aciers hauts sortant de ces boîtes soit situé à une distance de celui du retour horizontal des suspentes égale à la valeur admise pour la tolérance en altitude.

Soit :

$$c_4 \geq c_2 + \Delta d_{at}$$

e) Pour la synthèse des contraintes géométriques

- On détermine tout d'abord la valeur d_{at} :

$$d_{at} \geq h_p + c_{3,\min} + \Delta z_p + \Delta d_{at}$$

$$c_{3,\min} = \max \begin{cases} c_1 + h_{s,p} - h_p \\ 3 \varphi_s \\ 10 \text{ mm} \end{cases}$$

- On définit les valeurs limites des enrobages nominaux permettant de justifier, dans les situations défavorables, un enrobage minimum suffisant vis-à-vis de la classe d'exposition considérée :

$$c_4 \geq c_{\min} + \Delta h_t + \Delta d_{at}$$

$$c_2 \geq \begin{cases} c_{\min} + \Delta z_p \\ c_{\min} + \Delta h_t \end{cases}$$

- On vérifie par ailleurs que la position relative de la suspente et de la boîte d'attente sera telle que le brin supérieur de l'attente ne se situera pas au-dessus du retour horizontal de la suspente :

$$c_4 \geq c_2 + \Delta d_{at}$$

4.2.2 Dimensionnement

La vérification d'effort tranchant est réalisée dans la configuration n° 3 (voir paragraphe F4.1.2) en référence au paragraphe 6.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale. Pour cette vérification, la hauteur utile d est prise égale à :

$$d = \text{Min} [h_1 ; h_2]$$

Compte tenu de la prise en compte des tolérances dans le calcul, il est admis, pour cette vérification, conformément à l'Annexe A de la norme NF EN 1992-1-1, de prendre un coefficient partiel de sécurité pour le matériau béton γ_c de 1,45 au lieu de 1,5.

Les brins inférieurs des attentes sont ancrés pour équilibrer un effort correspondant à la réaction d'appui. La contrainte dans les armatures peut être limitée du fait de la capacité d'ancrage sur la longueur dépassant au-delà du nu d'appui.

$$\sigma_{sd} = \beta_1 \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 = \text{Min} \left\{ \frac{L_{at}}{l_{bd}} ; 1 \right\}$$

Le brin vertical de la suspente situé au plus près du support est dimensionné pour équilibrer un effort correspondant à la réaction d'appui.

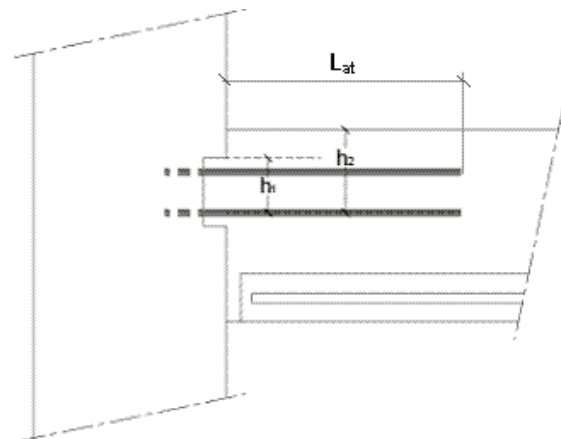


Figure F12 — Hauteur utile pour la vérification à l'effort tranchant

Note : Pour la vérification à l'effort tranchant ou pour un pré-dimensionnement, on utilisera le tableau des capacités résistantes des boîtes d'attentes présenté dans le « Guide d'application des recommandations professionnelles concernant les planchers à prédalles suspendues avec boîtes d'attentes ».

Vis-à-vis des brins inférieurs des attentes, la vérification du moment de flexion est réalisée dans la configuration n° 3. Le moment de flexion dans la section droite au nu de la suspente est équilibré par les brins inférieurs des attentes (hauteur utile h_2).

Les brins supérieurs des attentes ne sont pas pris en compte comme armatures comprimées.

L'effort dans les brins inférieurs peut être limité par l'ancrage de ces armatures au-delà de la section considérée.

$$\sigma_{sd} = \beta_2 \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$\beta_2 = \text{Min} \left\{ \frac{(L_{at} - d_{s, \max})}{l_{hd}} ; 1 \right\}$$

Comme indiqué précédemment, il est admis pour cette vérification, de prendre un coefficient partiel de sécurité sur le matériau béton γ_c de 1,45. Compte tenu des opérations de pliage/redressage réalisées sur les attentes, une valeur de 1,15 pour le coefficient partiel de sécurité γ_s sur le matériau acier doit être retenue pour ces armatures.

Note : Pour des armatures scellées, la valeur du coefficient partiel de sécurité γ_s sur le matériau acier de 1,05 figurant dans l'Annexe A de la norme NF EN 1992-1-1 est applicable.

D'autre part, l'espacement des brins inférieurs des attentes n'excède pas $3 \cdot h_3$, h_3 étant la hauteur de dalle fictive telle que définie dans la configuration n° 3.

Vis-à-vis des brins supérieurs des attentes, la vérification du moment résistant à la flexion est réalisée de manière différenciée suivant le type de boîte d'attente utilisé :

- pour le type « standard », on considère la configuration n° 1 systématiquement défavorable. En l'absence de disposition particulière, la hauteur utile de la section est prise égale à la distance entre l'axe des attentes supérieures et la face supérieure de la prédalle (hauteur notée h_4) ;
- pour le type « spécial prédalles », on considère les configurations n° 1 et n° 5. Cette dernière pouvant être plus défavorable du fait d'un enrobage réduit, pénalisant la longueur d'ancrage. La hauteur utile de la section est prise égale à la plus grande des valeurs entre la hauteur h_4 définie ci-avant et la distance de l'axe des attentes supérieures au niveau inférieur de la boîte, sans toutefois descendre en-dessous de la sous-face du plancher (hauteur notée h'_4).

Il est nécessaire de vérifier la reprise des moments sur appui (égaux à $0,15 M_l$) par les attentes hautes, assurant le rôle d'armatures en chapeau, sans considérer les attentes basses comme armatures comprimées.

Afin de prendre en compte l'aléa de remplissage de l'angle inférieur lors du bétonnage du plancher, il est nécessaire de prendre un coefficient partiel de sécurité sur le béton coulé sur site de 1,5. Compte tenu des opérations de pliage/redressage réalisées sur les attentes et les suspentes, une valeur du coefficient partiel de sécurité sur le matériau acier γ_s de 1,15 doit être retenue pour ces armatures.

Compte-tenu de la longueur des armatures en attente, la contrainte admissible peut s'avérer inférieure à la capacité maximale :

$$\sigma_{sd} = \beta_3 \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Pour la détermination de β_3 , on distinguera les deux cas suivants :

a) Cas 1

L'armature présente une longueur suffisante pour assurer la couverture des moments négatifs (à partir du tracé local de la courbe enveloppe décalée).

Note : En l'absence de justification particulière, on pourra considérer que la longueur de l'armature est suffisante lorsque L_{at} est au moins égale au $1/10^e$ de la portée.

Le coefficient β_3 est calculé en considérant la capacité d'ancrage au-delà de l'abscisse située au nu d'appui.

$$\beta_3 = \text{Min} \left\{ \frac{L_{at}}{l_{bd}} ; 1 \right\}$$

b) Cas 2

L'armature de longueur insuffisante doit être prolongée par une armature complémentaire mise en recouvrement. On fait l'hypothèse que ce recouvrement est réalisé avec des armatures de même diamètre, disposées à une distance libre inférieure à $4\varnothing$ ou 50 mm. Ces armatures complémentaires viennent jusqu'au nu d'appui avec un enrobage de 10 mm.

Le coefficient β_3 est calculé en considérant la capacité de transfert d'effort entre les deux armatures compte tenu de la longueur de recouvrement ($L_{ov} \geq 10 \text{ mm}$) :

$$\beta_3 = \text{Min} \left\{ \frac{(L_{at} - 10 \text{ mm})}{l_0} ; 1 \right\}$$

Note 1 : Pour les armatures scellées, la valeur du coefficient partiel de sécurité γ_s sur le matériau acier de 1,05 figurant dans l'Annexe A de la norme NF EN 1992-1-1 est applicable.

Note 2 : La hauteur utile étant localement bien inférieure à la hauteur totale du plancher, une fissure sur appui peut apparaître après mise en service du plancher, malgré le rôle d'armatures en chapeaux joué par les attentes supérieures. Cette fissure est admissible car bien localisée.

Note 3 : Pour la vérification à la flexion sur appui ou pour un pré-dimensionnement, on utilisera le tableau des capacités résistantes des boîtes d'attentes présenté dans le « Guide d'application des recommandations professionnelles concernant les planchers à prédalles suspendues avec boîtes d'attentes ».

F4.3 Fonctionnement avec armatures d'effort tranchant

Dans ce schéma de stabilité, les suspentes assurent le relevage de l'effort tranchant en partie supérieure de la bielle d'about.

F4.3.1 Contraintes géométriques

Note : Pour des cas de charges courants, la solution de fonctionnement sans armature d'effort tranchant (paragraphe F4.2) s'avère plus favorable. La solution avec armatures d'effort tranchant peut présenter un intérêt lorsque la capacité résistante à l'effort tranchant avec le béton seul est dépassée.

Conformément au paragraphe 9.3.2 de la norme NF EN 1992-1-1, l'épaisseur totale du plancher doit être supérieure ou égale à 20 cm.

En complément des exigences définies au paragraphe F4.2 ci-dessus, pour justifier d'un fonctionnement avec armatures d'effort tranchant, il faut vérifier l'inégalité : $d_2 \geq d_1$ (Figure F13).

Dans la configuration n° 2, la membrure horizontale comprimée est supposée appuyée en partie supérieure de la suspente, sa hauteur étant prise égale à 0,25 fois la hauteur utile h_s (armatures inférieures de la boîte d'attentes).

Pour la détermination de d_1 , il est possible de considérer un angle de bielle (noté β sur la Figure F13) de 45°, soit :

$$p = 0,25 \times h_s$$

où p correspond à la projection horizontale de la première bielle sur l'appui.

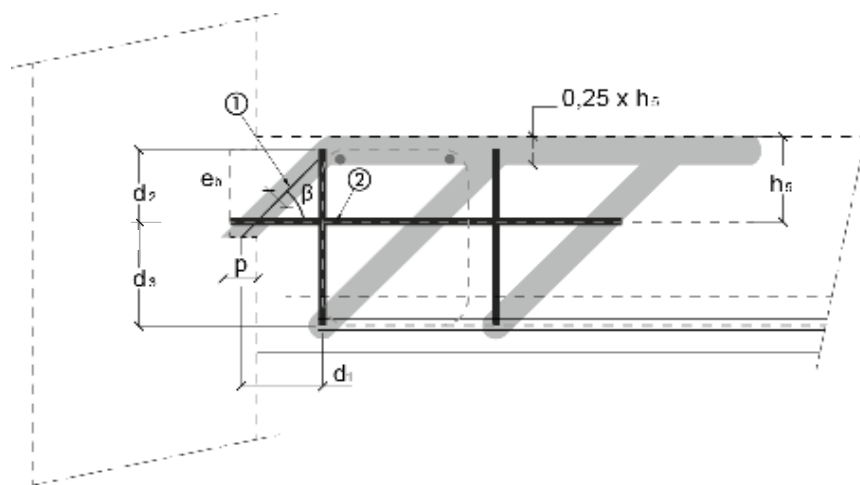
Les valeurs d_1 et d_2 peuvent être déterminées à partir des équations suivantes :

$$d_1 = d_{s_max} + \frac{p}{2} = d_{s_max} + \frac{h_s}{8}$$

avec :

$$h_s = h_1 - d_{at} - \frac{\varphi_{at}}{2} - \Delta d_{at}$$

$$d_2 = c_1 + h_s - d_{at} - \frac{\varphi_{at}}{2} - \Delta z_p - \Delta d_{at}$$



Légende :

- 1 Première bielle d'inclinaison β et de largeur e_b ;
- 2 Sous-tendeur de la bielle 1 ;
- β Angle de bielle ;
- p Projection horizontale de la 1^{re} bielle sur l'appui.

Figure F13 — Fonctionnement mécanique. Schéma du treillis à 45°.

F4.3.2 Dimensionnement

Le relevage de la charge doit être réalisé en totalité par le seul brin vertical proche de l'extrémité de la prédalle.

En se plaçant dans la configuration n° 2, il convient d'envisager pour le dimensionnement mécanique du nœud, un schéma de type « treillis », tel que décrit sur les Figures F13 et F14, en vérifiant :

- une géométrie de bielle à 45° ou plus ;
- l'ancrage du sous-tendeur de cette première bielle ;
- la compression dans les bielles associées.

Dans le plan longitudinal, la largeur e_b de la première bielle se déduit de la hauteur possible de la membrure comprimée par la formule suivante :

$$e_b = 0,25 \times h_s / \sqrt{2}$$

Dans le plan transversal, la largeur de cette première bielle est prise égale à 3 fois le diamètre des brins inférieurs des attentes. L'effort dans cette bielle est limité à :

$$3 \times f_{cd} \times e_b \times 3 \times \phi_{at,inf}$$

Note : Le terme $3 f_{cd}$ correspond à la prise en compte du confinement et le terme $3 \phi_{at,inf}$ à la prise en compte de la diffusion.

Compte tenu de la prise en compte des tolérances dans le calcul, il est admis, pour cette vérification, conformément à l'Annexe A de la norme NF EN 1992-1-1, de prendre pour le coefficient partiel de sécurité du béton γ_c une valeur de 1,45 au lieu de 1,5.

Lorsque la distance d_3 est inférieure ou égale à 5 cm, en tenant compte des écarts possibles du fait des tolérances (configuration n° 2), il convient de ne considérer que le schéma de fonctionnement de la Figure F13.

On admet alors que le passage des forces entre les armatures inférieures tendues se fait par la règle des recouvrements d'armatures, ce qui conduit à un recouvrement au moins égal à la longueur d'ancrage plus 5 cm.

Le brin vertical de la suspente situé au plus près du support est dimensionné pour équilibrer un effort correspondant à la réaction d'appui.

Dans le cas contraire ($d_3 \geq 5$ cm), l'effort dans la suspente déterminé conformément au schéma de fonctionnement de la Figure F14 doit être multiplié par

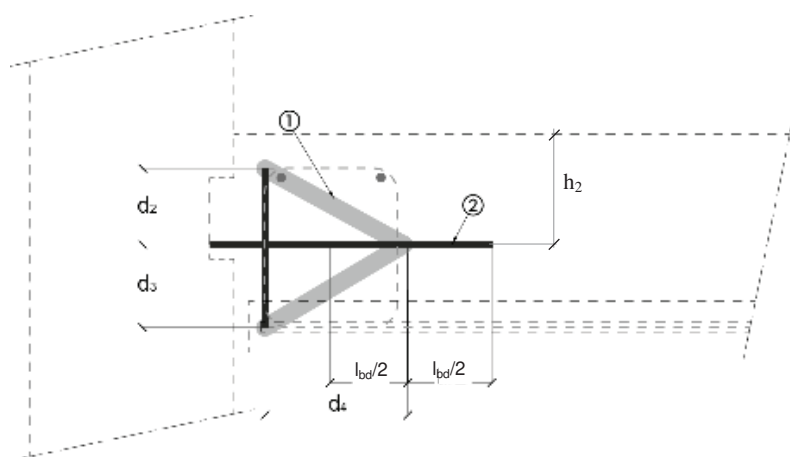
$$1 + \frac{d_1 \times d_3}{d_2 (d_2 + d_3)}$$

afin d'intégrer l'effort induit par l'équilibre des bielles du sous-tendeur. On considère que ces bielles s'appuient sur le sous-tendeur à une distance de l'extrémité de l'attente inférieure correspondant à la moitié de sa longueur d'ancrage l_{bd} ou à la moitié de la longueur dépassant au-delà du brin vertical lorsque celle-ci est inférieure à l_{bd} .

Les brins inférieurs des attentes sont ancrés pour équilibrer la composante horizontale de la première bielle d'appui.

Note : Pour une bielle à 45° (angle β), cet effort correspond à la réaction d'appui.

L'espacement des suspentes, dont le brin vertical le plus proche de l'appui joue le rôle d'armature d'effort tranchant, ne doit pas dépasser 1,5 fois la hauteur utile h_2 telle que définie dans la configuration n° 3.



Légende :

- 1 Bielles d'équilibrage du sous-tendeur
- 2 Sous-tendeur

Figure F14 — Fonctionnement mécanique. Schéma d'ancrage du sous-tendeur de la première bielle.

Le dimensionnement en flexion est identique au cas sans armatures d'effort tranchant (paragraphe F4.2).

F4.4 Détermination de la hauteur des boîtes d'attente h_{at}

La hauteur des boîtes d'attentes h_{at} pour une hauteur quelconque de dalle coulée sur place est égale à :

$$h_{at} = h_c - c_3 - c_4 = h_c - c_{3,min} - c_{min} - \Delta h_1 - \Delta z_p - 2 \Delta d_{at}$$

$$\Delta h_1 = \Delta z_p = 5 \text{ mm}$$

En classe d'exposition XC1 ($c_{min} = 10 \text{ mm}$), dans le cas d'une prédalle d'épaisseur 5 cm :

- avec une suspente de diamètre 6 mm, considérant que $c_{3,min} = 3 \varnothing_s = 18 \text{ mm}$;
- ou une suspente de diamètre 8 mm, avec $c_{3,min} = 10 + 6 \times 8 + 20 = 50 \text{ mm}$.

En arrondissant les résultats de calculs, on aboutit aux valeurs suivantes pour la hauteur des boîtes d'attentes :

- cas tolérance $\Delta d_{at} = \pm 15 \text{ mm}$ et suspente de diamètre 6 mm : $h_{at} = h_c - 70 \text{ mm}$;
- cas tolérance $\Delta d_{at} = \pm 15 \text{ mm}$ et suspente de diamètre 8 mm : $h_{at} = h_c - 80 \text{ mm}$;
- cas tolérance $\Delta d_{at} = \pm 25 \text{ mm}$ et suspente de diamètre 6 mm : $h_{at} = h_c - 90 \text{ mm}$;
- cas tolérance $\Delta d_{at} = \pm 25 \text{ mm}$ et suspente de diamètre 8 mm : $h_{at} = h_c - 100 \text{ mm}$.

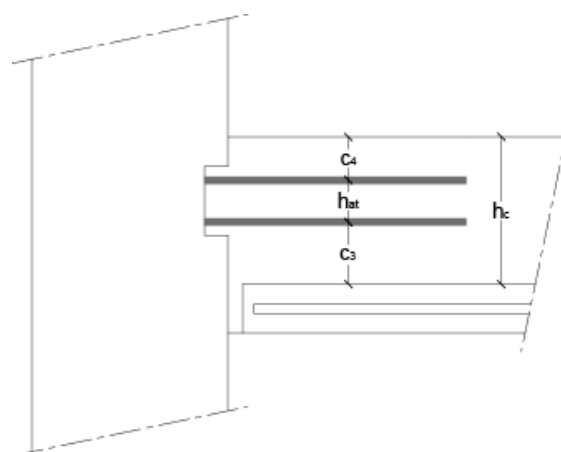


Figure F15 — Enrobages et hauteur des boîtes d'attentes

F4.5 Prise en compte du retrait gêné

Le retrait gêné doit être pris en compte lors du dimensionnement par le bureau d'études structures, conformément aux dispositions de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Note 1 : Des informations complémentaires concernant le retrait gêné figurent dans les recommandations professionnelles sur l'Eurocode 2, partie 1.1, éditées par la FFB.

Note 2 : L'importance de ce phénomène dépend de la raideur horizontale des supports : superstructure ou infrastructure avec des enceintes-supports pré-existantes, nature du contreventement, ... L'utilisation d'un appui suspendu constitue une situation aggravante du fait de la réduction de section dans laquelle la fissuration risque d'apparaître et se développer.

L'étude réalisée doit permettre de retenir les dispositions appropriées et de faire connaître, le cas échéant, au fournisseur des prédalles, les dispositions qui concernent ses études de coffrage et le ferrailage de ses prédalles.

F5. Armatures du nœud et des prédalles

F5.1 Armatures longitudinales et armatures de répartition des prédalles

La transmission des efforts doit être assurée entre l'armature de flexion de la prédalle et le brin horizontal de la suspente intégré dans la prédalle. Les armatures sont ancrées dans la prédalle suivant le principe de l'ancrage actif pour les armatures de précontrainte et suivant le principe usuel d'adhérence pour les armatures passives. Le report de charge entre les armatures principales de flexion et l'armature de la suspente se fait par bielles à 45°.

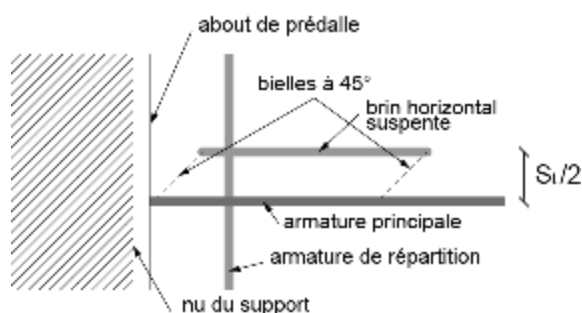


Figure F16 — Principe de recouvrement dans la prédalle (vue de dessus)

Les armatures de répartition perpendiculaires disposées dans la prédalle assurent la couture des bielles. Des armatures complémentaires peuvent cependant être nécessaires. Afin d'assurer la couture des bielles dans la zone de recouvrement des brins horizontaux inférieurs des suspentes avec les armatures longitudinales de la prédalle, il peut être nécessaire de prévoir des armatures en complément des armatures de répartition des prédalles.

Pour une suspente de section unitaire A_s , l'effort N_{Ed} à reprendre a pour valeur :

$$N_{Ed} = A_s f_{yk} / \gamma_s$$

Avec un coefficient partiel de sécurité sur le matériau acier γ_s de 1,15 en combinaison fondamentale et de 1,0 en combinaison accidentelle.

Ces armatures sont disposées horizontalement et perpendiculairement aux armatures longitudinales des prédalles.

Note : À titre d'exemple, pour des suspentes de diamètre $\varnothing 6$ HA et de limite caractéristique d'élasticité f_{yk} de 500 MPa, on disposera au minimum 2 armatures de diamètre $\varnothing 5$ HA.

