Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Département fédéral de la défense, de la protection de la population et des sports DDPS

Office fédéral de la protection de la population OFPP

ITC 2017

Instructions techniques pour la construction et le dimensionnement des ouvrages de protection

Etat au 02.12.2025

Instructions techniques pour la construction et le dimensionnement des ouvrages de protection (ITC)

du 5 décembre 2025

L'Office fédéral de la protection de la population,
vu l'art. 104, al. 3, de l'ordonnance du 11 novembre 2020 sur la protection civile[1],
édicte les instructions suivantes:

Chiffre 1 But

Les présentes instructions règlent la construction et le dimensionnement des ouvrages de protection.

Chiffre 2 Abrogation des instructions en vigueur

Les instructions techniques du 1er décembre 2021 pour la construction et le dimensionnement des ouvrages de protection sont abrogées.

Chiffre 3 Entrée en vigueur

Les présentes instructions entrent en vigueur le 1er janvier 2026.

5 décembre 2025

Office fédéral de la protection de la population
La directrice

Schaerer Michaela AJBIM6
05.12.2025

Info: admin.ch/esignature | validator.ch

Michaela Schäerer

[1] RS **520.11**

Table des matières

1 Introduction 1

2 Utilisation et menaces 2

2.1 Utilisation des ouvrages de protection dans les différentes situations 2

2.2 Menaces et mesures 2

3 Configuration des ouvrages de protection 4

3.1 Exigences selon les ITO 1977, ITAS 1982 et ITAP 1984 4

3.2 Exigences à l'endroit des ouvrages de protection situés sous un bâtiment 4

4 Concepts de construction et de dimensionnement 6

4.1 Vue d'ensemble 6

4.2 Rayonnement nucléaire 7

4.3 Effets mécaniques 7

4.3.1 Actions 8
4.3.2 Dimensionnement en capacité 10
4.3.3 Méthodes de vérification de la sécurité structurale 11

5 Dimensionnement contre le rayonnement nucléaire 13

5.1 Principes 13

5.1.1 Équivalent béton 13
5.1.2 Épaisseur minimale des éléments de construction 14
5.1.3 Locaux occupés temporairement 14

5.2 Dalles des ouvrages de protection 14

5.2.1 Dalles sans construction au-dessus 14
5.2.2 Dalles situées sous un bâtiment 15

5.3 Murs des ouvrages de protection 15

5.3.1 Murs extérieurs 15
5.3.2 Murs extérieurs d'un ouvrage situé à l'intérieur d'un bâtiment 17

5.4 Entrées et sorties de secours des ouvrages de protection 19

5.4.1 Entrées et sorties 19
5.4.2 Parois blindées coulissantes 21
5.4.3 Sorties de secours 21

6 Actions de l'onde de choc aérienne due à une arme atomique 22

6.1 Généralités 22

6.1.1 Charge statique de remplacement 22
6.1.2 Valeur de calcul de l'action 22
6.1.3 Facteur de charge dynamique 22

6.2 Sol de fondation 24

6.2.1 Généralités 24
6.2.2 Classes de sol de fondation 24
6.2.3 Nappe phréatique 25

6.3 Actions sur les dalles 26

6.4 Actions sur les radiers 27

6.4.1 Dimensionnement 27
6.4.2 Radiers situés sous une trame de murs 29
6.4.3 Radiers situés sous une trame de colonnes 30
6.4.4 Fondations sur pieux 31

6.5 Actions sur les murs extérieurs 32

6.5.1 Murs en contact avec le terrain 32
6.5.2 Murs jouxtants des locaux annexes non protégés 34

6.6 Actions sur les murs situés entre deux ouvrages de protection 36

6.7 Actions sur les ouvrages d'entrée protégés 36

6.7.1 Charge de pression externe et interne 36
6.7.2 Pression interne 36
6.7.3 Parois blindées coulissantes 41
6.7.4 Ouvrages de ventilation et sorties de secours 42