F5.2 Suspentes

Le relevage de la charge doit être réalisé en totalité par le seul brin vertical proche de l'extrémité de la prédalle.

L'armature de suspente doit être pliable-dépliable. Cette aptitude sera mentionnée sur les plans de préconisation de pose du fournisseur des prédalles.

Note 1 : La procédure E4 de décembre 2004 de la certification AFCAB permet de répondre à cette exigence. Les suspentes des prédalles peuvent être livrées droites, inclinées ou pré-pliées.

Note 2 : Lorsque des cunettes se situent le long du support (cas des voiles dans les parkings, par exemple), elles seront réalisées par des recharges de béton afin de garantir l'enrobage minimal des suspentes.

F5.3 Attentes du support

L'armature d'attente doit être pliable-dépliable. Cette aptitude sera mentionnée sur les documents du fournisseur des attentes.

Note 1 : La procédure E4 de décembre 2004 de la certification AFCAB permet de répondre à cette exigence.

Les attentes des voiles peuvent être réalisées avec des coupleurs, des barres scellées ou des armatures en attente. Elles sont le plus souvent réalisées avec des attentes du commerce.

Les armatures ont une limite caractéristique d'élasticité f_{yk} égale à 500 MPa et leur diamètre varie entre 6 et 12 mm.

Dans les cas des bâtiments courants dont la charge d'exploitation ne dépasse pas 5 kN/m², le diamètre maximal des attentes est de 10 mm.

Le choix des attentes à mettre en œuvre sur chantier est effectué par le bureau d'études structures en tenant compte des préconisations du bureau d'études du préfabricant.

Note 2 : Lorsque des planchers à prédalles suspendues sont prévus des deux côtés d'un même voile, l'utilisation de boîtes d'attentes n'est généralement plus possible. Il est recommandé de prévoir des réservations pour le passage de barres traversantes. Le recours au perçement est également envisageable. Dans tous les cas, des empochements sont nécessaires pour caler les bielles de béton (encoche rugueuse).

F5.4 Filants de renfort dans le béton coulé en œuvre

Les armatures de renfort sont disposées parallèlement au support dans le béton coulé en œuvre. Elles permettent d'armer la bordure de la dalle en flexion et torsion. Les armatures en attente supérieures du support vertical (voile ou poutre) ne correspondant pas systématiquement à celles des suspentes des prédalles, ces filants de renfort peuvent également contribuer au report des charges entre les axes de suspentes et les attentes dans le support.

Note : Dans les cas courants, avec des aciers de limite caractéristique d'élasticité f_{yk} égale à 500 MPa, on retient 2 HA 8 filants en partie supérieure.

F5.5 Cas particulier des suspentes avec rehausse

Si les suspentes sont rehaussées par des cadres, un recouvrement effectif vertical de $10 \varnothing_s$ entre suspentes et cadres doit être respecté. D'autre part, il convient de limiter à $4 \varnothing$ ou à 50 mm la distance libre entre la suspenste et le cadre.

Si cette condition n'est pas satisfaite, il convient d'augmenter la longueur de recouvrement d'une valeur égale à la distance libre entre les barres.

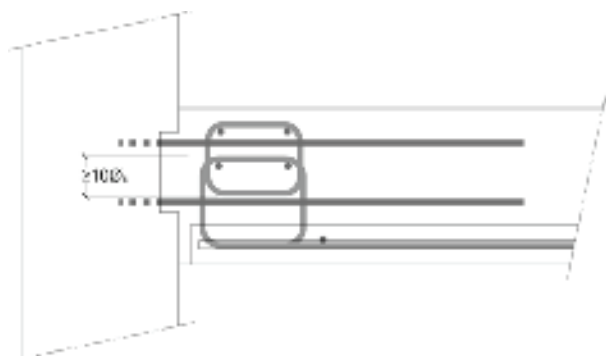


Figure F17 — Recouvrement vertical minimum entre cadres de rehausse de suspentes et suspentes

F5.6 Armatures de liaison entre les prédalles et les rives non porteuses

Lorsque les dalles sont calculées portant dans une seule direction et que les charges appliquées (hors poids propre) sont inférieures à 7 kN/m^2 , les prédalles ne comportent ni suspenste ni couture sur les rives non porteuses.

Les armatures de liaison sont dimensionnées conformément à la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Note : Dans les cas courants (épaisseur de plancher inférieure ou égale à 25 cm), il sera disposé un minimum de trois attentes HA 6 par mètre dans le support.

Annexe G

Planchers utilisant des prédalles de coffrage

G1. Rappel

Est considéré comme « prédalle de coffrage », tout élément utilisé comme coffrage pour le béton coulé en place sans contribution à la résistance du plancher fini excepté pour l'enrobage (durabilité et comportement au feu).

G2. Sollicitations

Les prédalles de coffrage sont vérifiées vis-à-vis des sollicitations suivantes :

- manutention ;
- transport ;
- stockage ;
- phases provisoires de mise en œuvre.

G3. Dimensionnement

Les prédalles de coffrage sont dimensionnées suivant le paragraphe 4 de la section A du présent document vis-à-vis des sollicitations définies ci-dessus.

G4. Liaison avec la dalle coulée en place

Afin d'assurer une bonne liaison entre la prédalle de coffrage et la dalle coulée en place, l'état de surface de la prédalle de coffrage doit être au moins de type « rugueux », au sens du paragraphe 6.2.5 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Des armatures de liaison doivent être dimensionnées afin d'équilibrer le poids de la prédalle. Leur ancrage doit être assuré dans le béton coulé en place.

***Note :** Les boucles de levage, les treillis raidisseurs, ..., peuvent être pris en compte pour la vérification de cette exigence.*

G5. Résistance au feu

L'épaisseur de la prédalle de coffrage peut être prise en compte pour le calcul des températures.

Annexe H

Méthode analytique pour le calcul des températures

H1. Principe de la méthode

Dans le cas d'un problème bidimensionnel, la température θ au point de coordonnées x et y est donnée par la transmission de la chaleur par conduction à l'intérieur d'un solide en régime variable par l'équation de Fourier.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\lambda_c}{\rho \cdot c_p} \cdot \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} \right)$$

avec :

- c_p la chaleur spécifique ;
- λ la conductivité thermique ;
- θ la température au point de coordonnées x, y ;
- t le temps ;
- ρ la masse volumique.

La façon la plus classique de transformer cette équation consiste à la transformer en différences finies par un découpage de l'espace en rectangles élémentaires adjacents et par un découpage du temps en intervalles élémentaires successifs.

H1.1 Découpage de l'espace

L'espace envisagé concerne un grand rectangle composé de c rectangles élémentaires obtenu par un quadrillage basé sur c colonnes de largeur $\Delta x(i)$ et l lignes de hauteur $\Delta y(j)$ (i variant de 1 à c et j variant de 1 à l).

Chaque rectangle appartient soit à l'ambiance chaude, soit à l'ambiance froide, soit au solide étudié y compris les vides internes. L'ambiance chaude est ainsi limitée par la surface chaude du solide. L'ambiance froide est en contact du solide par la surface froide.

H1.2 Découpage du temps et températures

Le temps est découpé en intervalles successifs égaux, Δt , exprimés en heures, ce qui fait apparaître une suite de temps $t_k = t(k) = k \times \Delta t$.

$$\Delta t = \frac{c_p \cdot \rho}{4 \lambda_c} \cdot [\min(\Delta x; \Delta y)]^2$$

On admet que toutes les caractéristiques physiques de la matière et de l'ambiance froide restent constantes durant un intervalle Δt en conservant la valeur que l'on a calculée au début de cet intervalle.

On a donc au centre de chaque rectangle de solide une température $\theta_{k,i,j}$, on a également une température moyenne de la surface exposée (surface chaude) $\theta_{k,mc}$, une température moyenne de la surface non exposée (surface froide) $\theta_{k,mf}$. Les transferts de chaleur durant l'intervalle de temps Δt feront qu'à la fin de cet intervalle, les caractéristiques physiques seront modifiées.

L'ambiance froide est supposée maintenue, quel que soit le temps, à la température θ_0 choisie au départ ($\theta_0 = 20^\circ\text{C}$) selon le paragraphe 3.2 de la norme NF EN 1991-1-2 et de son Annexe nationale (NF EN 1991-1-2/NA).

L'ambiance chaude a une température θ_k qui évolue avec le temps t_k (en minutes) selon le paragraphe 3.2 de la norme NF EN 1991-1-2 et de son Annexe nationale.

H1.3 Description de l'hétérogénéité de l'espace

Conformément au paragraphe 3.1 (5) de la norme NF EN 1991-1-2 et de son Annexe nationale (NF EN 1991-1-2/NA), la surface non exposée (l'ambiance froide) est caractérisée par un coefficient de transfert thermique global (convection + rayonnement) : $\alpha_{\text{net,sne}} = 9 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{K}$.

Note : Il est possible de désigner un coefficient d'échange thermique global $\alpha_{\text{net,sne}}$ en sommant le coefficient d'échange convectif et le coefficient d'échange radiatifs comme défini au paragraphe 3.1 (5) de la norme NF EN 1991-1-2 et de son Annexe nationale.

Conformément au paragraphe 3.2 de la norme NF EN 1991-1-2 et de son Annexe nationale, la surface exposée (l'ambiance chaude) est caractérisée par son coefficient de transfert thermique global :

$$\alpha_{\text{net,sc}} = \alpha_{\text{net,c}} + \alpha_{\text{net,r}} \quad (\text{W/m}^2 \cdot ^\circ\text{K})$$

$$\alpha_{\text{net,c}} = 25 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{K}$$

$$\alpha_{\text{net,r}} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_f + 273) + (\theta_m + 273)] \cdot [(\theta_f + 273)^2 + (\theta_m + 273)^2] \text{ en W/m}^2 \cdot ^\circ\text{K}$$

où :

- θ_f est la température de rayonnement effectif de l'environnement du feu ($^\circ\text{C}$) ;
- θ_m est la température de surface de l'élément ($^\circ\text{C}$) ;
- Φ est le facteur de forme ;
- ε_m est l'émissivité de la surface de l'élément ;
- ε_f est l'émissivité du feu ;
- σ est la constante de Stéphan-Boltzmann (= $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2 \text{ K}^4$).

Les valeurs de ε_m et ε_f sont déterminées conformément au paragraphe 3.1 (6) de la norme NF EN 1991-1-2 et de son Annexe nationale.

La valeur de Φ est déterminée conformément au paragraphe 3.1 (7) de la norme NF EN 1991-1-2 et de son Annexe nationale.

Chacun des rectangles de matière est caractérisé par les paramètres suivants :

- chaleur spécifique c_p ;
- masse volumique ρ ;
- conductivité thermique λ_c .

Ces paramètres évoluent de façon différente en fonction de la température $\theta_{k,i,j}$ au centre du rectangle.

a) Chaleur spécifique c_p

La variation de la chaleur spécifique c_p en fonction de la température $\theta_k(i,j)$, $c_p[\theta_k(i,j)]$ est définie au paragraphe 3.3.2 (1) et 3.3.2 (2) de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale, soit :

– dans le cas de béton sec ($u = 0 \%$) de granulats siliceux et calcaires :

$$\begin{aligned} c_p(\theta) &= 900 \text{ (J/kg}^\circ\text{K)} \text{ pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} ; \\ c_p(\theta) &= 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg}^\circ\text{K)} \text{ pour } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} ; \\ c_p(\theta) &= 1000 + \frac{(\theta - 200)}{2} \text{ (J/kg}^\circ\text{K)} \text{ pour } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} ; \\ c_p(\theta) &= 1100 \text{ (J/kg}^\circ\text{K)} \text{ pour } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}. \end{aligned}$$

– dans le cas de béton de granulats siliceux et calcaires où la teneur en eau n'est pas explicitement prise en compte dans la méthode de calcul ($u \neq 0 \%$), la fonction adoptée pour la chaleur spécifique du béton de granulats siliceux ou calcaires peut être modélisée par une valeur constante, $c_{p,peak}$, située entre 100°C et 115°C et une décroissance linéaire entre 115°C et 200°C :

$$\begin{aligned} c_{p,peak} &= 900 \text{ J/kg}^\circ\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 0 \% \text{ du poids du béton} \\ c_{p,peak} &= 1470 \text{ J/kg}^\circ\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 1,5 \% \text{ du poids du béton} \\ c_{p,peak} &= 2020 \text{ J/kg}^\circ\text{K} \text{ pour une teneur en eau de } 3 \% \text{ du poids du béton} \end{aligned}$$

Pour d'autres teneur en eau, une interpolation linéaire peut être effectuée.

b) Masse volumique ρ

La variation de la masse volumique ρ en fonction de la température $\theta_k(i,j)$, $\rho[\theta_k(i,j)]$ est définie au paragraphe 3.3.2 (3) de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale, soit :

$$\begin{aligned} \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \text{ pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C} ; \\ \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \times \left(1 - 0,02 \frac{\theta - 115}{85} \right) \text{ pour } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} ; \\ \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \times \left(0,98 - 0,03 \frac{\theta - 200}{200} \right) \text{ pour } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} ; \\ \rho(\theta) &= \rho(20^\circ\text{C}) \times \left(0,95 - 0,07 \frac{\theta - 400}{800} \right) \text{ pour } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}. \end{aligned}$$

c) Conductivité thermique λ_c

Les valeurs de la conductivité thermique λ_c en fonction de la température $\theta_k(i,j)$, $\lambda_c[\theta_k(i,j)]$ sont définies au paragraphe 3.3.3 de la norme NF EN 1992-1-2 et de son Annexe nationale (NF EN 1992-1-2/NA), soit :

• pour $\theta \leq 140^\circ\text{C}$:

$$\lambda_c = \lambda_{c,sup} = 2 - 0,2451 \left(\frac{\theta}{100} \right) + 0,0107 \left(\frac{\theta}{100} \right)^2 \quad \text{W/m}^\circ\text{K}$$

• pour $140 < \theta \leq 160^\circ\text{C}$:

$$\lambda_c = 5,324 - 2,604 \left(\frac{\theta}{100} \right) \quad \text{W/m}^\circ\text{K}$$

• pour $\theta > 160^\circ\text{C}$:

$$\lambda_c = \lambda_{c,inf} = 1,36 - 0,136 \left(\frac{\theta}{100} \right) + 0,0057 \left(\frac{\theta}{100} \right)^2 \quad \text{W/m}^\circ\text{K}$$

Les rectangles de vide entourés de matière sont constitués par de l'air et on admet que les échanges entre rectangle d'air et rectangle d'air ou rectangle de matière se font par convection avec les coefficients suivants :

$\alpha_{h,c} = 25 \text{ W/m}^2 \cdot ^\circ\text{K}$ pour la convection ;

$c_m = 1130 \text{ J/m}^3$ d'air pour la chaleur massique.

H1.4 Transferts de chaleur

On fait le bilan thermique des flux reçus par le rectangle élémentaire $[i,j]$ durant l'intervalle de temps Δt , le long de ses quatre facettes que l'on désigne par les quatre lettres cardinales.

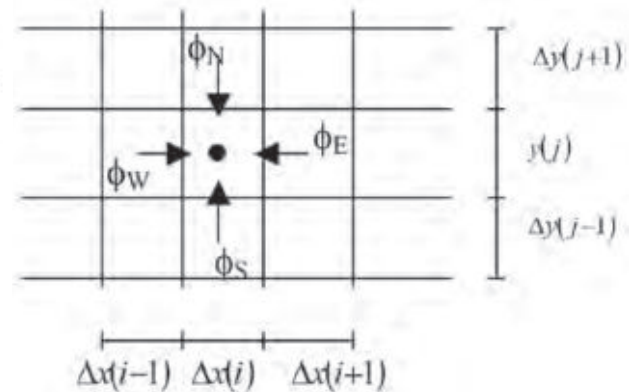


Figure H1 — Discretisation de la section pour le bilan thermique

a) Le rectangle $[i,j]$ est dans la matière :

– si le rectangle W est dans la matière :

$$\Phi_W = \Delta y(j) \cdot \Delta t \cdot \frac{\theta_k(i-1,j) - \theta_k(i,j)}{\frac{1}{2} \cdot \left[\frac{\Delta x(i-1)}{\lambda_c(i-1,j)} + \frac{\Delta x(i)}{\lambda_c(i,j)} \right]}$$

– si le rectangle W est dans l'ambiance chaude :

$$\Phi_W = \Delta y(j) \cdot \Delta t \cdot \frac{\theta_0 - \theta_k(i,j)}{\frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta x(i)}{\lambda_c(i,j)} + \frac{1}{\alpha_{h,c}}}$$

– si le rectangle W est dans l'ambiance froide :

$$\Phi_W = \Delta y(j) \cdot \Delta t \cdot \frac{\theta_0 - \theta_k(i,j)}{\frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta x(i)}{\lambda_c(i,j)} + \frac{1}{\alpha_{h,snc}}}$$

- si le rectangle W est dans un vide interne :

$$\Phi_W = \Delta y(j) \cdot \Delta t \cdot \frac{\theta_k(i-1, j) - \theta_k(i, j)}{\frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta x(i)}{\lambda_c(i, j)} + \frac{1}{\alpha_{net,c}}}$$

b) Le rectangle $[i, j]$ est dans un vide interne :

- si le rectangle W est dans la matière :

$$\Phi_W = \Delta y(j) \cdot \Delta t \cdot \frac{\theta_k(i-1, j) - \theta_k(i, j)}{\frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta x(i-1)}{\lambda_c(i-1, j)} + \frac{1}{\alpha_{net,c}}}$$

- si le rectangle W est dans un vide interne :

Le flux total Φ_{total} reçu a pour valeur : $\Phi_{total} = \Phi_W + \Phi_E + \Phi_N + \Phi_S$.

H1.5 Température des surfaces chaudes et froides

Il faut procéder à la fin de tout intervalle de temps t_k au réajustement des paramètres physiques pour le calcul du pas de temps t_{k+1} , ce qui oblige en particulier à calculer les températures de surface de chaque rectangle en contact avec l'ambiance. Nous écrirons les formules pour un rectangle en contact par sa facette W avec l'ambiance chaude ou l'ambiance froide, les autres cas s'en déduisant par la logique des appellations.

- température de la surface exposée au temps t_{k+1}

$$\theta_{k+1,mc} = \frac{\frac{\theta_k(i, j)}{\alpha_{net,sc}} + \theta_k \cdot \frac{\Delta x(i)}{2 \cdot \lambda_c(i, j)}}{\frac{1}{\alpha_{net,sc}} + \frac{\Delta x(i)}{2 \cdot \lambda_c(i, j)}}$$

- température de la surface non exposée au temps t_{k+1}

$$\theta_{k+1,mf} = \frac{\frac{\theta_k(i, j)}{\alpha_{net,snr}} + \theta_0 \cdot \frac{\Delta x(i)}{2 \cdot \lambda_c(i, j)}}{\frac{1}{\alpha_{net,snr}} + \frac{\Delta x(i)}{2 \cdot \lambda_c(i, j)}}$$

Les températures moyennes des surfaces, non exposées et exposées, s'obtiennent par pondération des températures de surface correspondante à l'aide des longueurs des côtés des rectangles concernés. On calcule également la température maximale de surface non exposée.

H2. Critère de convergence

La méthode exposée revient à la résolution explicite de l'équation de Fourier par la méthode des différences finies. On sait alors qu'il faut respecter certaines conditions de découpage dans l'espace et le temps si l'on veut que les résultats numériques soient acceptables.

Le critère de convergence dans la matière peut s'écrire :

$$\Delta t \leq \frac{c_p(i, j) \times \rho(i, j)}{4 \times \lambda_c(i, j)} \times \min(\Delta x(i), \Delta y(j))^2,$$

quels que soient i, j et k .

Si l'on envisage les vides internes, la transposition du critère de convergence devient :

$$\Delta t \leq \frac{c_m}{4 \times \alpha_{net,c}} \times \min(\Delta x(i), \Delta y(j))$$

Annexe I Calcul des continuités

11. Généralités

Pour les planchers à prédalles précontraintes, il doit être tenu compte de la réduction de la valeur absolue des moments négatifs sur les appuis de continuité, résultant des effets des déformations différentielles différées (fluage de la prédalle précontrainte et retrait différentiel entre béton coulé en œuvre et la prédalle préfabriquée, les effets du premier l'emportant sur ceux du second).

Dans les conditions décrites au paragraphe 1.2.2.3, la répartition des moments fléchissants entre les sections en travée et sur appuis peut être forfaitaire, comme indiqué au paragraphe I2 ci-après, les moments sur appuis étant toutefois bornés pour tenir compte des effets rappelés ci-avant, dans le cas des prédalles précontraintes.

Pour les planchers à prédalles précontraintes à charges d'exploitation relativement élevées, les redistributions d'efforts dues aux déformations différentielles différées doivent être prises en compte directement dans les calculs par cumul aux effets des charges, appréciés par ailleurs avec plus de précision, ainsi qu'il est indiqué au paragraphe I3 ci-après.

Les deux méthodes ci-dessus ne s'appliquent strictement qu'au cas des dalles assimilables à des poutres larges et supportant des charges uniformément réparties dans la direction parallèle aux lignes d'appui (charges uniformes ou concentrées linéaires).

12. Méthode de calcul applicable aux planchers à charges d'exploitation modérées dite « méthode forfaitaire »

12.1 Domaine d'application

À défaut d'une méthode plus élaborée de calcul en continuité, prenant en compte notamment les redistributions, une répartition forfaitaire des moments fléchissants entre les sections en travée et sur appuis est admissible sous les conditions suivantes :

- la totalité des charges permanentes rapportées et d'exploitation $G + Q$ demeure inférieure à $7,5 \text{ kN/m}^2$, et Q au plus égal à $2 \times G_{\text{total}}$ (poids propres et charges permanentes rapportées) ;
- les moments d'inertie des sections transversales doivent être du même ordre de grandeur dans les différentes travées en continuité ;
- les portées utiles successives doivent être dans un rapport compris entre 0,80 et 1,25 ;
- pour les planchers à prédalles en béton armé, l'élanement L_{eff} / d (rapport portée utile/hauteur utile) des travées est limité à 27 ;

Note : cette valeur est portée à 32 dans le cas de prédalles bénéficiant d'une certification NF.

- la maîtrise de la fissuration n'est pas requise pour le comportement du béton armé ou la tenue des ouvrages supportés.

La méthode forfaitaire ne s'oppose pas à la prise en considération de charges concentrées, comme indiqué dans l'Annexe B de la présente section. L'appréciation de la conformité au domaine d'application défini ci-dessus est alors basée sur la notion de « moment équivalent ».

12.2 Principe de la méthode

La méthode consiste à fixer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée utile que la travée considérée et soumise aux mêmes charges. Ces fractions sont fixées forfaitairement.

12.3 Condition d'application de la méthode

$M_{\text{Ed},0}$ est la valeur de calcul du moment fléchissant agissant dans la « travée de comparaison » définie ci-avant au paragraphe I2.2, les charges étant prises en totalité, y compris le poids propre du plancher, et affectées de leurs coefficients partiels de sécurité à l'ELU.

$M_{\text{Rd},w}$ et $M_{\text{Rd},e}$ sont respectivement les valeurs absolues des moments résistants sur appuis de gauche et de droite, compte tenu des sections de chapeaux mises en place, et $M_{\text{Rd},\text{max}}$ est le moment résistant en travée, dans la zone de moment sollicitant maximal pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

a) Moments minimaux sur appuis

La valeur absolue de chaque moment résistant sur appui intermédiaire $M_{\text{Rd},w}$ et $M_{\text{Rd},e}$ n'est pas inférieure à la valeur figurant dans le tableau suivant :

Tableau I1 — Valeurs minimales de moment sur appui intermédiaire

	Plancher à prédalles précontraintes	Plancher à prédalles armées
Plancher à 2 travées	$0,60 M'_0$	$0,65 M'_0$
Appuis voisins des appuis de rive d'un plancher à plus de 2 travées	$0,50 M'_0$	$0,55 M'_0$
Autres appuis intermédiaires d'un plancher à plus de 3 travées	$0,45 M'_0$	

Dans le cas de planchers mis en œuvre avec étais : $M'_0 = M_{\text{Ed},0}$.

Dans le cas de planchers mis en œuvre sans étai, M'_0 est évalué comme $M_{\text{Ed},0}$ mais en considérant seulement 50 % du poids propre du plancher.

Note 1 : Cette distinction dans le cas du plancher mis en œuvre sans étai est justifiée par le fait que le poids propre du plancher, initialement appliqué aux prédalles seules, se trouve partiellement reporté sur le système continu par le jeu des redistributions de contraintes dues au fluage.

Dans le cas de travées de portées utiles inégales ou chargées inégalement de part et d'autre de l'appui considéré, la valeur de M'_0 intervenant dans la détermination des bornes du moment sur appui est prise égale à la demi-somme des M'_0 des deux travées.

En ce qui concerne les appuis de rive, lorsque des liaisons efficaces établies entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (murs armés,...) permettent de justifier un encastrement partiel, le moment correspondant peut être pris en compte dans les vérifications, sans dépasser toutefois $0,5 M'_0$.

Note 2 : En règle générale, il n'est pas admis de prendre en compte la rigidité de torsion de l'élément porteur pour assurer cet encastrement (cas d'un appui sur poutre).

Si les calculs font intervenir un encastrement partiel sur un appui de rive, il convient de ne pas omettre de justifier la résistance de l'élément porteur.

b) Vérification de la capacité portante

On vérifie l'inégalité suivante :

$$M_{Rd,T,max} + (M_{Rd,w} + M_{Rd,e}) / 2 \geq c_{ferm} M_{Ed,0}$$

avec :

- $c_{ferm} = 1,1$ dans le cas des travées intermédiaires des planchers à plus de 3 travées ;
- $c_{ferm} = 1,15$ dans le cas de planchers à 2 travées ou dans le cas des travées de rive d'un plancher à plus de 2 travées.

12.4 Vérifications particulières pour les prédalles précontraintes

Cette vérification est effectuée dans une section située à une distance de l'appui égale à la demi-longueur d'établissement de la précontrainte (définie au paragraphe 8.10.2 de la norme NF EN 1992-1-1 et son Annexe nationale). On s'assure que le moment résistant de cette section est au moins égal au moment sollicitant qui affecte cette dernière, déterminé en prenant en compte le même coefficient multiplicateur que pour le moment sur appui.

Le moment résistant est évalué en considérant conventionnellement pour résistance du béton comprimé la valeur suivante :

$$f_{ck} - K \cdot \sigma_{pm}$$

avec :

- f_{ck} la résistance du béton de la prédalle à 28 jours, mesurée sur cylindre ;

Note 1 : À défaut de la connaissance précise de f_{ck} , on peut prendre la valeur $1,10 K \cdot \sigma_{pm}$ sans être inférieure à 27,5 MPa, avec $K = 3 + 6e / h_p$ (e étant la valeur de l'excentricité des armatures actives et h_p l'épaisseur de la prédalle). Dans le cas d'une prédalle d'épaisseur h_p inférieure à 5 cm, la valeur de $K \cdot \sigma_{pm}$ est multipliée par $5 / h_p$. Le coefficient 1,10 tient compte d'une augmentation minimale de résistance en compression de 30 % entre la détention et 28 jours et de la correspondance cylindrique/cube. Des valeurs nettement plus élevées sont généralement obtenues.

- σ_{pm} la précontrainte moyenne de la prédalle ;
- K défini de la manière suivante :

$$K \leq 1 + \frac{6e}{h_p}$$

e l'excentricité de la précontrainte ;

h_p l'épaisseur de la prédalle.

Note 2 : En pratique, la seconde vérification est effectuée à 50 cm de l'appui avec les aciers couramment utilisés.

Il est possible de ne vérifier que la section sur appui si le moment résistant à rupture dans cette section est calculé en supposant la résistance du béton égale à la plus faible des deux valeurs : $(f_{ck} - K \cdot \sigma_{pm})$ ou 25 MPa.

12.5 Dispositions d'armatures

12.5.1 Cas des prédalles en béton armé

Dans le cas général, on applique les règles données au paragraphe 1.2.2.3 de la section A.

Lorsque la charge d'exploitation est au plus égale à la charge permanente et lorsque ces charges peuvent être considérées comme uniformément réparties, on peut se dispenser du tracé des courbes enveloppes, sous réserve que les dispositions suivantes soient adoptées.

Si l'on prend pour les moments sur appuis les valeurs absolues minimales définies au paragraphe 12.3 ci-dessus, à moins de justifications plus précises, la longueur des chapeaux, à partir du nu des appuis, est au moins égale :

- à $1/5^e$ de la plus grande portée utile des deux travées encadrant l'appui considéré, il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive ;
- à $1/4$ de la plus grande portée utile des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive ;
- en outre, la moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $1/10^e$ de la portée utile.

Note : En tout état de cause, l'attention est appelée sur le fait que, dans une poutre continue comportant des travées inégales ou inégalement chargées, les chapeaux doivent s'étendre dans les travées les plus courtes et les moins chargées sur une longueur plus grande que dans les travées les plus longues et les plus chargées.

2.5.2 Cas des prédalles précontraintes

Dans le cas général, on applique les règles données au paragraphe 1.2.2.3.

Toutefois, on prend pour les moments sur appuis les valeurs absolues minimales définies au paragraphe 12.3 ci-dessus lorsque les deux conditions ci-après sont simultanément respectées :

- la charge d'exploitation est au plus égale à la charge permanente ;
- lorsque ces charges peuvent être considérées comme uniformément réparties.

On peut se dispenser du tracé des courbes enveloppes sous réserve que, à moins de justifications plus précises, la longueur des chapeaux à partir du nu des appuis soit au moins égale :

- à $1/5^e$ de la plus grande portée utile des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive ;
- à $1/4$ de la plus grande portée utile des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive, cette longueur pouvant être réduite au $1/5^e$ de la portée utile dans le cas de travées de portées utiles égales et également chargées.

Note : En tout état de cause, l'attention est appelée sur le fait que, dans une poutre continue comportant des travées inégales ou inégalement chargées, les chapeaux doivent s'étendre dans les travées les plus courtes et les moins chargées sur une longueur plus grande que dans les travées les plus longues et les plus chargées.

13. Méthode de calcul applicable aux planchers à charges d'exploitation relativement élevées

13.1 Domaine d'application

Pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevées, ou supportant des charges roulantes, les enveloppes des moments fléchissants doivent être déterminées conformément aux méthodes de la résistance des matériaux, en disposant ces charges dans les positions les plus défavorables, et en tenant compte des effets de solidarisation transversale dans le cas des charges concentrées. En outre, pour les planchers à prédalles en béton précontraint, les effets de redistribution d'efforts dus aux déformations différentielles différées (précontrainte de la prédalle et retrait du béton coulé en œuvre) doivent obligatoirement être pris en compte.

Les planchers visés dans le présent paragraphe sont ceux pour lesquels la « méthode forfaitaire » définie au paragraphe 12 ne peut être appliquée du fait que les conditions de charge ou de géométrie fixées dans son domaine d'application ne sont pas respectées.

13.2 Principe de méthode

Le plancher est calculé comme une poutre continue soumise aux actions qui le sollicitent, c'est-à-dire, outre les charges, permanentes et variables, les déformations imposées. Ces dernières sont les déformations différentielles différées (voir paragraphe 13.2.1 ci-après) ainsi que, éventuellement, les dénivellations d'appui imposées au plancher à prédalles du fait de la flexibilité des ouvrages qui le supportent.

13.2.1 Prise en compte des effets des déformations différentielles différées

Ces déformations, qui sont imposées au plancher après solidarisation du béton coulé en œuvre et de la prédalle, sont dues :

- au fluage de la prédalle précontrainte, qui a pour effet de reporter sur le plancher fini une part des actions appliquées initialement à l'élément préfabriqué : poids propre de la prédalle G_1 et précontrainte F_{pm} , éventuellement, et poids du béton coulé en place G_2 ;
- au retrait du béton coulé en place, gêné par la prédalle (effet de bilame).

La prise en compte des effets des déformations différentielles différées est limitée aux redistributions d'efforts entre les sections, c'est-à-dire à l'évaluation des moments d'appui qui en résultent.

Pour les planchers à charges d'exploitation importantes réalisés avec les prédalles fortement précontraintes, les effets de redistribution d'efforts peuvent être tels que, cumulés aux sollicitations dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation disposées de la manière la plus défavorable, ils conduisent à des moments d'appui résultants positifs : il est alors nécessaire que l'assemblage entre les travées successives, sur leurs appuis, comporte une liaison par armatures inférieures dimensionnées pour ces sollicitations.

13.2.2 Évaluation des moments sur appuis

Ces sollicitations sont évaluées en faisant appel aux méthodes usuelles de la résistance des matériaux. L'effet des variations d'inertie dans les sections proches des appuis dues à la fissuration du béton (fonctionnement en béton armé) est pris en compte forfaitairement en frappant les valeurs M des moments d'appui, calculés en supposant constant le moment d'inertie de chacune des travées, d'un coefficient K variable selon la nature de l'action tel que défini ci-dessous.

Tableau 12 — Valeurs du coefficient K selon la nature de l'action

Actions		K
Poids propre du plancher		0,90
Autres charges permanentes et charges d'exploitation : $M < 0$		0,90
$M > 0$	Charges uniformément réparties Charges concentrées linéaires disposées parallèlement aux lignes d'appui	0,80
	Charges concentrées linéaires disposées perpendiculairement aux lignes d'appui Charges concentrées ponctuelles	0,40*
Précontrainte		0,90
Retrait différentiel		1,00
Dénivellations d'appui		1,00

* Valeur réduite pour tenir compte de l'effet d'étalement dans les travées adjacentes à l'appui considéré.

13.3 Conditions d'application de la méthode

13.3.1 Valeurs des coefficients de prise en compte γ des actions pour la détermination des moments sur appui

Les valeurs des coefficients γ pour la détermination des moments sur appuis sont données dans le tableau ci-dessous, les cas de pose des prédalles avec et sans étais étant différenciés.

Tableau 13 — Valeurs du coefficient γ en fonction de la nature de l'action

Actions	Pose	
	Avec étais	Sans étai
Poids propre de la prédalle (G_1)*	0,45	0,45
Poids propre du béton coulé en œuvre (G_2)	1,00	0,60
Autres charges permanentes et charges d'exploitation	1,00	1,00
Précontrainte (F)*	0,45	0,45

* Dans le cas où le béton de la prédalle est soumis à un traitement thermique. Dans le cas contraire, $\gamma = 0,50$.

13.3.2 Effets différés de la précontrainte

Les moments hyperstatiques sur les appuis sont déterminés en assimilant les effets de la précontrainte à une flexion circulaire, dans chacune des travées supposée indépendante, le moment isostatique en toute section étant égal à :

$$M_{pi} = -\gamma F_{pm,\infty} e'$$

avec :

- $F_{pm,\infty}$ la force de précontrainte par unité de largeur après pertes (voir 1.1.1) ;
- e' la valeur absolue de l'excentricité de la précontrainte par rapport à la fibre neutre de la section totale du plancher, supposée implantée à mi-épaisseur de la dalle ;
- γ le coefficient de prise en compte de la précontrainte, défini au paragraphe 13.3.1.

Note : Dans les sections sur appuis, le moment isostatique de précontrainte est nul. Le moment résultant relatif à cette action est donc égal au moment hyperstatique déterminé comme indiqué au paragraphe 13.2.2.

Dans le cas d'une succession de n travées identiques, les moments hyperstatiques de précontrainte sur les divers appuis de continuité sont égaux à :

$$M_{ph} = -\beta \cdot K \cdot M_{pi}$$

La valeur du coefficient K étant indiquée au paragraphe 13.2.2 et celle du coefficient β dans le tableau suivant. Ces moments sont toujours positifs.

Tableau 14 – Valeurs du coefficient β suivant l'appui considéré

Nombre de travées	$\Delta 0$	$\Delta 1$	$\Delta 2$	$\Delta 3$	$\Delta \geq 4$
2		3/2			
3		6/5			
4		9/7	6/7		
5		24/19	18/19		
6		33/26	24/26	27/26	
∞		1,27	0,93	1,02	1,00

13.3.3 Effets du retrait différentiel

Les moments hyperstatiques qui résultent de cette action, sur les appuis, sont déterminés en assimilant ses effets à une flexion circulaire, dans chacune des travées supposées indépendantes, le moment isostatique en toute section étant égal à :

$M_{ri} = + 0,15 m$ (en daN.m par mètre de largeur) dans le cas où le béton de la prédalle est soumis à un traitement thermique, $+ 0,12 m$ dans le cas contraire,

avec m le moment statique de la section B (égale à $b \cdot h_p$) de la prédalle par rapport à la fibre neutre de la section du plancher fini, sans homogénéisation des sections, exprimé en cm^3 par mètre de largeur et défini de la manière suivante :

$$m = \frac{b \cdot h_p}{2} (h_t - h_p)$$

h_t et h_p étant respectivement les épaisseurs du plancher terminé et de la prédalle.

La valeur de M_{ri} indiquée ci-dessus résulte des hypothèses suivantes :

- Le retrait différentiel entre le béton coulé en œuvre et celui de la prédalle est tel que :

$\Delta \epsilon_{cs}$ égal à $1,5 \times 10^{-4}$, dans le cas où le béton de prédalle est soumis à un traitement thermique ;

$\Delta \epsilon_{cs}$ égal à $1,2 \times 10^{-4}$ dans le cas contraire.

- Le module d'élasticité du béton coulé en œuvre est tel que $E_{c,eff}$ égal à 10 500 MPa.

Note : Dans les sections sur appuis, le moment isostatique est nul. Le moment résultant relatif à cette action est donc égal au moment hyperstatique déterminé comme indiqué au paragraphe 13.2.2.

Dans le cas d'une succession de n travées identiques, les moments hyperstatiques dus au retrait différentiel M_{th} , sur les divers appuis de continuité, sont égaux à :

$$M_{th} = -\beta \cdot M_{ri}$$

K est égal à 1,00 conformément au paragraphe 13.2.2. Les valeurs des coefficients β étant indiquées dans le tableau du paragraphe 13.3.2. Ces moments sont toujours négatifs.

13.3.4 Diagramme des moments fléchissants sous les effets des actions permanentes

Pour chacune des travées, le tracé de ce diagramme résulte de la considération :

- du diagramme des moments fléchissants dans la travée libre sous la totalité des charges permanentes ;
- d'une ligne de fermeture définie par les moments sur les appuis limitant la travée, égaux à la somme algébrique :
 - des moments de continuité sous charges partielles déterminés conformément au paragraphe 13.2.2, compte tenu des coefficients de prise en compte γ correspondants, indiqués au paragraphe 13.3.1 ;
 - des moments de continuité sous les effets différés de la précontrainte et du retrait différentiel, déterminés comme indiqué respectivement aux paragraphes 13.3.2 et 13.3.3 ;
 - ainsi qu'éventuellement des moments de continuité dus aux dénivellations d'appui à caractère permanent.

13.3.5 Enveloppe des moments fléchissants sollicitants

Cette enveloppe est obtenue par cumul, au diagramme des moments fléchissants sous les effets des actions permanentes définis au paragraphe précédent, des effets des charges d'exploitation déterminés en tenant compte des dispositions de charges les plus défavorables, ainsi qu'éventuellement des dénivellations d'appui concomitantes.

Il en résulte :

- pour les sections en travée, la détermination du moment maximal ;
- pour les sections sur appuis, la détermination des moments minimal (moment négatif le plus important) et maximal (moment qui, dans certains cas, apparaîtrait comme positif : se reporter au commentaire du paragraphe I3.2.1).

I3.3.6 Efforts tranchants

Les efforts tranchants sont déterminés dans les conditions définies ci-avant, c'est-à-dire en tenant compte des transferts d'efforts dus aux moments hyperstatiques d'origines diverses.

I3.4 Vérifications relatives aux zones d'appui

L'ensemble des vérifications suivantes sont effectuées à la rupture.

I3.4.1 Détermination des chapeaux

Les armatures supérieures sont déterminées à partir du moment sollicitant négatif le plus important pour chacun des appuis, le moment résistant correspondant étant évalué conformément au paragraphe 1.2.2.3 de la section A.

I3.4.2 Vérification complémentaire

Cette vérification est effectuée dans une section située à une distance de l'appui égale à la demi-longueur d'établissement de la précontrainte, comme indiqué au paragraphe I2.4.

I3.4.3 Détermination des armatures inférieures lorsque le moment maximal sur appui est positif

La section des armatures sortant en attente des prédalles doit être capable d'équilibrer un effort égal à :

$$V_{Ed} + M_{Ed} / z$$

À l'État-Limite Ultime, V_{Ed} étant l'effort tranchant concomitant à M_{Ed} , moment de continuité pris avec son signe, et z le bras du levier du couple. À défaut de calculs plus précis, on pourra prendre $z = 0,9 \cdot d$.

Une liaison mécanique doit être assurée à l'aplomb de l'appui entre les armatures relatives aux deux travées adjacentes, au moins pour celles équilibrant la part M_{Ed} / z de l'effort ci-dessus.

Les armatures assurant l'ancrage de la part restante de cet effort, c'est-à-dire l'effort tranchant, doivent satisfaire aux prescriptions du paragraphe I2.5, notamment pour ce qui est de leur longueur d'ancrage.

Annexe J

Trémies

J1. Introduction

Le problème des renforts d'armatures à prévoir au voisinage des trémies ne peut être traité d'une manière simplifiée dans sa généralité.

Les recommandations qui suivent sont donc limitées à quelques cas-types courants : elles sont basées sur des études de cas particuliers de trémies définies par leur emplacement et leurs dimensions relatives par rapport à la portée utile du plancher.

Les règles énoncées ne sont valables que pour des trémies situées loin des rives non supportées et isolées ou pouvant être considérées comme telles, c'est-à-dire pour lesquelles il n'y a pas chevauchement des zones de renforcement.

Leur utilisation est par ailleurs limitée au domaine des charges uniformément réparties, ce qui exclut le cas où des charges concentrées importantes sont appliquées à la dalle, en bordure d'une trémie.

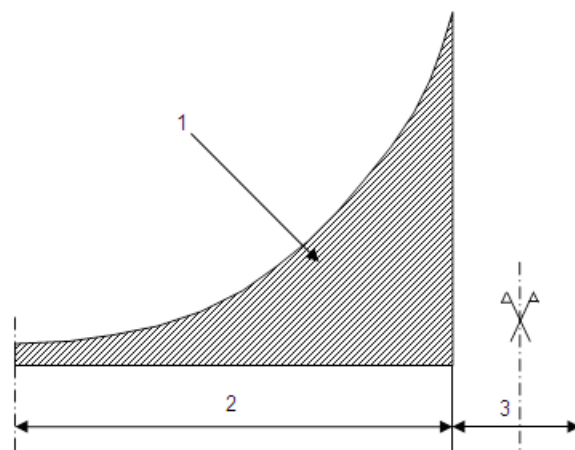
Dans les cas ne relevant pas de l'application de la présente annexe, et notamment pour les trémies de grandes dimensions qui affectent considérablement l'effet de répartition de la dalle, il y a lieu de recourir à des méthodes de dimensionnement plus élaborées (calcul en poutres croisées par découpage de la dalle en bandes, éléments finis).

Note : Il peut être alors nécessaire, à défaut de prévoir des appuis supplémentaires (sur des murs fondés, par exemple), de border les trémies par une poutraison spécialement dimensionnée, notamment lorsque des déformations exagérées sont à craindre.

J2. Trémies situées à mi-portée de la dalle

Il est possible de recourir aux renforcements définis ci-après, ΔM désignant le moment isostatique qui affecterait la bande de dalle de largeur $b/2$, supposée non coupée sous les effets des charges qui leur sont effectivement appliquées, b étant la dimension de la trémie mesurée perpendiculairement à la portée L_{eff} .

Note : ΔM est donc égal au moment supplémentaire, résultant de l'existence de la trémie, qui doit être équilibré de chaque côté de cette dernière dans les zones courantes de la dalle.



Légende :

1. Aire ΔM
2. $3 \text{ à } 4 b$ environ
3. Trémie de largeur b

Figure J1 — Visualisation du moment supplémentaire ΔM dû à la présence de la trémie

a) 1^{er} cas

Trémies carrées (Figure J2), trémies rectangulaires dont le grand côté a est perpendiculaire aux lignes d'appuis (Figure J3) et le rapport à la portée utile, du grand côté, ou du côté du carré, est inférieur ou égal à 0,3.