6.8 Actions sur les réservoirs d'eau 42

6.8.1 Radiers 43
6.8.2 Murs extérieurs 43
6.8.3 Murs donnant sur l'intérieur et murs intermédiaires 43

6.9 Charge de choc subie par les éléments situés dans l'ouvrage de protection (secousses) 44

6.9.1 Murs et colonnes en béton armé 44
6.9.2 Dalles intermédiaires et radiers 45
6.9.3 Éléments montés 46

7 Analyse et dimensionnement de la structure porteuse pour l'onde de choc 47

7.1 Méthodes de vérification 47

7.2 Valeurs de calcul de la résistance des matériaux 48

7.3 Résistance en section 48

7.4 Armature minimale 49

7.5 épaisseur minimale d'éléments des ouvrages de protection 49

7.6 éléments de construction ne demandant pas de vérification par le calcul 50

7.7 Vérification de la sécurité structurale d'éléments porteurs 51

7.7.1 Méthode de vérification 51
7.7.2 Dalles sur appuis linéaires d'après la méthode cinématique 51
7.7.3 Eléments ne nécessitant pas de vérification numérique 54
7.7.4 Poutres (méthode cinématique) 55
7.7.5 Poutres d'appui de dalles 56
7.7.6 Dalles sur appuis linéaires et ponctuels (méthode statique) 56
7.7.7 Dalles comprenant un angle rentrant 57
7.7.8 Dalles supportant des charges de colonnes ou de murs 58
7.7.9 Pièces comprimées 59
7.7.10 Éléments en traction 59

8 Dispositions constructives 60

8.1 Généralités 60

8.2 Barres, joints, liaisons et ancrages de l'armature 60

8.3 Armature d'effort tranchant 61

8.4 Armature de liaison 61

8.5 Armature des dalles et des poutres 61

8.6 Armature des pièces comprimées en béton 63

8.7 Armature des dalles sur appuis ponctuels 63

9 Détails d'exécution 64

9.1 Joints de reprise et joints de retrait 64

9.2 Joints de dilatation 64

9.3 Ouvertures 65

9.4 Conduites et canalisations 65

9.5 Canaux d'air frais et vicié liés à des ouvrages de ventilation distants 68

9.6 Sorties de secours et voies d'évacuation 68

9.7 Réservoirs d'eau 69

9.8 Réservoirs de combustible 70

9.9 Isolation thermique 70

10 Constructions standards 71

10.1 Sas 71

10.1.1 Mur de sas comportant une porte blindée 72
10.1.2 Mur de sas dépourvu de porte blindée, dalle et radier 74
10.1.3 Exemple de disposition de l'armature dans un sas 74

10.2 Dalle renforcée protégeant l'entrée contre les décombres 78

11 Adaptations et modernisation des anciens ouvrages de protection 80

1 Introduction

Les ouvrages de protection[1)] sont projetés conformément aux Instructions techniques pour les constructions de protection des organismes et du service sanitaire (ITO 1977), aux Instructions techniques pour abris spéciaux (ITAS 1982) et aux Instructions techniques pour la construction d'abris obligatoires (ITAP 1984) édictées par l'Office fédéral de la protection de la population.

Depuis 1994, les ouvrages de protection sont construits et dimensionnés uniformément selon les Instructions techniques pour la construction et le dimensionnement des ouvrages de protection (ITC 1994). Ces instructions se basent sur un concept de dimensionnement propre et tiennent aussi compte des normes SIA déterminantes. Elles régissent la construction et le dimensionnement des ouvrages de protection contre les actions dues aux armes nucléaires, aux armes chimiques, aux armes bactériologiques et contre les effets colatéraux des armes conventionnelles.

L'entrée en vigueur de nouvelles normes SIA a rendu nécessaire la refonte et l'adaptation des ITC 1994 en vigueur jusqu'ici. Les présentes ITC 2017 sont en particulier harmonisées avec les normes sur les structures porteuses suivantes de la SIA:

- SIA 260:2013 Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses
- SIA 261:2020 Actions sur les structures porteuses
- SIA 262:2013 Construction en béton
- SIA 263:2013 Construction en acier

Les ouvrages de protection doivent offrir une **protection de base** contre les effets des armes modernes. L'application des présentes exigences garantit en particulier une protection contre tous les effets des armes nucléaires à une distance du centre de l'explosion à laquelle la pression de l'onde de choc aérienne est tombée à environ 100 kN/m^2 (1 bar).