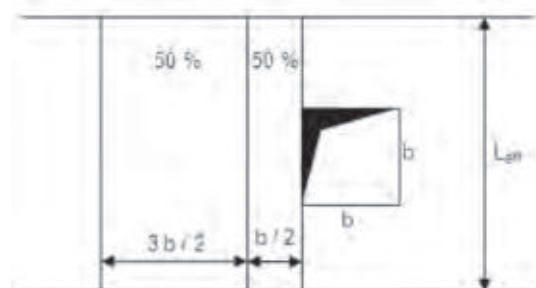


Figure J2 — Trémies centrées avec $b / L_{\text{eff}} \leq 0,3$

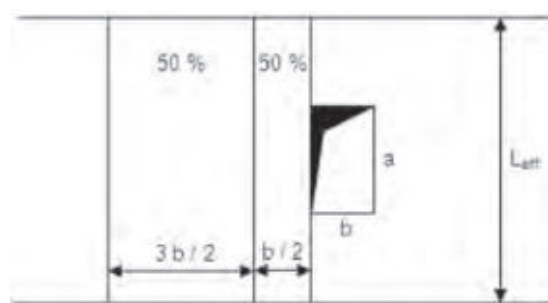


Figure J3 — Trémies centrées avec $a / L_{\text{eff}} \leq 0,3$

Le moment supplémentaire ΔM est réparti à raison de 50 % sur une bande de largeur $b/2$ et 50 % sur une bande de largeur $3b/2$.

b) 2^e cas

Trémies rectangulaires dont le grand côté b est parallèle aux lignes d'appuis (Figure J4) et son rapport à la portée utile inférieur ou égal à 0,3.

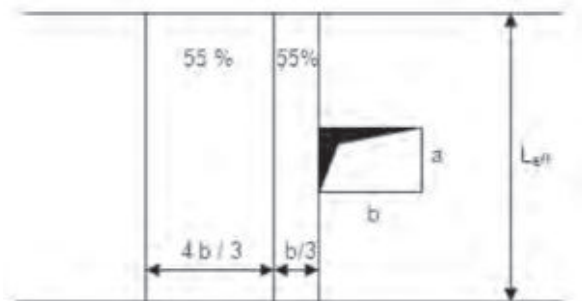


Figure J4 — Trémies centrées avec $b / L_{\text{eff}} \leq 0,3$

Dans ce cas, le moment supplémentaire ΔM est majoré de 10 % et réparti par moitiés sur des bandes de largeurs respectivement égales à $b/3$ et $4/3 b$.

J3. Trémies situées près des appuis de la dalle

Dans ce cas de trémie, on constitue un chevêtre incorporé disposé perpendiculairement à la portée, en bordure de la trémie. Ce chevêtre amène, de part et d'autre de cette dernière, une réaction R sur les bandes porteuses qui la bordent, bandes qui sont donc soumises à un moment supplémentaire ΔM .

$$\Delta M = R \cdot a \cdot (L_{\text{eff}} - a) / L_{\text{eff}}$$

Il est possible de recourir aux renforcements qui suivent :

a) 1^{er} cas

Trémies carrées, trémies rectangulaires avec $b \leq L_{\text{eff}} / 4$ (Figure J5).

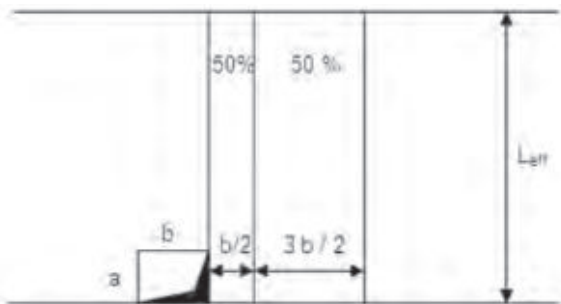


Figure J5 — Trémies près des appuis avec $b \leq L_{\text{eff}} / 4$.

Le moment supplémentaire ΔM est réparti à raison de 50 % sur une bande de largeur $b/2$ et 50 % sur une bande de largeur $3b/2$.

b) 2^e cas

Trémies carrées, trémies rectangulaires avec $L_{\text{eff}} / 4 \leq b \leq L_{\text{eff}} / 3$ (Figure J6).

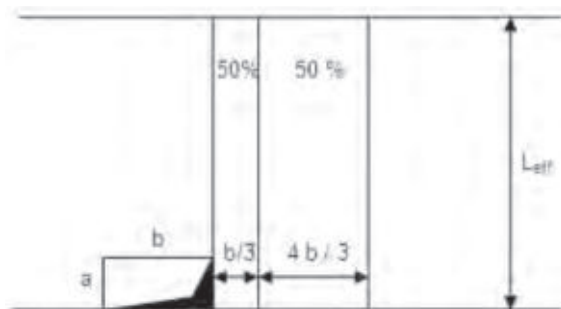


Figure J6 — Trémies près des appuis avec $L_{\text{eff}} / 3 \geq b \geq L_{\text{eff}} / 4$

Le moment supplémentaire ΔM est réparti à raison de 50 % sur une bande de largeur $b/3$ et 50 % sur une bande de largeur $4b/3$.

J4. Dispositions d'armatures

Les largeurs de répartition admises dans les règles précédentes constituent des valeurs maximales. Il est possible de répartir les sollicitations supplémentaires sur des zones plus réduites.

Dans le cas de prédalles précontraintes, il est préférable de renforcer les bandes bordant les trémies avec des armatures de précontrainte pour une part du moment supplémentaire. Toutefois, il est possible de réaliser ce renforcement intégralement avec des armatures de béton armé.

En ce qui concerne les armatures de répartition, l'attention est attirée sur la nécessité de prévoir un ferrailage de renfort près des bords des trémies, perpendiculairement à la portée de la dalle, déterminé statiquement pour assurer le transport des charges appliquées au droit de la bande interrompue par la trémie sur les axes des bandes longitudinales renforcées.

Les calculs doivent être menés dans les conditions de pondération des charges correspondant aux vérifications effectuées.

Dans le cas de trémies de grandes dimensions situées en bordure de prédalle, on peut utiliser un raidisseur filant sur la rive concernée.

J5. Autres vérifications relatives aux bandes porteuses renforcées

Elles doivent être menées dans les mêmes hypothèses de répartition que celles adoptées pour la détermination des armatures de flexion de renfort.

C'est ainsi que, si ces dernières sont concentrées sur des largeurs inférieures à celles définies aux paragraphes J2 et J3, comme il est indiqué au paragraphe J4, ce sont ces largeurs de répartition qui doivent être prises en compte pour les autres vérifications.

Ces autres vérifications concernent :

- la prise en compte des effets de la continuité, qui doit être effectuée dans les mêmes conditions de répartition des moments fléchissants entre les sections sur appuis et en travée que pour les zones courantes de la dalle ;
- l'évaluation des efforts tranchants ;

Note 1 : Lorsque les renforcements sont réalisés sur des bandes de largeur réduite, il peut être nécessaire de prévoir localement des armatures transversales afin d'assurer la couture prédalle/béton coulé en place.

- l'évaluation des déformations ;

Note 2 : Dans le cas des prédalles précontraintes, l'attention est attirée sur le fait que, lorsque le renforcement de la dalle est assuré par des armatures de béton armé, il y a lieu d'en tenir compte, les prescriptions du paragraphe 3.5.2 n'étant plus applicables.

À défaut d'une évaluation plus précise, il est possible de majorer la flèche évaluée conformément au paragraphe 3.5.2 d'un coefficient majorateur égal à $(1 + K)$, avec :

$$K = \frac{F_{yd}}{n_{\varphi} \cdot F_{pd} + F_{yd}}$$

F_{yd} et $n_{\varphi} \cdot F_{pd}$ étant respectivement les forces de rupture des armatures passives et de précontrainte implantées dans chacune des bandes considérées, évaluées comme il est indiqué au paragraphe 2.1.1 de la section A.

Annexe K

Dimensionnement et dispositions constructives des planchers-dalles avec ou sans chapiteaux réalisés à partir de prédalles préfabriquées en béton armé

K1. Domaine d'application

La présente annexe concerne les bâtiments à un ou plusieurs étages dont les planchers sont constitués par des dalles continues sans nervure supportées directement par des poteaux, sauf éventuellement sur leurs rives, le long desquelles peuvent exister des murs porteurs ou des poutres en saillie des dalles. Les dalles peuvent éventuellement être prolongées en porte-à-faux au-delà des poteaux de rive.

L'analyse des planchers-dalles peut être conduite conformément à l'Annexe I de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA) et les compléments de la présente annexe.

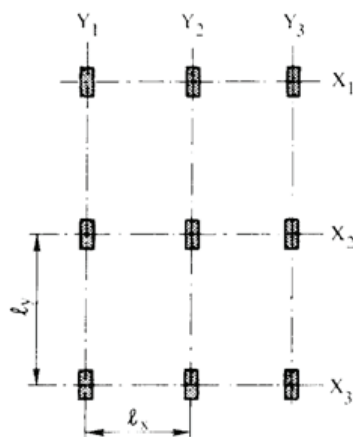


Figure K1 — Exemple de trame de poteaux

K2. Dispositions

K2.1 Généralités

Les dalles sont pleines et d'épaisseur totale constante et réalisées à partir de prédalles en béton armé dont l'épaisseur n'excède pas la demi-épaisseur de la dalle. Celle-ci est pourvue d'armatures inférieures mises en place en tout ou partie dans la prédalle avec éventuellement un complément d'armatures disposées sur prédalle et des chapeaux disposés dans les directions X et Y. Elle peut également être munie d'armatures supérieures en dehors des zones voisines des poteaux.

Si besoin, dans les zones localisées proches des appuis de la dalle, les prédalles peuvent être pourvues d'armatures anti-poinçonnement. Elles peuvent être réalisées à partir d'armatures en forme de cadre ou d'étrier, à l'aide de raidisseurs à treillis ou de poinçons à double tête.

K2.2 Poteaux

Tous les poteaux intérieurs sont généralement supposés identiques, de section transversale rectangulaire ou circulaire ou polygonale régulière. Les poteaux de rive et d'angle doivent en général présenter une section au moins égale à la demi-section des poteaux intérieurs.

Les appuis de la dalle peuvent être réalisés à partir de voiles et de voiles d'angle moyennant justification locale.

Les poteaux peuvent être ou non pourvus, à chaque étage, de têtes, généralement de forme évasée (tronc de cônes ou de pyramides renversés) ou d'une retombée de section rectangulaire sur-épaissie de la dalle, appelés « chapiteaux ».

Lorsque les chapiteaux existent, les planchers sont dits « planchers-champignons », dans le cas contraire, ils sont dits « planchers-dalles ».

K2.3 Chapiteaux

Le chapiteau d'un pilier intérieur peut être constitué d'un tronc de pyramide, d'un tronc de cône circulaire ou elliptique dont la petite base est la section supérieure de la partie prismatique du pilier.

Il peut être constitué d'une dalle sur-épaissie rectangulaire, circulaire ou elliptique en retombée au voisinage de ces appuis.

La superposition d'un sur-épaississement de la dalle et d'un tronc de pyramide ou d'un tronc de cône peut aussi être envisagée.

Dans tous les cas, l'encombrement de la grande base du chapiteau de dimensions a' et b' ne peuvent excéder 0,4 fois les portées respectives dans les deux directions x et y (les portées sont mesurées entre axes des poteaux).

K3. Méthode de calcul

D'une façon générale, on peut utiliser toute méthode de calcul notamment les méthodes de calcul aux éléments finis, scientifiquement justifiée et correspondant au fonctionnement réel du plancher, tenant compte en particulier des liaisons existant entre les poteaux et la dalle.

Cette méthode de calcul s'impose plus particulièrement dans le cas où les inégalités suivantes ne sont pas respectées, ainsi que les situations de projet suivantes :

$$l_y / 2 \leq l_x \leq 2l_y$$

$$b / 2 \leq a \leq 2b \quad b' / 2 \leq a' \leq 2b'$$

$$a \leq l_{x1} / 5 \quad b \leq l_{y1} / 5$$

où l_{x1} et l_{y1} les plus faibles portées dans le sens X et Y des panneaux voisins du poteau considéré.

La plus grande dimension d'une trémie, dans les bandes centrales de la dalle, ne doit pas dépasser la plus petite des valeurs suivantes : $l_x / 6$ ou $l_y / 6$.

Dans la zone commune à une bande centrale et à une bande sur appuis, les trémies ne peuvent avoir plus de $l_x / 10$ dans le sens X ou $l_y / 10$ dans le sens Y suivant leur plus grande dimension. Entre deux trémies, il doit y avoir une zone pleine au moins égale, dans les sens X ou Y, à 3 fois la plus grande dimension des trémies.

Si Q_B désigne la charge totale d'exploitation supposée uniformément répartie sur un panneau d'aire $l_x l_y$, soit $Q_B = q_B l_x l_y$, on peut admettre que celui-ci peut supporter des charges localisées dont l'intensité ne dépasse pas $Q_B / 10$ en même temps que des charges d'exploitation réparties à condition que la charge totale d'exploitation reste au plus égale à $0,9 \cdot Q_B$ et que la résistance de la dalle au poinçonnement permette l'application desdites charges localisées. Pour les autres cas, des justifications spéciales doivent être apportées.

K4. Règles simplifiées

K4.1 Domaine d'application

Les présentes règles s'appliquent uniquement à des planchers-dalles, pour des bâtiments dans lesquels la résistance aux forces horizontales est entièrement assurée par une structure rigide (murs-pignons, façades, refends, ...).

De plus, les conditions ci-après doivent être remplies :

- la somme des charges d'exploitation qui peuvent être appliquées à chacun des éléments est inférieure aux 2/3 de la somme des charges permanentes ;
- s'il existe sur un panneau des charges localisées, chacune d'elles ne dépasse pas le 1/10^e de l'ensemble des charges appliquées au panneau ;
- le nombre des travées suivant les directions X et Y est au moins égal à 2 ;
- le rapport des portées de deux panneaux voisins, mesurées suivant une même direction, est compris entre 0,5 et 2 ;
- les dimensions a et b de la section droite des poteaux vérifient les inégalités : $a \leq l_x / 4$ et $b \leq l_y / 4$.

K4.2 Dimensionnement

L'élément de base de calcul est constitué par un panneau de dalle limité par les plans verticaux contenant les axes des poteaux de deux files voisines.

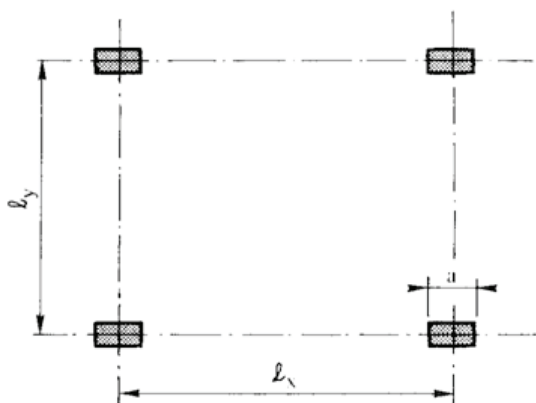


Figure K2 — Délimitation du panneau de dalle

Ce panneau de dalle est considéré dans chaque sens comme une poutre reposant sur des appuis disposés suivant les droites joignant les axes des poteaux des files perpendiculaires. Cette poutre est supposée soumise par unité de longueur à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation appliquées sur une tranche de longueur unité affectant la totalité de la largeur du panneau.

Les deux séries de panneaux perpendiculaires qui constituent le plancher doivent ainsi être calculées de façon que chacune d'elles puisse équilibrer la totalité des charges qui lui sont appliquées à l'État-Limite considéré.

Note : Il est admis dans la suite que le panneau de dalle considéré est étudié dans la direction X. Il suffit de permuter X et Y, x et y , a et b , pour obtenir les éléments correspondants du calcul d'un panneau de dalle dirigé suivant la direction Y.

Les moments qui sollicitent chaque panneau peuvent être déterminés selon une analyse élastique linéaire avec ou sans redistribution des moments fléchissant dans les poutres, sous réserve de prendre en compte dans les calculs la portée entre axes des poteaux.

Les panneaux sont divisés en bandes centrales et bandes sur appuis, avec la répartition correspondante des moments fléchissants, le tout conformément au paragraphe 1.2 de l'Annexe I de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

En l'absence de justifications plus précises, les appuis de rive, et en particulier les poteaux, sont capables d'équilibrer un moment d'encastrement au moins égal à 20 % du moment isostatique, si la dimension a des poteaux est inférieure au double de l'épaisseur h de la dalle et à 40 % dans les autres cas.

La répartition des moments fléchissants tient compte de la présence de rive supportée (mur ou poutre suffisamment rigide) ainsi que de porte-à-faux éventuel. Dans le cas où le plancher-dalle présente un porte-à-faux dont la largeur l_0 n'excède pas le 1/3 de la largeur l_y des panneaux de rive voisins, il est possible de calculer le panneau de dalle en porte-à-faux de la même façon qu'un panneau courant, en adoptant notamment la même division en bandes.

Les moments fléchissants déterminés dans les conditions définies ci-dessus, qui sollicitent les deux demi-bandes sur appuis situées de part et d'autre d'une file de poteaux, sont supposés uniformément répartis sur la totalité de la largeur de ces deux demi-bandes. En conséquence, la répartition des armatures est uniforme dans chaque bande sur appuis et dans chaque bande centrale.

La vérification de la résistance à la flexion doit être effectuée en supposant que le béton et les armatures compris à l'intérieur de la bande sur appuis ou de la bande centrale considérée équilibrent seuls le moment fléchissant positif ou négatif qui sollicite cette bande. Si les panneaux ne sont pas carrés, les armatures parallèles aux grands côtés sont les plus proches du parement du béton le plus voisin.

Les arrêts des armatures inférieures et supérieures peuvent être déterminés, pour l'ensemble de la bande, conformément au paragraphe 9.2.1.3 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale. Le pourcentage des armatures tendues situées sur toute la largeur du panneau limité par les files de poteaux doit être au moins égal au pourcentage minimum défini au paragraphe 9.3.1.1 (1) de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale.

Il y a lieu de vérifier la déformation du plancher dans les bandes les plus sollicitées dans le sens X et le sens Y. Cela implique de vérifier uniquement les bandes porteuses se trouvant dans l'axe des poteaux suivant les deux directions.

K5. Vérification au poinçonnement

Les vérifications sont effectuées en tenant compte de la présence des prédalles pour la détermination de la capacité résistante du plancher. La résistance au poinçonnement des dalles pleines étant définie au paragraphe 6.4 de la norme NF EN 1992-1-1 avec son Annexe nationale (NF EN 1992-1-1/NA).

Quelles que soient les dispositions retenues, il convient de limiter le diamètre des armatures de poinçonnement (en mm) :

$$\phi_{\max} = H_{\text{dalle}} / \sqrt{\frac{3}{2}} \quad \text{avec } H_{\text{dalle}} \text{ exprimée en cm.}$$

Les principes de vérifications à effectuer sont fonction de la configuration du poteau étudié, en tenant compte à la fois de l'épaisseur de la dalle et de l'équarrissage du poteau et de sa position par rapport à la dalle :

- poteau intermédiaire ;
- poteau d'angle ;
- poteau de rive.

K6. Dispositions constructives

K6.1 Calepinage des prédalles

Le calepinage des prédalles doit respecter au mieux les demi-bandes sur appuis situées de part et d'autre d'une file de poteaux dans le sens de la plus grande portée suivant X ou Y.

- toutes les prédalles sont orientées dans le sens de la plus grande portée à la fois au droit des demi-bandes sur appui et de la bande centrale (*Figure K3*). À ce titre, les armatures inférieures sont intégrées en tout ou partie dans la prédalle ;

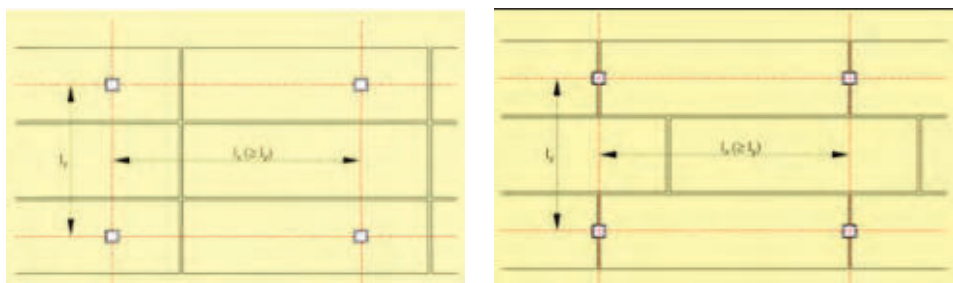


Figure K3 — Exemple de calepinage avec toutes les prédalles dans le sens de la plus grande portée

- au droit des demi-bandes sur appui, les prédalles sont orientées suivant chacune des directions X et Y, tout en privilégiant les prédalles dans le sens de la plus grande portée (*Figure K4*). À ce titre, les armatures inférieures sont intégrées en tout ou partie dans la prédalle. Dans la bande centrale, les prédalles sont orientées dans le sens de la plus grande portée, les armatures inférieures dans le sens perpendiculaire à la plus grande portée étant disposées sur la prédalle.

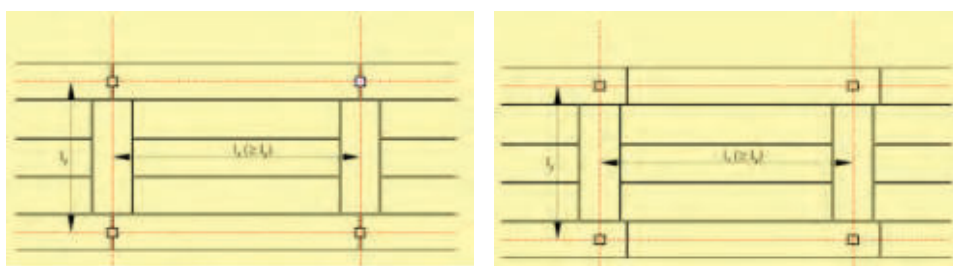


Figure K4 — Exemple de calepinage avec les prédalles orientées dans les deux directions au droit des demi-bandes sur appuis

K6.2 Position des joints d'abouts de prédalle des demi-bandes sur appui

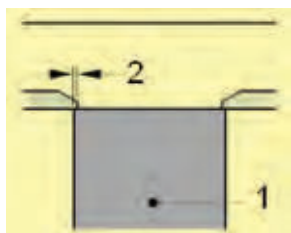
Les joints d'abouts entre prédalles doivent être disposés dans les zones de flexion les moins sollicitées (point de moment nul). Cette disposition est imposée seulement dans les demi-bandes sur appui, à la fois dans les sens parallèle et perpendiculaire de la plus grande portée.

Note 1 : Si la position des joints d'about (l_{ja}), par rapport à l'axe de l'un des deux poteaux sur la ligne d'appui, se trouve à une distance comprise entre l_x (ou l_y) / 5 $\leq l_{ja} \leq l_x$ (ou l_y) / 3, cette condition est respectée.

Les conditions d'appui, en phase provisoire, doivent être conforme à l'Annexe A de la présente section pour l'ensemble des appuis périphériques de la dalle, s'ils existent, à condition que la lisse de rive soit à une distance supérieure à $2,5 h$.

Note 2 : Certains appuis intérieurs peuvent faire l'objet d'une vérification, si les conditions d'étalement peuvent être assimilées à une dalle reposant sur deux lignes d'appui.

Cette vérification n'est pas à effectuer pour un appui ou une zone d'appui d'un plancher-dalle. En effet, la pénétration de la prédalle sur un pilier intermédiaire, d'angle, de rive ou en extrémité de voile ne doit pas perturber la transmission des bielles de compression sur le pilier considéré. La valeur de la pénétration de la prédalle ne doit en aucun cas être supérieure au $1/20^e$ de la plus petite dimension du pilier exprimée en cm, sans toutefois dépasser 2 cm.



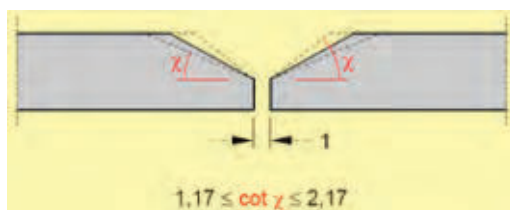
Légende :

1. Pilier intérieur
2. Repos d'appui : $\min (\min (a; b) / 20 ; 2) \text{ cm}$

Figure K5 — Conditions de repos d'appui

K6.3 Dispositions particulières en bord de prédalles

Les extrémités des prédalles doivent être chanfreinées en partie supérieure sur toute la périphérie dans les zones de continuité des prédalles, y compris les bords de trémie présente au droit des poteaux intérieurs, d'angle et de rive, en angle et en extrémité de voile. Les dispositions sont illustrées ci-dessous.



Légende :

1. Joint de prédalle

Figure K6 — Chanfreins en extrémité de prédalles

SECTION B

Fabrication et contrôle des prédalles

1. Plancher à prédalles

À défaut de spécifications des Documents Particuliers du Marché (DPM), la conception et le dimensionnement des planchers à prédalles doivent être réalisés conformément à la Section A du présent document.

1.1 Prédalles préfabriquées

Les prédalles constitutives du plancher doivent être conformes à la norme NF EN 13747, dans les limites dimensionnelles suivantes :

- pour les prédalles précontraintes : épaisseur comprise entre 0,05 m et 0,18 m (bornes incluses) ;
- pour les prédalles en béton armé munies de treillis raidisseurs : épaisseur comprise entre 0,04 m et 0,18 m (bornes incluses).

Note 1 : L'épaisseur des prédalles en béton armé munies de treillis raidisseurs est portée à 50 mm dans le cas de prédalles suspendues.

Note 2 : Les treillis raidisseurs relèvent de la procédure d'Avis Techniques avec certification NF ou équivalent.

Le présent document vise également les planchers à dalle pleine constitués de prédalles pouvant comprendre des treillis raidisseurs ou des nervures de raidissement en béton, ainsi que les planchers constitués de prédalles formant seulement coffrage du plancher pendant la construction.

Il convient que l'acier des suspentes puisse être déclaré « apte au redressage après pliage », après essai selon la procédure E4 de l'AFCAB ou selon une procédure équivalente.

1.2 Autres éléments

Le béton coulé en place et les ferraillements complémentaires sont conformes aux spécifications de la norme NF DTU 21.

Les procédés de béton de fibres doivent être conformes à un Avis Technique ou un Document Technique d'Application (DTA).

1.2.1 Produits de joint

Les produits doivent être spécifiquement destinés, par leurs fabricants, au traitement des joints entre prédalles. La mention d'utilisation « joint de prédalle » doit être précisée sur le conditionnement.

Note : L'utilisation de produits prêt à l'emploi permet de garantir le bon dosage des différents composants.

2. Dispositifs de manutention

2.1 Généralités

Quel que soit le dispositif de manutention utilisé, l'angle d'élingage est généralement de 60° mais ne peut en aucun cas dépasser 90° (Figure 1).

Les conditions de levage et notamment les angles d'élingage sont indiqués sur les plans de préconisation de pose du fournisseur de prédalles.

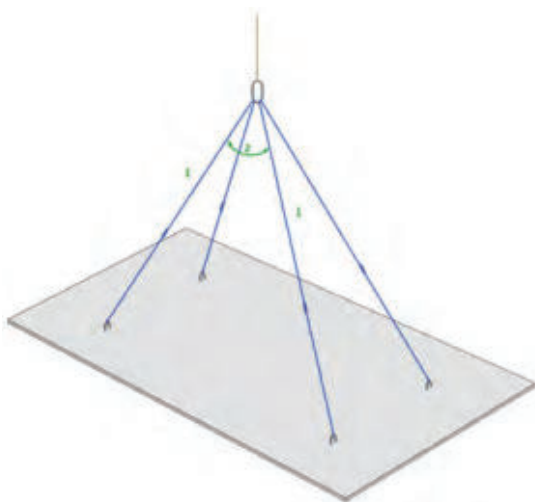
Lorsque la manutention se fait par crochets de levage, ceux-ci doivent être choisis en tenant compte des dimensions des boucles de levage afin :

- de permettre une application de la charge sur le siège du crochet ;
- d'assurer une surface suffisante de contact entre la boucle et le crochet ;
- d'assurer la fermeture du linguet de sécurité ;
- d'éviter tout phénomène de « pied de biche » qui pourrait entraîner une déformation, voire un arrachement de la boucle de levage.

Les caractéristiques des crochets, définies dans le tableau de la Figure 6 de la Section C (paragraphe 1.2), permettent de respecter ces préconisations. Il appartient à l'utilisateur de vérifier la compatibilité des éléments avec l'usage prévu. Les conditions d'emploi doivent être conformes à la notice d'utilisation établie par le fournisseur.

Les boucles de levage doivent respecter les prescriptions du paragraphe 4.4 de la Section A du présent document.

Lorsque la prédalle est levée en quatre points, la charge est considérée comme étant répartie sur les quatre points si le système d'élingage permet un auto-équilibrage des efforts. Dans le cas contraire, la charge est supposée se répartir en trois points pour les prédalles souples (épaisseur de prédalle inférieure ou égale à 8 cm, sans treillis raidisseur ni nervure en béton) et en deux points dans les autres cas.



Légende :

1. Elingue
2. Angle d'élingage inférieur ou égal à 60° conseillé

Figure 1 — Exemple de dispositif de manutention en 4 points (non équilibré)

Note : Le nombre de points de levage nécessaire est indiqué par le fournisseur de prédalle en fonction des dimensions de la prédalle, du nombre éventuel de treillis raidisseurs, des efforts maximums en service par boucle de levage, ...

Lorsque la prédalle est levée en six points ou plus, un système d'élingues auto-équilibrant ou un palonnier de manutention avec équilibrage des efforts dans les élingues est nécessaire.

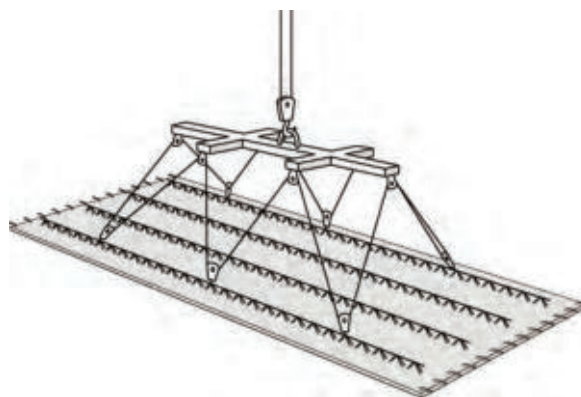
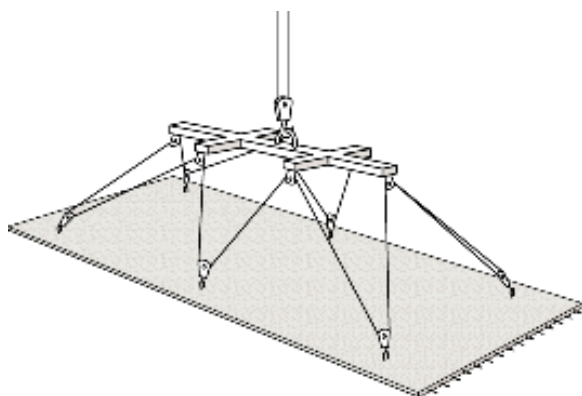


Figure 2 — Exemples de dispositif de manutention en 6 points (auto-équilibrant)

2.2 Autres dispositifs de manutention

D'autres dispositifs de manutention peuvent être admis s'ils présentent les garanties nécessaires en matière de sécurité et d'intégrité des prédalles.

Note : Les dispositifs de manutention intégrés au produit relevant d'un Avis Technique ou d'un Document Technique d'Application (DTA) ou d'un Agrément Technique Européen (ATE) peuvent être utilisés.

SECTION C

Transport, mise en œuvre et finition

1. Règles d'exécution pour les planchers à prédalles

1.1 Généralités

Pour l'ensemble des phases de réception, manutention, stockage et mise en œuvre des prédalles, le responsable chargé de la pose doit disposer des plans d'exécution, notamment les fiches de fabrication et les détails d'assemblages.

Note : Pour les phases de réception, manutention et stockage, une méthodologie est présentée en Annexe A de la présente section.

Les conditions de mise en œuvre sont préalablement communiquées au bureau d'études chargé du dimensionnement des produits.

La chronologie du montage sera déterminée en tenant compte des délais nécessaires au durcissement des bétons de clavetage et/ou de scellement au droit des liaisons.

1.2 Manutention et stockage

Le stockage et la manutention ne doivent ni endommager les prédalles ainsi que les inserts (suspentes, boucles de levage, treillis raidisseurs, par exemple), ni altérer leurs parements.

La manutention sur chantier s'effectue à l'aide de crochets de levage disposés :

- dans les boucles de levage ;
- ou à l'intérieur des boucles formées par les diagonales des treillis raidisseurs.

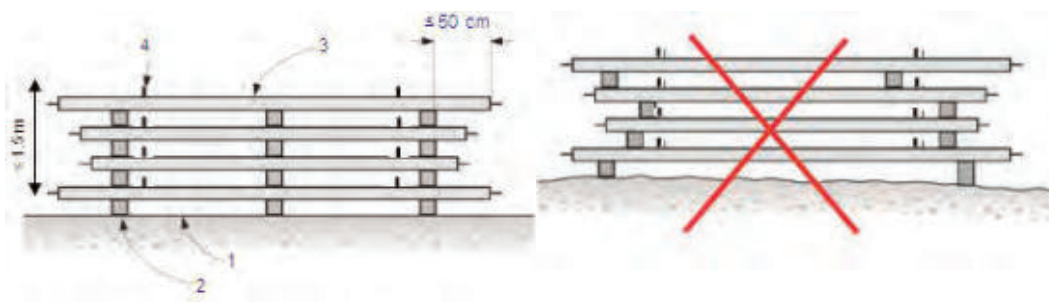
Le levage doit être réalisé à l'aide d'un matériel de manutention approprié et respecter les recommandations du fournisseur de prédalles. Il doit être lent et progressif de façon à minimiser les effets dynamiques sur les prédalles et les points de préhension.

Lorsque les prédalles sont stockées sur le chantier, le stockage doit être fait horizontalement sur une aire aménagée spécialement, dégagée et facile d'accès. L'aire de stockage doit être stable et plane de manière à ce que les prédalles ne soient pas soumises à des efforts parasites.

Note 1 : Il est conseillé de poser directement les prédalles sans stockage intermédiaire.

En cas d'empilage, les éléments de calage (chevrons, par exemple) doivent être adaptés à cet usage et respecter un alignement vertical. La stabilité de l'ensemble doit être assurée. Sauf indication contraire, les éléments de calage doivent être placés à proximité des appuis et axés verticalement.

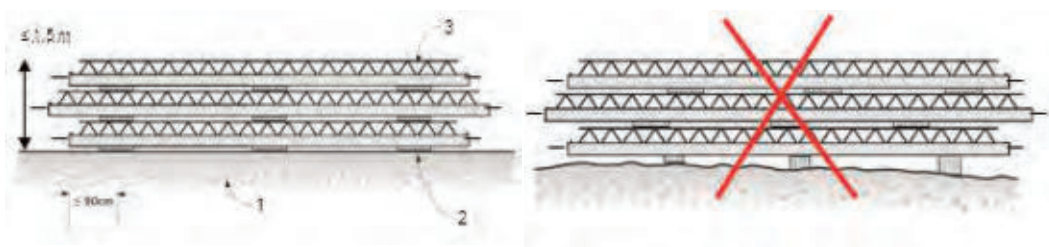
L'empilement des prédalles est limité à 1,50 m de hauteur. Pour le cas de stockage par piles plus hautes, l'entreprise devra avoir reçu l'accord préalable du fournisseur.



Légende :

1. Terrain horizontal stabilisé
2. Chevron
3. Prédalle
4. Crochet de levage

Figure 1 — Conditions de stockage de prédalles précontraintes ou en béton armé sans raidisseur



Légende :

1. Terrain horizontal stabilisé
2. Planchette
3. Treillis raidisseur

Figure 2 — Conditions de stockage de prédalles en béton armé munies de treillis raidisseurs

Note 1 : Dans le cas des prédalles posées sans étai, il est exclu de mettre en place un appui intermédiaire lors du stockage de celles-ci.

Pour les prédalles précontraintes, lorsque le délai de stockage prévu excède 3 semaines après fabrication, cette donnée doit être prise en compte pour la conception du plancher. L'entreprise doit prévenir le fournisseur lorsque le délai de stockage prévu sur chantier excède 2 semaines. Dans le cas où ce délai de stockage initialement prévu est dépassé, l'entreprise doit également se rapprocher du fournisseur.

Pour les prédalles en béton armé munies de treillis raidisseurs, les crochets de levage doivent être impérativement passés à l'intérieur des boucles formées par les diagonales des treillis raidisseurs et non au niveau du filant supérieur du treillis raidisseur (Figure 3).

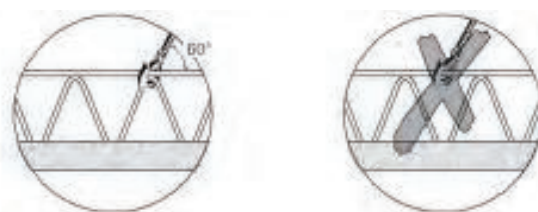
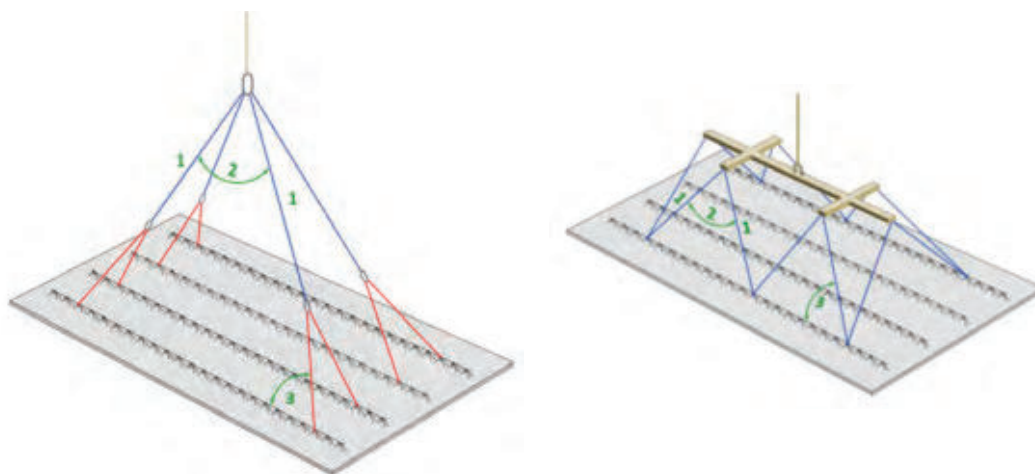


Figure 3 — Crochet de levage disposé à l'intérieur des boucles

L'angle de levage est de 60° minimum. L'angle d'élingage à retenir doit être inférieur ou égal à 60°. Toutefois, il est possible de manutentionner les prédalles avec treillis raidisseurs avec un angle supérieur moyennant l'utilisation d'un palonnier sur chantier.



Légende :

1. Élingues
2. Angle d'élingage
3. Angle de levage

Figure 4 — Inclinaison des élingues et angle d'élingage

La manutention des prédalles en béton armé par les treillis raidisseurs est possible à la 1^{re} boucle, 2^{de} boucle et à la 3^e boucle du treillis raidisseur (les efforts maximaux par point de préhension sont précisés en Section A, paragraphe 4.4.2 dans les *Tableaux 6 et 7*).

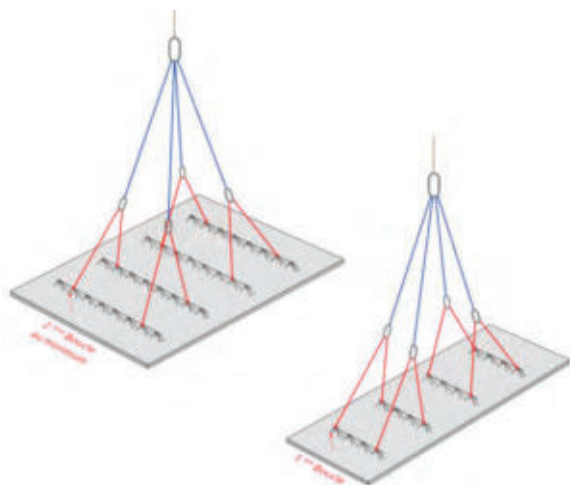
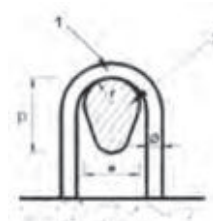


Figure 5 — Manutention des prédalles à la 1^{re} boucle et à la 2^{de} boucle des treillis raidisseurs

Dans le cas du levage à la 1^{re} boucle, la soudure du nœud inférieur de la diagonale avec le filant inférieur doit être assurée.

Les dimensions des crochets de levage doivent être compatibles avec les boucles de levage intégrées dans les prédalles. Les efforts maximaux en service par boucle figurent dans le tableau ci-dessous de la *Figure 6*. Les dimensions transversales du crochet de levage doivent vérifier les valeurs maximales et minimales définies dans ce tableau.



Légende :

1. Boucle de levage
2. Crochet de levage

Diamètre de la boucle (Ø) (mm)	Valeur	Dimensions (en mm)			Effort maximal (kN)
		r	e	p	
8	Minimale	12	24	/	8,0
	Maximale	20	40	40	
10	Minimale	12	24	/	15,0
	Maximale	20	40	40	
12	Minimale	14,4	28,8	/	22,0
	Maximale	24	48	48	
14	Minimale	16,8	33,6	/	30,0
	Maximale	28	56	48	
16	Minimale	19,2	38,4	/	40,0
	Maximale	32	64	56	

Figure 6 — Caractéristiques des boucles et crochets

Le dimensionnement des boucles de levage est réalisé conformément au 4.4 de la Section A du présent document.



Légende :

1. Élingue
2. Angle d'élingage

Figure 7 — Angle d'élingage et inclinaison des élingues

Le tableau suivant indique la majoration des efforts en fonction de l'angle d'élingage dans le cas des boucles de levage.

Tableau 1 — Coefficient majorateur de la charge dû à l'angle d'élingage

Angle d'élingage	0°	45°	60°	90°
Coefficient	1,00	1,08	1,15	1,41

Note 2 : Dans le cas des prédalles béton armé munies de treillis raidisseurs, le coefficient majorateur de la charge indiqué dans le tableau ci-dessus n'est pas à prendre en compte (voir Tableaux 6 et 7 du paragraphe 4.4.2 de la Section A du présent document).

1.3 Pose

Le mode de pose est défini lors de la préparation du chantier, de façon à déterminer le repos nominal et l'espace d'appui à réserver sur la structure porteuse ainsi que le dimensionnement du dispositif d'étalement. De plus, la déformabilité des supports doit être considérée.

Lorsque l'état de la surface d'appui est surfacé au sens de la norme NF DTU 21, la pose des prédalles est réalisée à sec. Dans le cas contraire, elle doit être réalisée soit à bain de mortier, soit sur lisse de rive. Dans le cas de pose sur voile, en l'absence de précautions particulières, la pose sera effectuée avec une lisse de rive. Le voile sera arasé 20 mm en dessous du niveau inférieur du plancher pour assurer un bétonnage correct en sous-face de la prédalle. La lisse de rive sera disposée en retrait pour permettre le traitement de la cueillie avant le retrait de l'étalement.

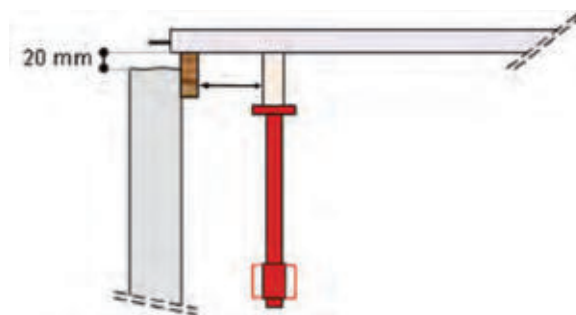


Figure 8 — Exemple du traitement de l'appui des prédalles sur un voile

Note : L'attention est attirée sur le fait qu'une lisse de rive est un dispositif d'appui qui peut être nécessaire indépendamment de la présence ou non d'étaisements intermédiaires.

Les phases de mise en œuvre et d'étalement des prédalles ne doivent pas altérer les qualités requises pour ces pièces dans l'ouvrage fini.

Lorsqu'une prédalle présente une défectuosité de nature à compromettre la solidité ou l'aptitude à l'emploi de l'ouvrage, l'entreprise doit avertir immédiatement le fournisseur de prédalles afin de décider des conditions d'utilisation ou de mise au rebut dudit produit.

1.3.1 Réception du support

La réception des supports concerne les éléments préfabriqués et les éléments coulés en place.

Dans le cas où une non-conformité est constatée, le responsable chargé de la pose procédera aux corrections nécessaires, après concertation avec le bureau d'études structures de l'entreprise et le fournisseur des prédalles.

Les points suivants doivent être vérifiés :

- la conformité avec les plans d'exécution ;
- la distance libre entre appuis.

1.3.1.1 Cas particulier des prédalles suspendues

Les vérifications complémentaires portent sur :

- la position de l'attente dans le voile ;
- le diamètre, l'espacement, la géométrie et les dimensions des armatures en attente ;
- l'état de surface de la zone de reprise.

1.3.1.2 Cas particulier des prédalles sur joint de dilatation avec goujons

Les vérifications complémentaires portent sur :

- le type de goujons ;
- l'implantation des goujons dans le support.

1.3.2 Réception des prédalles

Dans le cas de fabrication faisant l'objet d'une certification NF, la réception sur chantier consiste seulement à vérifier que les prédalles ne comportent ni fissure ni épaufure inacceptables.

Dans le cas de fabrication ne faisant pas l'objet d'une certification NF, il appartient au responsable de la construction (entreprise générale, maître d'œuvre, etc., selon les cas) de définir les conditions de réception des prédalles sur chantier.

Chaque prédalle doit être identifiée suivant le plan servant au repérage. Les prédalles doivent être réceptionnées à la livraison en vérifiant, en référence aux plans d'exécution :

- la présence des étiquettes d'identification ;
- la présence des dispositifs de manutention ;
- les dimensions de la prédalle ;
- les positions et dimensions des réservations ;
- la présence, le type et la position des inserts (pots électriques, ...) prévus conformément aux plans d'exécution ;
- l'état de surface ;
- la présence éventuelle des treillis raidisseurs, des grecques ;
- les suspentes dans le cas de prédalles suspendues ou de prédalles avec appui sur goudjons.

Note : L'annexe A de la présente section fournit un exemple de méthodologie pour la réception ainsi que pour la manutention et le stockage.

Dans le cas où une non-conformité est constatée ou si la prédalle présente un défaut structurel, l'entreprise définit les dispositions à prendre en concertation avec le concepteur de la prédalle.

1.3.3 Repos des prédalles sur appuis

Les valeurs de repos minimales, fonction de la portée des prédalles, sont données sur les plans de préconisation de pose du fournisseur et déterminées conformément à l'Annexe A de la présente section. La pose des prédalles avec ou sans lisse d'appui doit respecter les valeurs minimales de repos sur appui indiquées sur les plans de préconisation de pose du fournisseur.

Il appartient à l'entreprise chargée de la mise en œuvre sur le chantier de vérifier que, pour chaque prédalle et sur toute sa largeur, le repos sur appui « u » (voir *Figure 1* dans la partie Généralités du présent document) est supérieur ou au moins égal à la valeur minimale prescrite sur les plans de préconisation de pose. Si ce n'est pas le cas, l'entreprise doit :

- procéder immédiatement à la mise en place de lisses d'appui pour celles des prédalles concernées dont le repos d'appui est inférieur aux valeurs minimales ;
- avertir le bureau d'études structures de l'entreprise et le bureau d'études du fournisseur afin de s'assurer que ces repos d'appui restent compatibles avec les conditions de calcul et, le cas échéant, de prendre les dispositions adéquates.

Note : Des prescriptions sont données au paragraphe 2.7 de la présente section .

Les prédalles comportant des panneaux isolants placés en sous-face ne doivent pas reposer sur leurs appuis définitifs par l'intermédiaire de ces panneaux.

Jusqu'à durcissement du béton de clavetage, la réaction des charges appliquées (poids des prédalles et de la dalle collaborante rapportée, charges de construction) est reportée sur la lisse en tenant compte de la présence éventuelle d'étais intermédiaires. La stabilité du dispositif d'étalement doit être assurée, notamment par un contreventement efficace.

1.3.4 Étaisements

Le système d'étalement est généralement constitué par des lisses continues supportées par des étais. Une méthode de dimensionnement de ces éléments est donnée en Annexe B de la présente section.

1.3.4.1 Lisses d'appuis

Les lisses d'appui sont généralement parallèles aux supports et continues sous les prédalles.

1.3.4.2 Étalement intermédiaire

Les lisses d'étalement nécessaires sont réglées de niveau avec les appuis pour les prédalles ne présentant pas de contre-flèche, et mises au contact de leur sous-face dans le cas contraire.

Des étais complémentaires sont disposés dans les zones comportant des points singuliers (tels que trémies de grande dimension, par exemple).

1.3.4.3 Étalement particulier

Lorsque l'étalement est réalisé par d'autres dispositifs que ceux décrits ci-dessus (appuis ponctuels, ...), l'entreprise responsable de la réalisation du plancher doit s'assurer, avec l'aide éventuelle du fournisseur, que le mode de mise en œuvre retenu n'entraîne pas de sollicitations incompatibles avec la résistance du plancher pour la phase considérée.

1.3.5 Stabilité en phases provisoires

La stabilité des prédalles et des supports (réactions verticales et tenue au renversement) doit, en outre, être assurée durant toutes ces phases.

Le plancher ne peut être exploité (stockage, mise en œuvre du niveau supérieur, ...) qu'une fois la dalle de compression et les chaînages réalisés et ayant atteint la résistance nécessaire au regard des sollicitations considérées.

Dans le cas particulier d'un plancher à prédalles sans appui, l'enlèvement des lisses d'appui ne peut donc avoir lieu que lorsque la résistance du béton est suffisante, compte tenu des sollicitations de l'ouvrage.

1.4 Ferrailage et bétonnage du plancher

L'entreprise doit prendre en compte les plans de préconisation de pose du fournisseur et l'éventuel plan d'armatures complémentaires élaboré par le bureau d'études.

Le plan d'armatures complémentaires doit mentionner l'existence éventuelle d'un plan de préconisation de pose du fournisseur.

Note : Des spécifications complémentaires concernant les planchers à prédalles suspendues figurent au paragraphe 2.3 de la présente section.

1.4.1 Ferrailage

Les conditions de mise en œuvre sont conformes aux spécifications de la norme NF DTU 21.

1.4.1.1 Armatures sur joint

Ces armatures sont mises en œuvre dans le béton complémentaire au droit des joints entre deux prédalles, ou entre la prédalle et l'élément porteur de rive parallèle à la portée. Elles assurent la liaison transversale du plancher.

Elles sont disposées au-dessus de la prédalle, ménageant, sauf prescription contraire, un enrobage minimal de 10 mm.

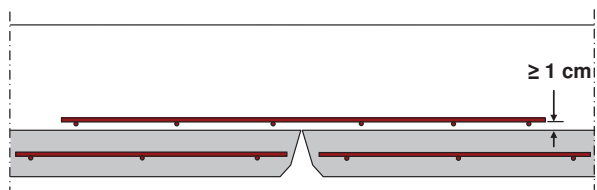


Figure 9 — Exemple d'armatures de pontage dans les cas courants



Figure 10 — Exemples d'armatures de pontage avec flexion transversale importante

1.4.1.2 Armatures supérieures de flexion longitudinale (chapeaux)

Les armatures en chapeaux doivent être disposées au plus près de la face supérieure du plancher, respectant l'enrobage minimum requis.

Ces armatures sont calées pour ne subir aucune déformation ou déplacement lors des opérations de bétonnage.

1.4.1.3 Armatures

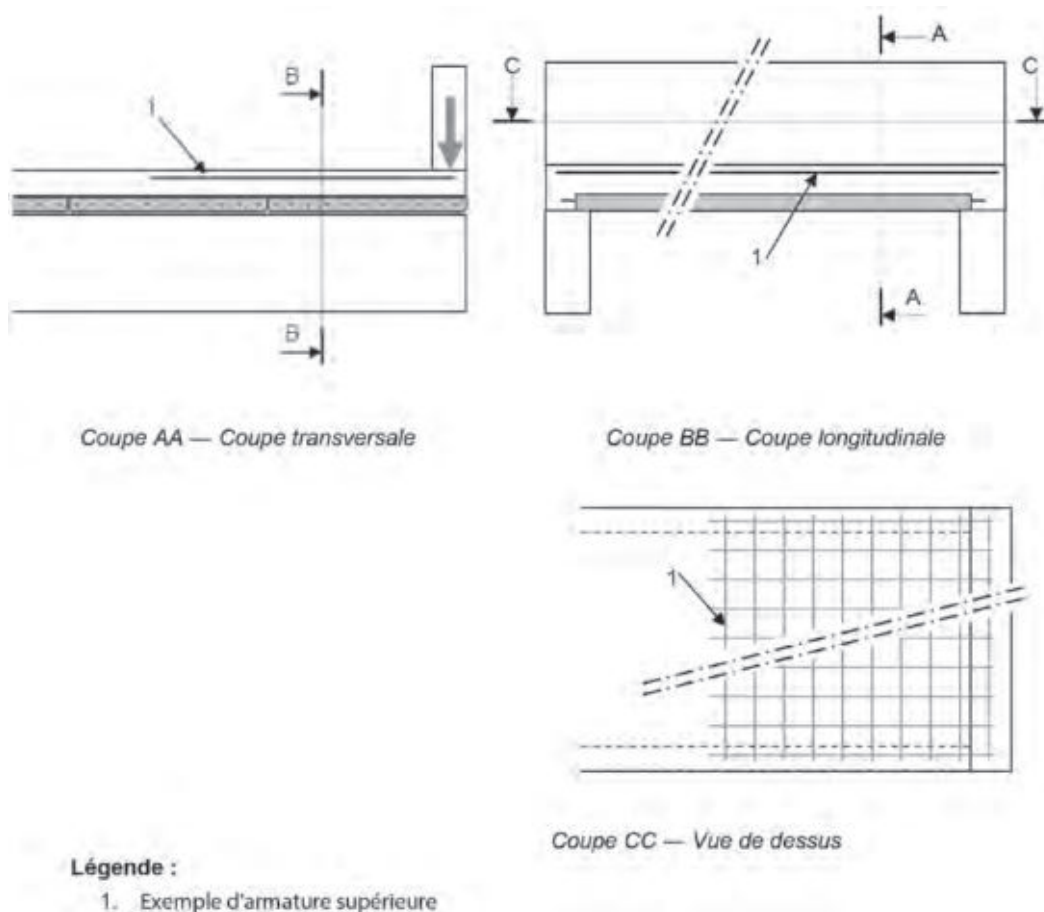
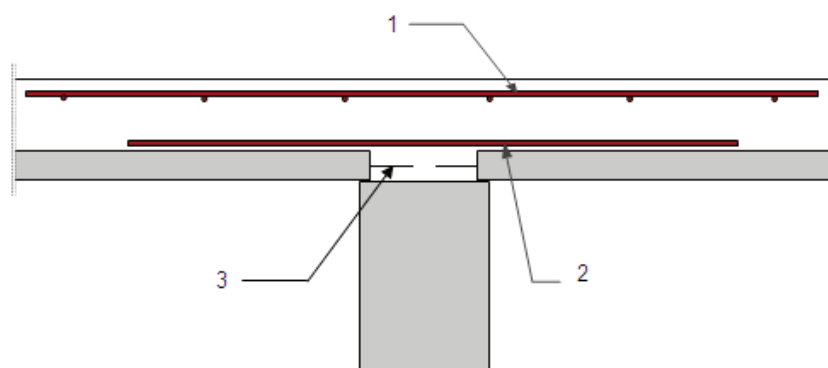


Figure 11 — Exemple d'armatures supérieures pour reprise de moment négatif sous flexion transversale

1.4.1.4 Armatures de couture hourdis-nervure

Lorsque le plancher sert de table de compression à des nervures qui lui sont associées, des armatures complémentaires peuvent être nécessaires. L'entreprise doit faire la synthèse des armatures requises pour le fonctionnement du plancher et de la poutre support.

Les armatures de couture hourdis-nervure peuvent être disposées indifféremment sur la hauteur du béton coulé en place.



Légende :

1. Chapeaux de dalle pouvant servir de couture
2. Armatures de couture hourdis-nervure complémentaires éventuelles
3. Armatures dépassantes des prédalles

Figure 12 — Position des armatures de couture hourdis-nervure

1.4.1.5 Renforts sur prédalles

La nature, la longueur et la position de ces armatures est précisée sur le plan de préconisation de pose établi par le fournisseur des prédalles. Elles sont disposées sur la prédalle, respectant un enrobage de 10 mm par rapport à la face supérieure de cette dernière.

1.4.1.5.1 Armatures longitudinales

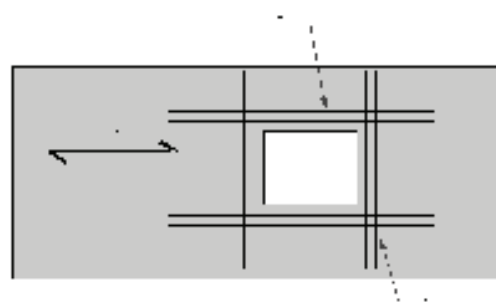
Ces armatures sont destinées à renforcer la résistance à la flexion du plancher dans le sens porteur principal.

1.4.1.5.2 Armatures inférieures de flexion transversale (ou armatures de répartition)

Ces armatures, destinées à renforcer transversalement le plancher, doivent être continues ou prolongées par recouvrement sur la zone à renforcer.

1.4.1.5.3 Renforts de trémies

La présence de trémies peut nécessiter de disposer des armatures de renfort longitudinales et de répartition. Les dispositions de ferrailage peuvent être représentées sur la vue en plan ou définies de façon simplifiée dans un détail type.



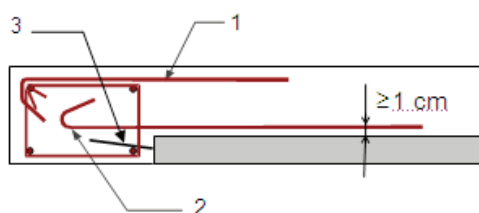
Légende :

1. Sens porteur
2. Renforts longitudinaux
3. Renforts de répartition

Figure 13 — Exemple de renforts de trémie (vue en plan)

1.4.1.5.4 Armatures complémentaires d'ancrage

Des armatures complémentaires d'ancrage peuvent être nécessaires au droit de certains appuis (par exemple, poutre noyée, fortes charges). Ces armatures, positionnées au-dessus de la prédalle, doivent être ancrées sur l'élément porteur. Elles doivent être maintenues pour éviter tout déplacement pendant le coulage du béton.



Légende :

1. Chapeaux de dalle
2. Armatures complémentaires d'ancrage éventuellement nécessaires si l'armature 3 est insuffisamment ancrée
3. Armatures dépassantes des prédalles

Figure 14 — Armatures complémentaires d'ancrage sur poutre noyée

1.4.1.6 Zones coulées en œuvre

En fonction du calepinage et de l'organisation du plancher, certaines parties doivent être coffrées. Le bureau d'études structures de l'entreprise doit définir le ferrailage à mettre en œuvre ainsi que les armatures de liaison (armatures de pontage ou renforts d'ancrage dans le cas de bandes noyées) à disposer entre le plancher à prédalles et la zone coulée en œuvre.

1.4.1.7 Armatures de poinçonnement

Lorsque le plancher est soumis à des charges localisées importantes, des armatures transversales peuvent être nécessaires au droit de ces charges.

L'entreprise chargée de la pose vérifie l'implantation des armatures par rapport aux plans.

1.4.2 Bétonnage

1.4.2.1 Chaînages et tables de compression de poutres

La classe de résistance du béton des chaînages et des tables de compression de poutres doit être supérieure ou égale à C25/30.

1.4.2.2 Dalle collaborante rapportée

La classe de résistance du béton coulé en œuvre de la dalle collaborante rapportée doit être supérieure ou égale à C25/30.

Note : Cette exigence peut correspondre à une résistance supérieure à celle résultant de certaines classes d'exposition dont la classe XC1 définie dans la norme NF EN 206/CN avec son Annexe nationale.

La face supérieure des prédalles doit être préalablement nettoyée et humidifiée avant coulage de la dalle collaborante rapportée.

1.4.2.3 Gaines et canalisations incorporées

1.4.2.3.1 Généralités

La densité des gaines et inserts ne doit pas affecter la résistance du plancher. Sauf prescription contraire des DPM, l'encombrement d'une gaine (ou d'un groupe de gaines) ne peut être supérieur à la mi-épaisseur du béton complémentaire. La distance libre entre deux gaines (ou deux groupes de gaines) est au moins égale à l'épaisseur du plancher.

La gaine (ou le groupe de gaines) incorporée dans le béton coulé en place doit satisfaire les spécifications du paragraphe 9.3 du DTU 21, avec l'exigence d'un enrobage inférieur par rapport à la surface de la prédalle d'au moins 10 mm.

Aucune gaine ou canalisation ne doit être incorporée, sans accord du bureau d'études de l'entreprise de gros œuvre, dans les chaînages, les chevêtres, les bandes noyées, les suspentes de prédalles et les consoles courtes.

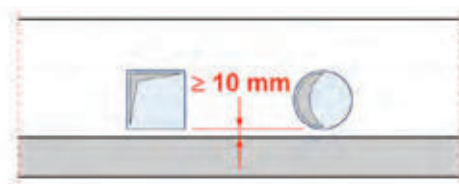


Figure 15 — Dispositions de gaines dans le plancher

S'il s'avère nécessaire de couper sur le chantier des raidisseurs (pour disposer des tubes de chauffage, par exemple), des étais supplémentaires doivent être disposés au droit des points faibles. D'autres dispositions peuvent s'avérer nécessaires. Il convient de se rapprocher systématiquement du fournisseur de prédalles.

1.4.2.3.2 Planchers chauffants et rafraîchissants

Lorsque des éléments de chauffage ou de rafraîchissement sont placés dans le béton de la dalle collaborante rapportée, la mise en œuvre doit être réalisée conformément aux prescriptions des normes et documents techniques en vigueur.

1.4.2.4 Planchers à prédalles nervurées

Le béton coulé en œuvre doit avoir une granulométrie et une consistance adaptées, compatibles avec les dimensions et le ferrailage des zones à couler en œuvre.

2. Règles d'exécution particulières

Lors de la réalisation des zones singulières (réservations, porte-à-faux, ...), il est nécessaire de mettre en place un dispositif d'étalement adapté, sauf spécifications contraires du fournisseur de prédalles.

2.1 Réalisation des réservations

Les réservations sont prévues sur les plans d'exécution.

2.1.1 Percements

Les percements de faibles dimensions sont réalisés sur chantier suivant les spécifications du fournisseur et après son approbation.

Sauf cas particulier, le positionnement des percements peut être adapté pour tenir compte du positionnement des armatures de la prédalle.

Note : Les percements par sciage et/ou carottage sont à privilégier. Le burinage au marteau piqueur est à proscrire.

2.1.2 Trémies sans chevêtre

La largeur de ces trémies, perpendiculairement à la portée, doit être au plus égale à 60 cm.

Ces trémies sont réalisées à la fabrication de la prédalle. Des renforts d'armatures de répartition et d'armatures longitudinales seront mis en place autour de la trémie suivant les spécifications du fournisseur.

Elles peuvent éventuellement être réalisées sur chantier à condition qu'elles aient été prévues au projet.

Les percements par sciage ou carottage sont à privilégier. Le burinage au marteau piqueur est à proscrire.

2.1.3 Trémies avec chevêtre

Pour les trémies autres que celles visées au paragraphe précédent, il est nécessaire de réaliser un chevêtre en béton armé.

Ce chevêtre pourra être réalisé :

- soit en extrémité de prédalle, les armatures de flexion du chevêtre pouvant être posées sur la prédalle ou intégrées dans cette dernière (Figure 16) ;

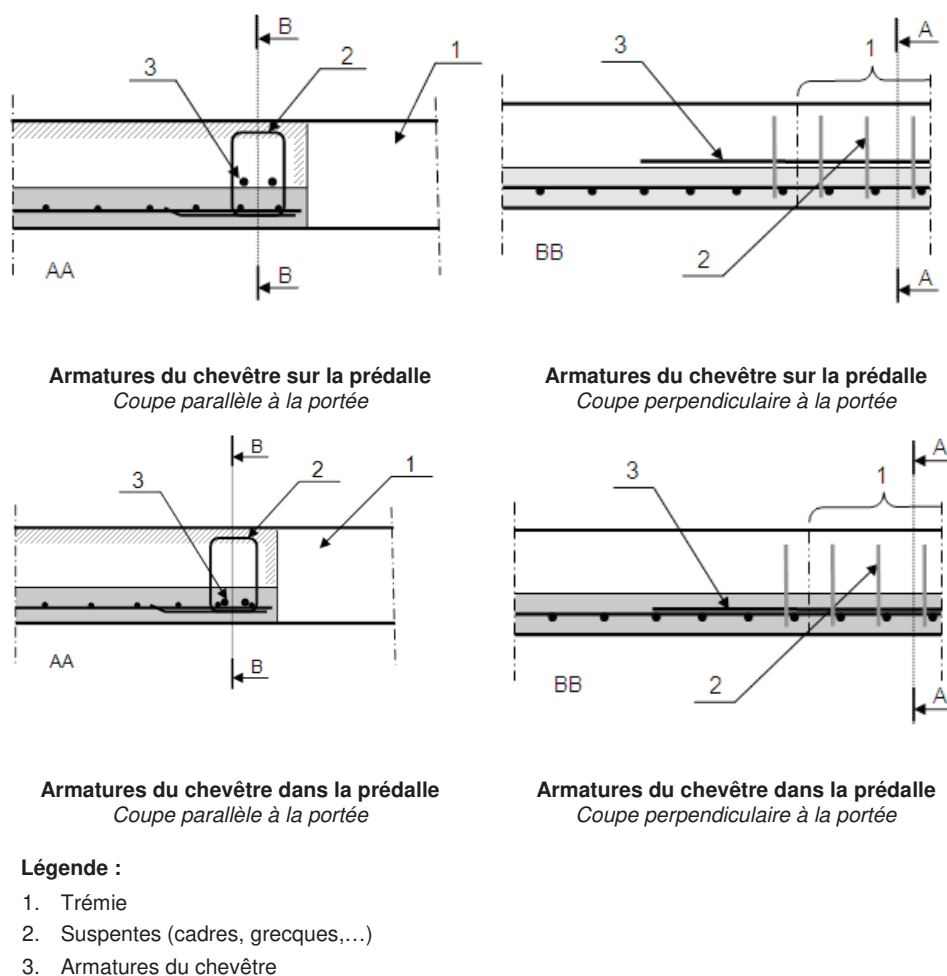


Figure 16 — Schéma de principe du chevêtre en béton armé avec suspentes dans la prédalle

- soit dans la hauteur totale du plancher avec des dispositions d'armatures de prédalles conformes aux prescriptions du paragraphe 2.6 de la présente section. Dans ce cas, les dispositions de ferrailage de la bande noyée sont réalisées conformément aux plans d'exécution établis par le bureau d'études structures de l'entreprise de gros œuvre (Figure 17).

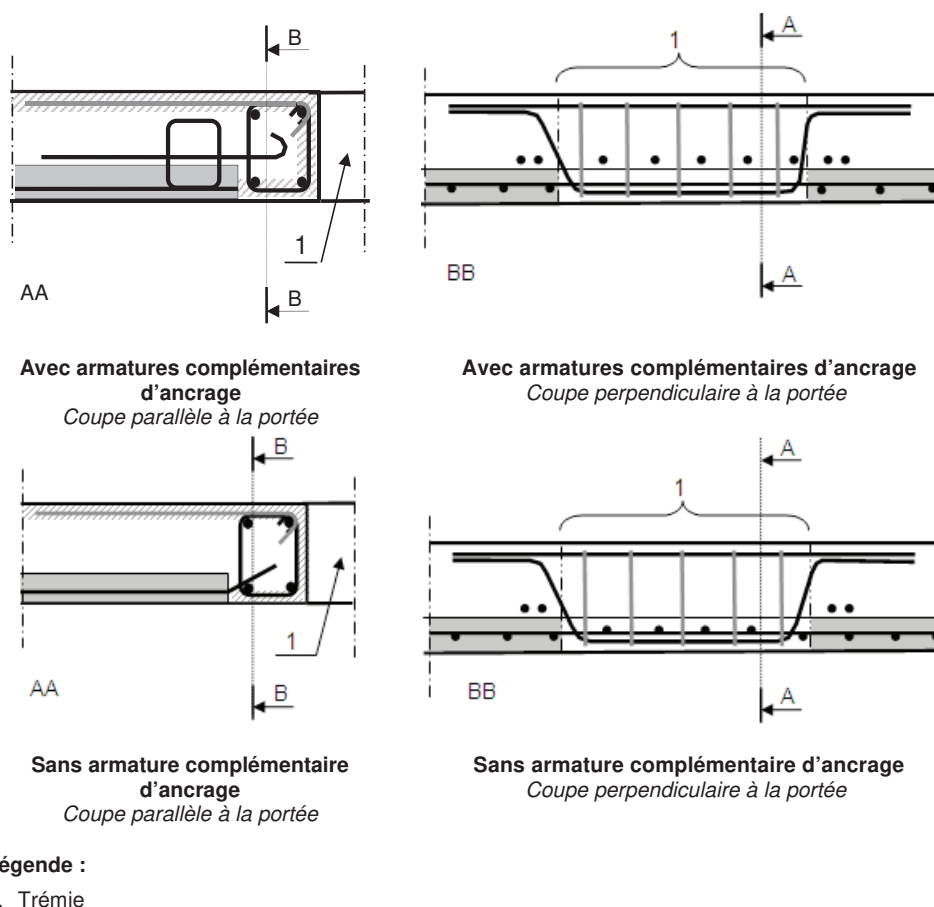


Figure 17 — Schéma de principe du chevêtre en béton armé coulé en œuvre

2.2 Réalisation des porte-à-faux

Seul l'emploi de prédalles interrompues sur appui est envisageable pour la réalisation de porte-à-faux.

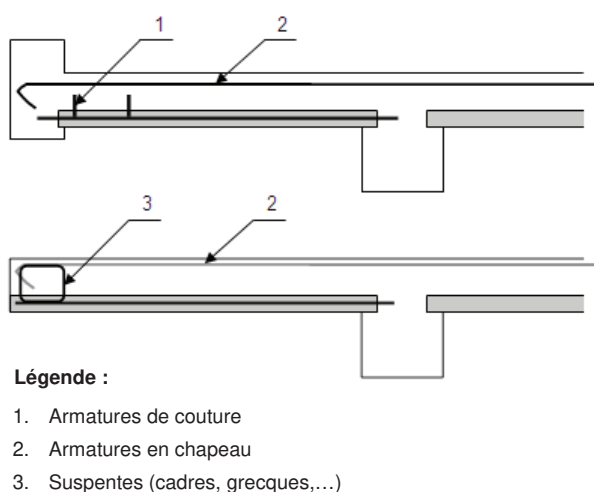


Figure 18 — Porte-à-faux pour les planchers à prédalles

En fonction de la longueur du débord et des charges appliquées, des armatures de coutures peuvent être nécessaires sur la partie en porte-à-faux et/ou sur la zone d'équilibrage. Ces armatures sont dimensionnées conformément au paragraphe 5 de la Section A du présent document.

Le porte-à-faux doit être réalisé conformément aux plans d'exécution établis par le bureau d'études structures de l'entreprise de gros œuvre.

Ces plans préciseront les dispositions de ferrailage sur le porte-à-faux et sur la travée d'équilibrage ainsi que les dispositions constructives particulières.

La classe de résistance du béton coulé en œuvre est portée sur les plans de préconisation de pose, sans être inférieure à C25/30.

2.3 Dispositions pour les planchers suspendus

2.3.1 Généralités

La mise en œuvre de planchers à prédalles suspendues nécessite une attention particulière sur :

- la position des boîtes d'attentes dans le voile ;
- le diamètre, l'espacement, la géométrie et les dimensions des armatures en attente.

Note 1 : La mise en place de fiches d'auto-contrôle permettant d'assurer le traitement des non-conformités et la traçabilité de la conformité aux dispositions de l'Annexe F de la Section A du présent document constitue une solution acceptable. Voir le modèle de fiche d'auto-contrôle en Annexe C du présent document.

Les boîtes d'attentes doivent être choisies et positionnées conformément aux plans du bureau d'études structures.

Note 2 : Il est conseillé que le bureau d'études structures établisse des plans de détail précis (échelle 1/2) du nœud accompagnant les plans de ferrailage des supports.

En particulier, ces plans doivent indiquer :

- le type de boîtes d'attentes à utiliser (boîtes symétriques ou dissymétriques, encombrement vertical, diamètre, espacement et longueur des armatures) ;
- l'implantation verticale de la boîte d'attentes par rapport à un repère de niveau convenablement choisi ;
- l'enrobage minimum à respecter compte tenu de la classe d'exposition du béton ;
- la tolérance retenue pour l'implantation verticale des attentes ;

Note 3 : L'Annexe F de la Section A du présent document précise les deux valeurs de tolérance à retenir correspondant aux tolérances « courante » (25 mm) ou « fine » (15 mm).

- la hauteur des suspentes ;
- la distance maximale entre le brin avant de la suspente et le nu de l'élément porteur ;
- les armatures complémentaires de renforts à introduire dans les suspentes (diamètre et position) ;
- les autres armatures à ajouter dans le nœud.

Le fournisseur de prédalles fournit à l'entreprise de gros œuvre des coupes types des différentes configurations géométriques couvertes par le plan, complétées éventuellement par un tableau précisant les cotes nécessaires à la réalisation de ces assemblages.

Note 4 : Cette disposition d'appui réalisée avec des boîtes d'attentes nécessite une épaisseur de dalle rapportée en béton au moins égale à 12 cm.

2.3.2 Préparation et mise en œuvre des boîtes d'attentes

Avant la mise en œuvre des prédalles, il est nécessaire de vérifier par rapport au plan de préconisation de pose du fournisseur :

- la longueur des prédalles ;
- pour les suspentes, l'enrobage par rapport à l'about de la prédalle (≥ 10 mm), la position, la hauteur et l'état ;

Note 1 : La certification NF vaut la preuve du respect de ces exigences.

- pour les suspentes, le façonnage des suspentes livrées préalablement repliées à l'horizontale.

Lorsque des boîtes d'attentes sont utilisées, il convient de les mettre en place après en avoir repéré l'orientation (sens de dépliage des attentes) et de couler le support de façon à respecter les tolérances de position verticale des boîtes d'attentes par rapport à la sous-face du plancher (tolérance courante : 25 mm ; tolérance fine : 15 mm).

Pour cela, les solutions suivantes prises individuellement ou combinées sont préconisées :

- fixation directe sur le coffrage par le moyen d'aimants spécifiques au procédé de boîtes d'attentes retenu (cas des banches métalliques) ;
- ligature avec le ferrailage vertical ;
- mise en place d'entretoises permettant d'améliorer le maintien des boîtes d'attentes.

Note 2 : Il est conseillé de prévoir un espacement entre les boîtes d'attentes (d'une longueur d'environ 25 cm) pour les opérations de coulage du béton à la benne.

2.3.3 Ferrailage et bétonnage des voiles

Le ferrailage du voile, effectué conformément au plan de ferrailage, ne doit pas modifier le positionnement des boîtes d'attentes.

Note 1 : Si une collision entre armatures se produit, il convient d'obtenir l'accord du bureau d'études structures pour découpe et remplacement.

Note 2 : La mise en place de fiches d'auto-contrôle permettant de vérifier le positionnement des boîtes dans le voile est conseillée.

Le bétonnage des voiles doit permettre de maintenir la position des boîtes d'attentes en adaptant la plasticité du béton ou en se servant de l'espacement entre boîtes d'attentes, le cas échéant.

Il convient de vérifier au décoffrage la bonne implantation des boîtes d'attentes.

Note 3 : L'utilisation d'une fiche d'auto-contrôle permet de satisfaire à cette vérification.

2.3.4 Mise en place des prédalles

L'entreprise met en place le dispositif d'étaielement conformément aux prescriptions du fournisseur.

Note 1 : Il est conseillé de mettre en place une lisse de rive à une distance inférieure à 30 cm du nu du voile.

L'entreprise de gros œuvre pose les prédalles sur le dispositif d'étaielement stabilisé, en s'assurant que la distance d_s mesurée entre les suspentes et le nu intérieur du support est inférieure à la valeur figurant sur les plans de préconisation de pose du fournisseur de prédalles (Figure 19).

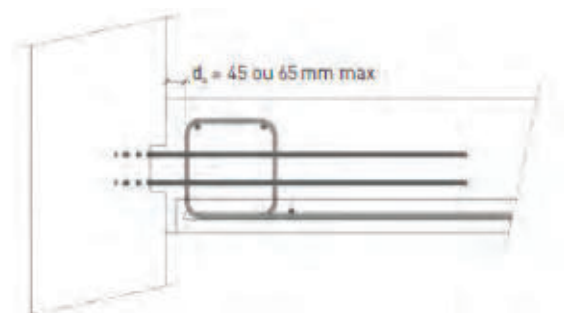


Figure 19 — Distance maximale effective d_s

Cette valeur de d_s est prise égale à :

- 45 mm dans le cas de planchers à prédalles suspendues à une seule extrémité ;
- 65 mm dans le cas de planchers à prédalles suspendues aux deux extrémités ;

Dans le cas où des armatures sont scellées *a posteriori*, il convient de procéder au piquage du support.

L'entreprise procède ensuite de manière alternée et à l'avancement au :

- dépliage des suspentes sortant des prédalles ;
- dépliage des attentes.

Pour cela, l'utilisation d'un outil permettant de n'avoir qu'un seul dépliage par suspenste et par attente est indispensable.

Note 2 : Cette préconisation permet d'éviter l'effet baïonnette. Le redressage est considéré satisfaisant lorsque l'armature de diamètre ϕ s'inscrit à l'intérieur d'un cylindre virtuel de diamètre 2ϕ .

Les filants sont ensuite introduits et ligaturés en partie haute des suspentes, au contact du retour horizontal.

2.4 Dispositions pour les rupteurs thermiques

Les dispositions constructives sont réalisées conformément aux Avis Techniques des procédés et aux spécifications des fournisseurs. Ces dispositions doivent être prises en compte dès la conception.

Note : Cette disposition d'appui, délicate de réalisation, nécessite une attention particulière.

Dans certains cas, les prédalles peuvent comporter des suspentes et être amenées au contact du rupteur thermique. Des armatures complémentaires peuvent être nécessaires en complément des armatures intégrées dans les rupteurs thermiques.

Le responsable de l'exécution doit vérifier avant le coulage la conformité avec les plans du bureau d'études structures de l'entreprise.

2.5 Disposition pour les goujons

Les dispositions constructives sont réalisées conformément aux Avis Techniques des procédés et aux spécifications des fournisseurs. Ces dispositions doivent être prises en compte dès la conception.

L'attention est attirée sur l'importance des frettages renforts à disposer en bordure des goujons (Figures 20 et 21).

Ces renforts, destinés à transmettre l'effort tranchant localisé amené par le goujon à l'ensemble de la masse de béton environnante, sont organisés et façonnés de telle sorte que l'ensemble de la pièce en béton soit sollicité par l'effort tranchant incident.

Cette prescription conduit dans le cas des planchers à prédalles à façonner ces renforts en forme de cadres ou de U disposés dans un plan vertical de part et d'autre du goujon de telle sorte que les côtés horizontaux du cadre (ou les branches du U) soient voisines des faces inférieures et supérieures de la partie coulée en place.

Leur façonnage doit être tel que les distances effectives aux faces les plus proches (supérieure vis-à-vis de la face supérieure de dalle, inférieure vis-à-vis de la face inférieure de la partie coulée en place à l'interface avec la prédalle et latérale vis-à-vis du parement vertical de bord de dalle) n'excède jamais 3 cm, toutes tolérances épuisées.

La distance verticale effective de l'axe du goujon à l'extrémité de la partie rectiligne d'une armature transversale de renfort est au moins égale à la distance horizontale effective d (Figure 21) entre l'axe du goujon et l'axe de l'armature transversale considérée. L'armature doit être ancrée au-delà de l'extrémité de la partie rectiligne.

Dans le cas où l'enrobage supérieur (C_{sup}) ou inférieur (C_{inf}) effectif excède 3 cm, on procède au calcul du goujon avec une épaisseur de dalle fictive qui ne prend pas en compte l'enrobage au-delà de 3 cm.

La fermeture des cadres de frettage est disposée du côté intérieur de la dalle (Figures 20 et 21).

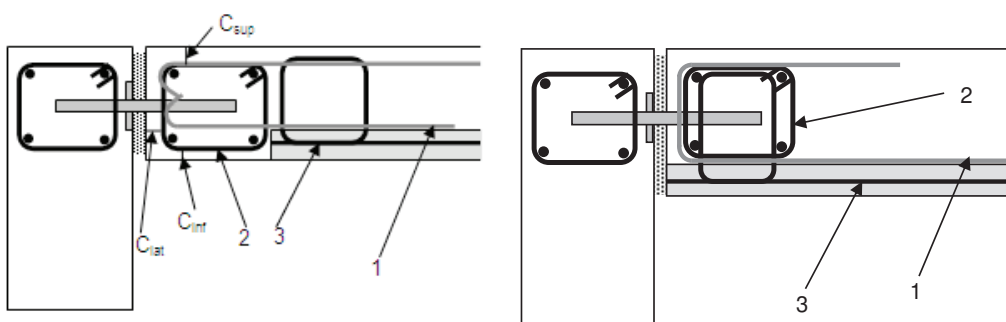
Les armatures complémentaires sont définies par le bureau d'études structures de l'entreprise.

Les prédalles comportent des suspentes ou des barres relevées.

Sauf justification particulière, les prédalles précontraintes sont amenées au niveau du joint de dilatation.

Le responsable de l'exécution doit vérifier avant le coulage la conformité avec les plans du bureau d'études structures de l'entreprise.

La mise en œuvre de planchers à prédalles avec goujons nécessite une attention particulière (voir le modèle de fiche d'auto-contrôle en Annexe C du présent document).



Légende :

1. Armatures d'ancrage
2. Armatures de renfort (cadres ou U)
3. Suspentes (cadres, grecques,...)

Figure 20 — Exemples de ferrailage dans le cas d'appui sur goujons

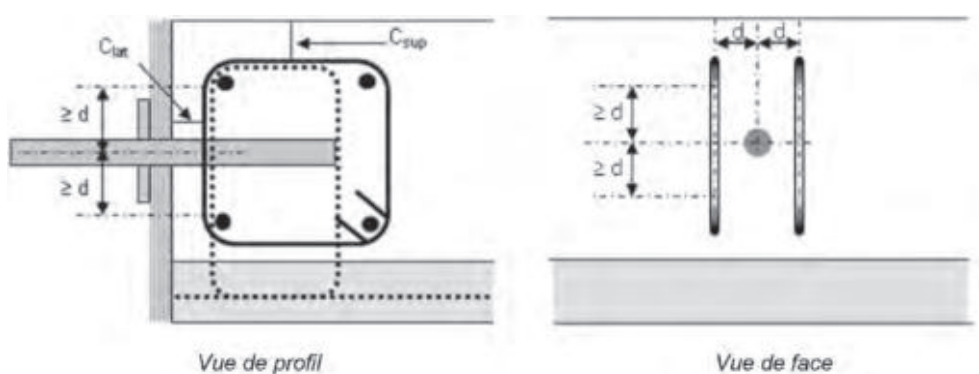
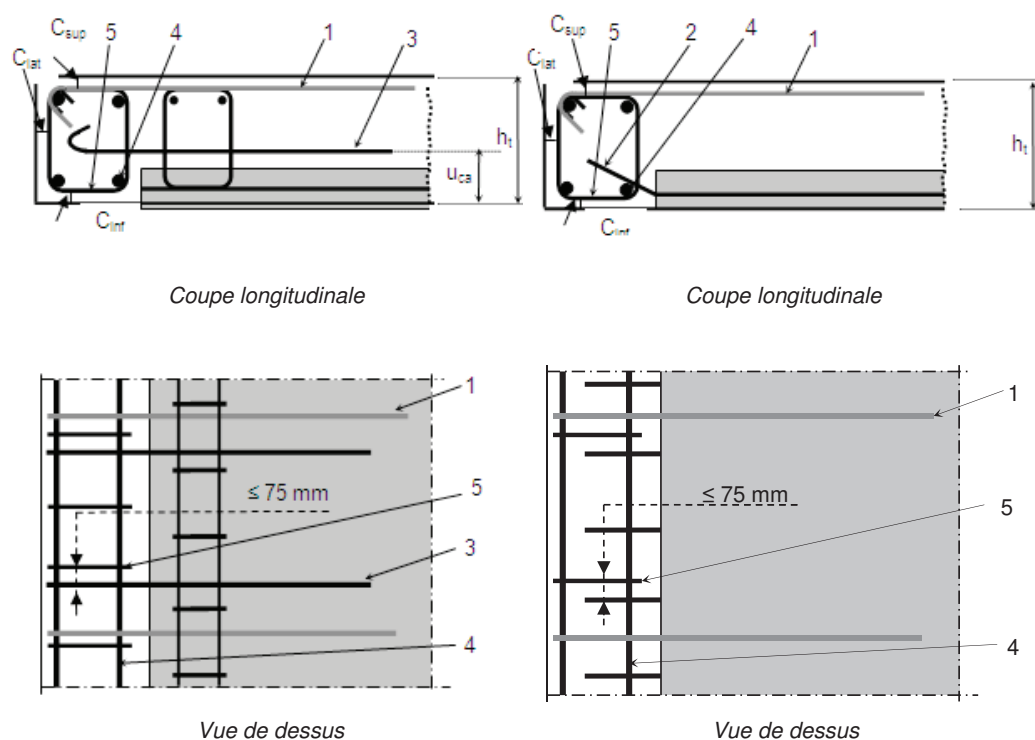


Figure 21 — Dimension minimale des armatures de renfort en fonction de leur distance avec le goujon

2.6 Dispositions pour les appuis sans retombée

Lorsque des armatures sont mises en place au-dessus de la prédalle dans le béton coulé en œuvre, les dispositions définies au 1.3.2 sont applicables sous réserve que la condition $u_{ca} \leq h_t / 2$ soit satisfaite.



Légende :

1. Chapeaux de dalle
2. Armatures d'ancrage
3. Armatures complémentaires d'ancrage
4. Armature diamètre 12 mm minimum
5. Armature transversale

Figure 22 — Scellement des armatures en attente dans une poutre noyée

Les armatures d'ancrage doivent passer au-dessus d'une armature longitudinale de l'élément porteur de diamètre minimal 12 mm.

La distance entre-axes entre une armature d'ancrage et l'armature transversale la plus proche doit être inférieure ou égale à 75 mm.

2.7 Cas de repos effectif insuffisant

Lorsqu'il est constaté sur le chantier que les prescriptions d'appui définies sur les plans de préconisation de pose ne sont pas respectées, l'entreprise doit procéder sans délai à la mise en place de lisses d'appui pour les prédalles concernées dont le repos d'appui est inférieur aux valeurs minimales (paragraphe 1.3.3 de la présente section). L'entreprise définit les dispositions à prendre.

Trois cas peuvent se présenter :

- si la pénétration de l'armature sur l'appui (notée a' sur la Figure 23) est suffisante, aucune disposition complémentaire n'est à prendre ;
- si la pénétration de l'armature sur l'appui (a') n'est pas suffisante mais supérieure ou égale à 50 mm et si le retrait de la prédalle est inférieur ou égal à 50 mm (configuration représentée en Figure 23), alors une solution de renforcement par cadres de suspension telle que décrite dans la suite de ce paragraphe peut être utilisée et les prescriptions du paragraphe 6.3 de la Section A du présent document s'appliquent ;

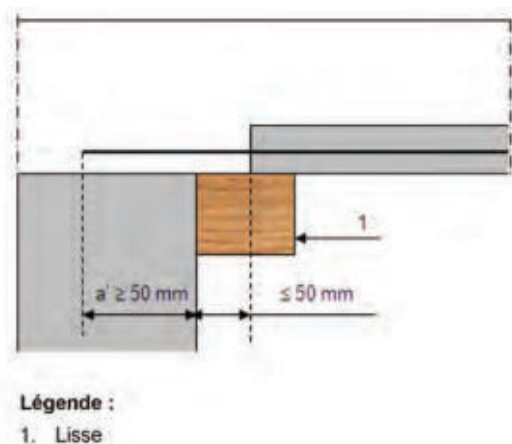


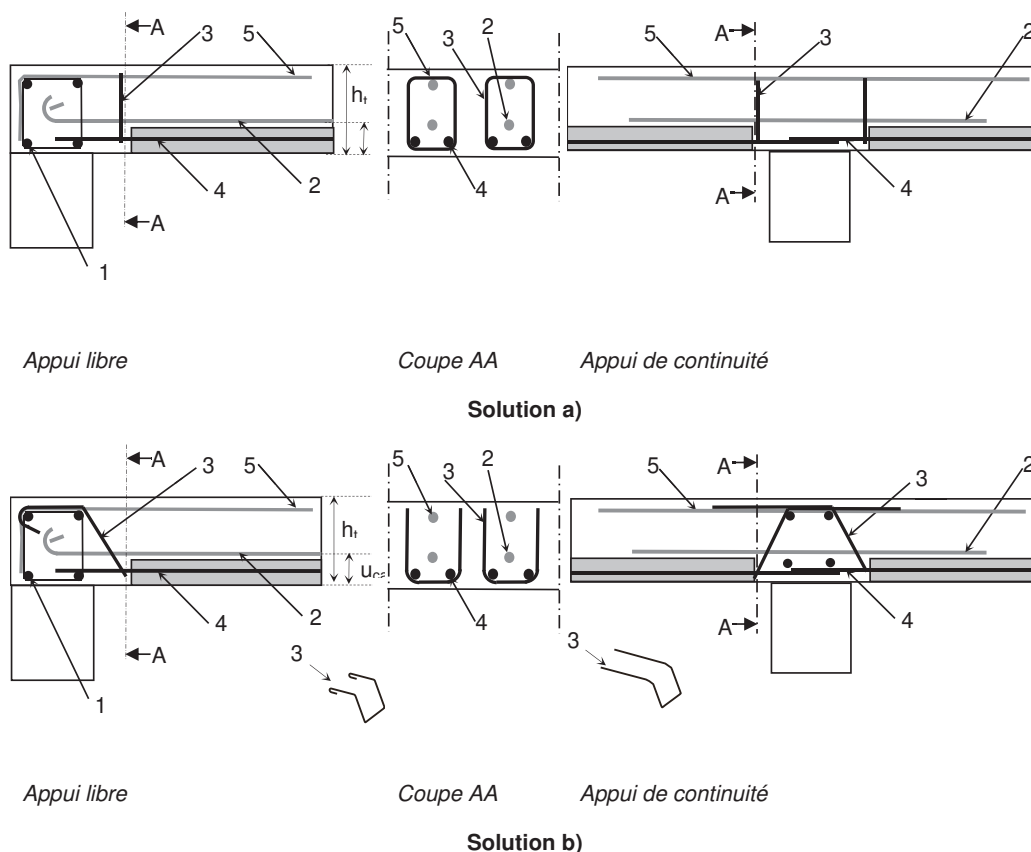
Figure 23 — Repos effectif insuffisant

- dans le cas d'un appui insuffisant ne respectant pas ces deux conditions (pénétration de l'armature sur l'appui (a') inférieur à 50 mm ou retrait de la prédalle supérieur à 50 mm), une étude spécifique doit être réalisée. À défaut de justification du nouveau fonctionnement mécanique de l'appui, la prédalle doit être mise au rebut.

Dans le cas de plancher à prédalles ayant un appui libre et un appui de continuité, il est recommandé de réaliser les conditions normales d'appui en rive, les dispositions qui suivent étant appliquées à l'appui de continuité.

Lorsque des cadres de suspension sont nécessaires, ils doivent entourer les armatures principales sortant en attente de la prédalle, le plus près possible de l'about de cette dernière. Leurs branches horizontales doivent enserrer les barres supérieures de l'élément porteur, par exemple armature longitudinale du chaînage (Figure 24, solution b). Les cadres peuvent également enserrer les armatures supérieures du plancher (Figure 24, solution a).

L'armature de renfort d'ancrage éventuelle doit être disposée dans la moitié inférieure de la hauteur totale du plancher, faute de quoi cette disposition n'est plus acceptable (soit $u_{ca} \leq h_t / 2$ sur la Figure 24).



Légende :

1. Armatures du chaînage
2. Armatures complémentaires d'ancrage
3. Armatures de suspension
4. Armatures de la prédalle
5. Chapeau

Figure 24 — Exemples de dispositions d'appui dans le cas de repos effectif insuffisant

2.8 Réalisation des finitions

2.8.1 Percements et fixations *a posteriori*

Les percements et fixations *a posteriori* dans les planchers terminés sont possibles à condition de repérer les armatures, par exemple au moyen d'un pachomètre. Si lors des percements ou scellements, des armatures sont coupées ou endommagées, l'entreprise devra se rapprocher du fournisseur de prédalles pour vérifier la résistance du plancher.

Si les DPM (Documents Particuliers du Marché) précisent que des fixations ou des percements de petites dimensions, dont la position ne peut être déterminée au projet, sont à réaliser *a posteriori*, il faut prévoir un surcroît d'armatures susceptibles de compenser la réduction de résistance estimée en fonction de la disposition et des dimensions des percements.

Note 1 : L'expérience montre qu'un renforcement de l'ordre de 10 % est souvent suffisant. Il est rarement nécessaire de prévoir un renforcement supérieur à 20 %.

Les modes de fixation ne doivent pas faire éclater le béton.

Note 2 : Le système de fixation par pistoscellement doit faire l'objet d'un Avis Technique particulier autorisant son utilisation en sous-face des prédalles.

2.8.2 Réalisation des plafonds

2.8.2.1 Généralités

Pour le traitement des joints, ces derniers sont soit laissés apparents, soit rebouchés à l'aide d'un produit explicitement destiné à cet usage. Les conditions de mise en œuvre doivent respecter les prescriptions du fabricant.

En l'absence d'indication des DPM, la sous-face des prédalles est considérée comme un parement ordinaire au sens de la norme NF DTU 59.1.

Note : Cette norme prescrit notamment de s'assurer de la compatibilité des peintures avec le support béton.

L'application éventuelle d'un enduit plâtre en sous-face des prédalles nécessite un traitement particulier de la surface du béton pour favoriser l'adhérence ou l'application d'un produit d'accrochage, conformément à la norme NF DTU 25.1.

L'attention est attirée sur les dispositions particulières à adopter pour la réalisation d'un enduit plâtre en sous-face de prédalle avec panneaux isolants ou panneaux de fibragglo.

2.8.2.2 Traitement des joints

Lorsque le joint doit être traité, les prescriptions du présent paragraphe s'appliquent.

Le traitement du joint doit être réalisé le plus tard possible, à partir du moment où le béton coulé en œuvre a déjà fait l'essentiel de son retrait, après l'enlèvement des étais et la réalisation des cloisons lourdes et des chapes, et dans tous les cas, après la mise hors d'eau et hors d'air du bâtiment.

Pour la préparation du support, l'entreprise doit décaper les éventuelles coulures de laitance, gratter et brosser le support afin d'éliminer les parties friables puis dépoussiérer. Le traitement des défauts locaux (épaufrures, désaffleurement) doit être réalisé avec un mortier de réparation adapté. Dans ce cas, un temps de séchage de 10 jours minimum est indispensable avant l'application du produit de joint.

Les conditions d'utilisation (stockage, températures limites d'utilisation, ...) préconisées par le fabricant du produit de joint doivent être respectées.

Sauf prescriptions particulières définies dans les DPM, un joint est considéré satisfaisant si :

- la largeur e du joint est inférieure ou égale à 20 mm (Figure 25a) ;
- le désaffleurement a du joint est inférieur à 10 mm (Figure 25b).

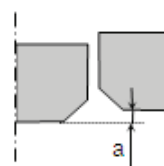
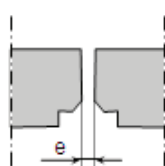
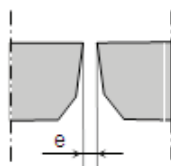
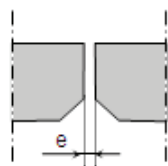


Figure 25a

Figure 25b

Figure 25 — Largeur et désaffleurement du joint (exemple)

Lorsque la pose conduit à des joints ne respectant pas les critères ci-dessus, l'entreprise définira la solution adaptée à leur traitement.

3. Tolérances d'exécution

Sauf indications contraires mentionnées dans les DPM, les tolérances définies dans la norme NF DTU 21 s'appliquent.

De plus, la tolérance sur la distance libre entre les éléments supports est prise égale à 20 mm.

Annexe A

Réception, déchargement et stockage

A1. Réception

La réception des prédalles et des différents matériels est effectuée par l'entreprise ou son représentant.

À la préhension de chaque prédalle, dès que celle-ci devient visible sur toutes ses faces, il convient que l'entreprise ou son représentant chargé de la réception note sur le bordereau d'expédition les éventuels vices apparents. En outre, pour tout produit présentant une défectuosité de nature à compromettre la solidité, cette personne avertit immédiatement le fournisseur et décide avec lui des conditions d'utilisation ou de mise au rebut dudit produit.

Une attention particulière est recommandée sur l'état des boucles de levage et/ou des inserts prévus à cet effet. Il est procédé de la même manière pour la réception des accessoires de levage et des divers éléments joints à la livraison.

Cette réception ne peut avoir lieu qu'après consultation des documents établissant la conformité des matériels aux prescriptions réglementaires et formulant un avis sur la possibilité de leur mise en service.

Il convient que l'entreprise ou son représentant chargé de la réception s'assure :

- des vérifications et des examens portant sur les accessoires de levage ;
- de l'information du personnel chargé de la pose.

Dès l'opération de déchargement des prédalles et des matériels terminée, le bordereau signé conjointement par le transporteur et l'entreprise ou son représentant chargé de la réception est remis à l'usine dans le délai figurant dans les conditions de vente du fournisseur.

A2. Déchargement et stockage

Le déchargement et le stockage éventuel des prédalles et des différents matériels sont réalisés sur le chantier sous la responsabilité de l'entreprise. La coordination de ces opérations est assurée par une personne soumise à la discipline générale du chantier, préposée à la conduite de la manœuvre, formée et connaissant toutes les consignes de mise en œuvre du produit et d'utilisation des appareils et accessoires de levage.

L'entreprise chargée de la pose est responsable du positionnement des prédalles sur l'aire de stockage. Il est recommandé que celle-ci se conforme aux indications fournies par le fournisseur concernant la position et les dimensions des cales ainsi que le mode d'empilage.

L'entreprise chargée de la pose est responsable de la bonne conservation des prédalles sur l'aire de stockage, ainsi que des accessoires de levage.

Les matériels de manutention et de montage sont stockés dans les conditions fixées par les fournisseurs de ces matériels et conservés dans un endroit désigné par l'entreprise chargée de la pose, de manière à éviter toute dégradation ainsi que l'emploi par des tiers non autorisés.

La manutention des prédalles sur le chantier peut être réalisée soit avec le matériel de manutention appartenant à l'entreprise chargée de la pose, soit à l'aide des accessoires de levage fournis par le fournisseur des prédalles.

Dans l'un ou l'autre cas, la manutention est réalisée conformément aux indications communiquées par les fournisseurs (nature du dispositif de levage à utiliser, angle d'élingage, type de palonnier, position des points de préhension, ...).

Annexe B

Calcul des étalements intermédiaires et des lisses de rive

La charge de construction prise en compte pour le dimensionnement du dispositif d'étalement peut être prise égale à 2 kN/m².

Note 1 : Cette valeur a été déterminée dans l'hypothèse d'une faible accumulation de béton et d'un personnel en nombre limité. Lorsque ces conditions ne sont pas satisfaites, l'entreprise doit définir l'intensité à prendre en compte.

Note 2 : Cette charge de construction ne doit pas être confondue avec la charge de chantier prise en compte pour la vérification des prédalles en phases provisoires.

Dans le cas courant de prédalles minces sans contre-flèche, à partir de la charge de construction ci-dessus, les valeurs des réactions d'appui par mètre linéaire sur les lisses et la réaction sur les étais en fonction de leur écartement sont déterminées comme suit :

Tableau B1 — Valeurs des réactions d'appui sur les lisses et les étais

	En situation intermédiaire	En rive
Sur les lisses (en kN/ml)	$P_{L(i)} = 1,25 \times (G_1 + G_2 + Q_E) \times ALi_{(i)}$	$P_{L(r)} = (G_1 + G_2 + Q_E) \times ALr_{(i)}$
Sur les étais (en kN)	$R_{E(i)} = 1,25 \times P_{L(i)} \times a$	$R_{E(r)} = 1,25 \times P_{L(r)} \times a$

Note : Pour les prédalles épaisses ou avec contre-flèche, le poids propre de la prédalle est supporté en totalité par les lisses de rive éventuelles.

Où :

- $P_{L(i)}$ est la réaction d'appui par mètre linéaire sur les lisses intermédiaires, en kN/ml ;
- $P_{L(r)}$ est la réaction d'appui par mètre linéaire sur les lisses de rive, en kN/ml ;
- G_1 est le poids propre des prédalles, en kN/m² ;
- G_2 est le poids propre du béton coulé en œuvre, en kN/m² ;
- Q_E est la charge de construction (définie ci-dessus), en kN/m² ;
- $ALi_{(i)}$ est la surface de plancher supporté par mètre linéaire de lisse intermédiaire Li sur l'appui intermédiaire numéro i , en m²/ml ;
- $ALr_{(i)}$ est la surface de plancher supporté par mètre linéaire de lisse de rive Lr , sur la rive numéro j , en m²/ml ;
- $R_{E(i)}$ est la réaction d'appui sur les étais intermédiaires, en kN ;
- $R_{E(r)}$ est la réaction d'appui sur les étais de rive, en kN ;
- a est la distance entre étais dans le sens transversal, en m.

Dans les expressions ci-dessus, les réactions sur les lisses et les étais en rive sont déterminées en considérant que les lisses de rive sont situées au nu des appuis définitifs.

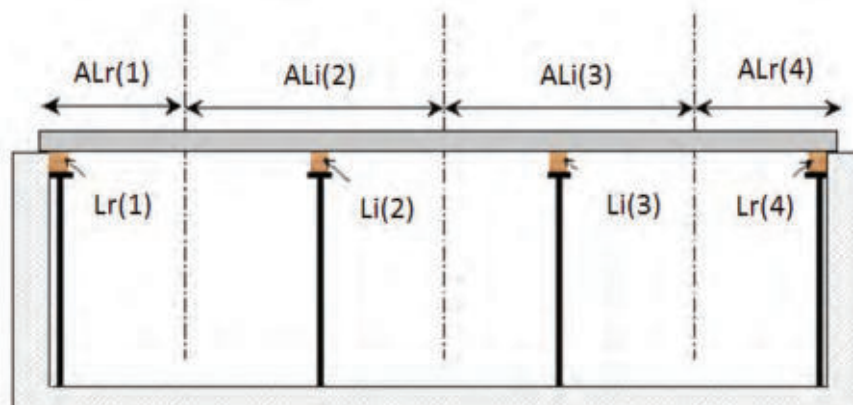


Figure B1 — Étalement des prédalles

Annexe C

Exemples de fiches d'auto-contrôle

C1. Cas des prédalles suspendues

FICHE CONTRÔLE : RECEPTION PREDALLES SUSPENDUES ET BOITES D'ATTENTE					
Entreprise :					
Chantier :					
Bâtiment :	Niveau :				
Date :	Nom :				

RECEPTION PREDALLES SUSPENDUES			
	Conformité		Observations
1 - ETAT GENERAL (stockage camion, alignement chevrons, ...)	C	NC	
2 - PREDALLES SUSPENDUES CERTIFIEES NF OU EQUIVALENT			
Vérification marquage prédalles	C	NC	
Cas particulier de prédalles suspendues non certifiées NF ou équivalent			
Longueur (tolérance ± 2 cm)	C	NC	
Suspentes (diamètre, espacement, hauteur, enrobage)	C	NC	
Filants (diamètre)	C	NC	
3 - FACONNAGE DES SUSPENTES (PAR RAPPORT PLAN)	C	NC	

RECEPTION DES BOITES D'ATTENTE			
	Conformité		Observations
BOITES D'ATTENTE CERTIFIEES AFCAB OU EQUIVALENT			
Vérification bon de livraison	C	NC	
Présence notice d'utilisation	C	NC	
Cas particulier de boîtes d'attente non certifiées AFCAB ou équivalent			
Dimensions en hauteur	C	NC	
Encombrement vertical des armatures	C	NC	
Diamètre, espacement et longueur des armatures	C	NC	

FICHE CONTRÔLE : IMPLANTATION BOITES D'ATTENTE ET PREDALLES SUSPENDUES			
Entreprise :		Tolérance retenue :	± 15 mm
Chantier :		(entourer) :	± 25 mm
Bâtiment :	Niveau :	Outils pour dépliage :	O / N
Date :	Nom :		

IMPLANTATION BOITES D'ATTENTE			
	Conformité		Observations
1 - TYPE DE FIXATIONS (aimants, ligatures, entretoises, ...)	C	NC	
2 - VERIFICATION IMPLANTATION (dont altimétrie)	C	NC	

VERIFICATION APRES COULAGE			
	Conformité		Observations
1 - POSITIONNEMENT BOITES D'ATTENTE (par rapport à tolérance)	C	NC	
Si non-conformité : solution corrective réalisée			
2 - POSITIONNEMENT PREDALLE SUSPENDUE EN PLAN (tolérance 4,5 cm ou 6,5 cm)	C	NC	
3 - DEPLIAGE ACIERS (suspentes, boîtes d'attente)	C	NC	

C2. Cas des prédalles avec goujons

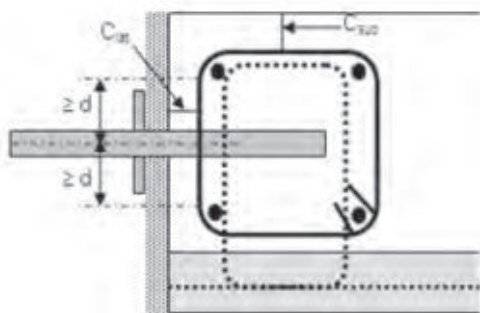
FICHE DE CONTRÔLE : RECEPTION DES PREDALLES POUR APPUI SUSPENDU PAR GOUJONS

Entreprise :						
Chantier :						
Bâtiment :		Niveau :				
Date :		Nom :				

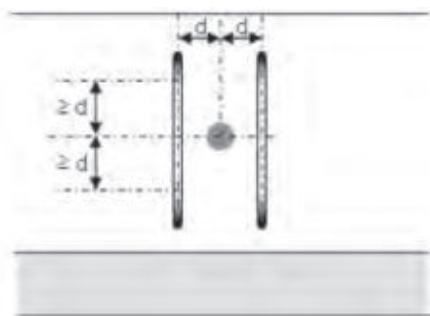
A - RECEPTION PREDALLES AVEC SUSPENTES		
	Conformité	Observations
A-1 - EVALUATION		
Stockage soigné, alignement chevrons, ...	C	NC
A-2 - RIBBONS ET RIBBLES NC (ou équivalent)		
Vérification du marquage des prédalles	C	NC
A-3 - RIBBONS NON COUPLÉS NC		
Longueur des prédalles (1/- 2 cm)	C	NC
Suspentes (diamètre, espacement, hauteur, enrobage)	C	NC
Taluts (diamètre)	C	NC
A-4 - LACONNAGE DES SUSPENTES		
Conformité au plan	C	NC

B - GOUJONS et RENFORTS		
	Conformité	Observations
B 1 - GOUJON		
Marque commerciale et type conforme au plan	C	NC
B 2 - CADRES ET ARMATURES COMPLEMENTAIRES		
Diamètre, façonnage, espacement conformes au plan...	C	NC

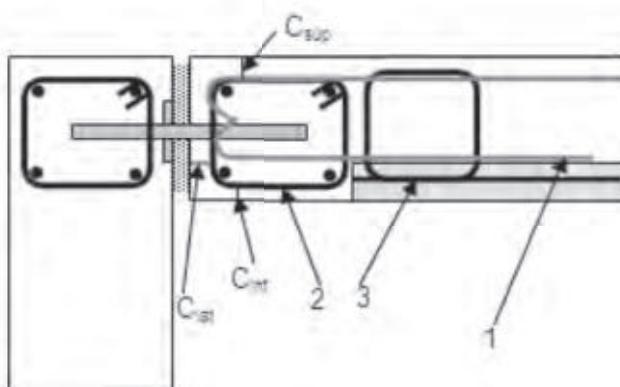
C - VERIFICATIONS AVANT COULAGE		
	Conformité	Observations
C-1 - BORD		
Vérification de la largeur du bord	C	NC
C-2 - COUJOIN		
Vérification de l'implantation (verticale, horizontale)	C	NC
Effacement de la fixation au coffrage	C	NC
C-3 - COUDES		
Enrobage C_{u1} (cf. schémas) ≥ 3 cm	C	NC
Enrobage C_{u2} et C_{u3} (cf. schémas) ≥ 3 cm	C	NC
Partie rectiligne du cadre régnant sur une distance $2d$ (cf. schéma)	C	NC
Formeture des cadres situés côté intérieur dalle	C	NC
C-4 - ARMATURES COMPLEMENTAIRES		
Conformité au plan	C	NC



Vue de profil



Vue de face



SIÈGE SOCIAL

84, AVENUE JEAN JAURÈS | CHAMPS-SUR-MARNE | 77447 MARNE-LA-VALLÉE CEDEX 2
TÉL. (33) 01 64 68 82 82 | FAX (33) 01 60 05 70 37 | www.cstb.fr



CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BÂTIMENT | MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA ANTIPOLIS