[1)] Le terme « ouvrage de protection » s'applique indifféremment aux constructions de protection des organismes et du service sanitaire selon les ITO 1977, aux abris spéciaux selon les ITAS 1982 et aux abris obligatoires selon les ITAP 1984.

2 Utilisation et menaces

2.1 Utilisation des ouvrages de protection dans les différentes situations

En temps normal, les ouvrages de protection peuvent avoir divers usages. Mais les exigences de l'Office fédéral de la protection de la population concernant leur contrôle, leur entretien, leur préservation et leur disponibilité doivent toujours être respectées.

En cas de catastrophe et de situation d'urgence, les occupants des ouvrages de protection peuvent être protégés des actions liées à la catastrophe, qu'elle soit d'origine naturelle ou technique. Mais le projet d'occuper préventivement un ouvrage de protection face à une menace de ce type est rarement réaliste. Ces ouvrages sont surtout destinés à l'hébergement en situation d'urgence.

En cas de conflit armé, les ouvrages de protection abritent la population contre les effets colatéraux des armes nucléaires et conventionnelles (armes A et Conv) et contre les effets des armes biologiques et chimiques (armes B et C). Ils sont construits et dimensionnés, conformément à l'étendue de la protection et au degré de protection prescrits (protection de base), en tolérant les dommages dus aux actions des armes qui n'entravent toutefois pas leur utilisation.

2.2 Menaces et mesures

Le tableau 1 synthétise les menaces régnant *en temps normal, en cas de catastrophe et de situation d'urgence* et *en cas de conflit armé*, ainsi que les actions devant être considérées dans ces situations.

Les ouvrages de protection sont fondamentalement conçus pour abriter des personnes *en cas de conflit armé*. Les situations de danger qui leurs sont liées sont décrites dans les instructions techniques ITO 1977, ITAS 1982 et ITAP 1984. Il est admis que les ouvrages de protection ne sont pas directement visés par une attaque.

Les actions directes et indirectes des armes atomiques – effets mécaniques de l'onde de choc aérienne et de l'onde de choc induite dans le terrain, actions imputables au rayonnement nucléaire et actions dues aux décombres – sont déterminantes pour la construction et le dimensionnement des ouvrages de protection selon les présentes instructions techniques ITC 2017.

Les ouvrages de protection sont dimensionnés et construits conformément aux normes SIA pour faire face aux actions subies en temps normal et en cas de catastrophe et de situation d'urgence.

Tableau 1 Situations, menaces et mesures

Situations et menaces		
En temps normal	**En cas de catastrophe et de situation d'urgence**	**En cas de conflit armé**
Actions selon la norme SIA 261	**Actions dues à des dangers naturels** • Séisme • Inondation • Glissement de terrain **Actions dues à des accidents d'origine technique** • Incendie • Explosion • Dissémination de substances • Rayonnement nucléaire (accident dans une centrale nucléaire) **Actions dues à des attaques terroristes** • Incendie • Explosion • Dissémination de substances	**Effets directs d'armes** • Armes A - Onde de choc aérienne et induite dans le terrain - Rayonnement nucléaire - Impulsion électromagnétique - Rayonnement calorifique • Armes conventionnelles - Effets collatéraux d'explosions - Incendie • Armes B et C - Contamination de l'air extérieur **Actions indirectes dues aux effets d'armes** • Décombres • Incendie • Glissement de terrain • Inondation
Mesures		
Construction et dimensionnement selon les normes sur les structures porteuses de la SIA		Construction et dimensionnement selon les instructions techniques ITC 2017

3 Configuration des ouvrages de protection

3.1 Exigences selon les ITO 1977, ITAS 1982 et ITAP 1984

Les ouvrages de protection doivent être configurés et conçus en fonction de critères sécuritaires et techniques. Lorsqu'ils sont contenus dans un bâtiment, on s'efforcera d'adopter une structure porteuse simple. Les instructions techniques ITO 1977, ITAS 1982 et ITAP 1984 sont déterminantes en ce qui concerne les exigences posées à la configuration des ouvrages de protection. Les aspects techniques suivants seront particulièrement pris en considération:

- situation dans l'environnement
- situation dans le sol de fondation et par rapport à la nappe phréatique
- situation par rapport aux crues et arrivées d'eau éventuelles
- situation à l'intérieur d'un bâtiment ou sous un bâtiment
- disposition en situation
- disposition des accès et des sorties de secours
- exigences vis-à-vis du nombre d'étages se trouvant au-dessus de l'ouvrage de protection

3.2 Exigences à l'endroit des ouvrages de protection situés sous un bâtiment

Charges dues aux décombre

En règle générale, les ouvrages de protection sont dimensionnés en partant du principe que le bâtiment situé au-dessus s'effondre sous l'effet d'une onde de choc aérienne. Dans le cas d'un bâtiment de plus de 8 étages au-dessus du terrain, ce sont les poids propres et les charges dues aux décombres qui sont déterminants dans le dimensionnement des ouvrages de protection. Les charges de décombres sont décrites au chapitre 6.3.

Dimensionnement en capacité

Certains immeubles possèdent des voiles massifs pour reprendre les forces horizontales dues à l'action des séismes ou du vent. Il est possible qu'un immeuble doté d'une telle structure porteuse ne soit pas totalement détruit sous l'action d'une onde de choc aérienne. On ne peut alors pas exclure que le bâtiment interagisse avec l'ouvrage de protection et que les forces et les moments résultants soient transmis dans le sol de fondation par l'intermédiaire de l'ouvrage de protection (Figure 1).

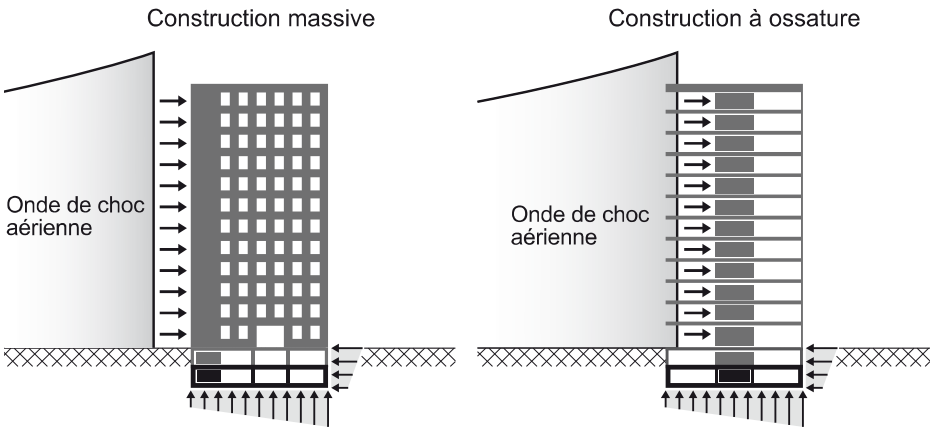


Figure 1 Action d'une onde de choc aérienne sur un immeuble

Dans le cas de l'action d'une onde de choc aérienne illustré à la Figure 1, il faut s'assurer que les forces et les moments induits par l'immeuble ne génèrent aucune déformation plastique majeure dans les éléments de construction de l'ouvrage de protection. Les sollicitations induites par les refends de l'immeuble dans les éléments de l'ouvrage de protection seront déterminées en appliquant la méthode du dimensionnement en capacité selon le point 4.3.2.

Restriction vis-à-vis de l'inclinaison

Que la construction soit massive ou à ossature avec un noyau massif (Figure 1), la charge engendrée par l'onde de choc aérienne peut provoquer une forte inclinaison de l'ensemble du bâtiment et par conséquent un basculement marqué de l'ouvrage de protection. La figure 2 indique les dimensions du bâtiment pour lesquelles il faut s'attendre à ce qu'il subisse une inclinaison inadmissible. Aucun ouvrage de protection ne doit être aménagé sous un bâtiment ayant de telles dimensions.

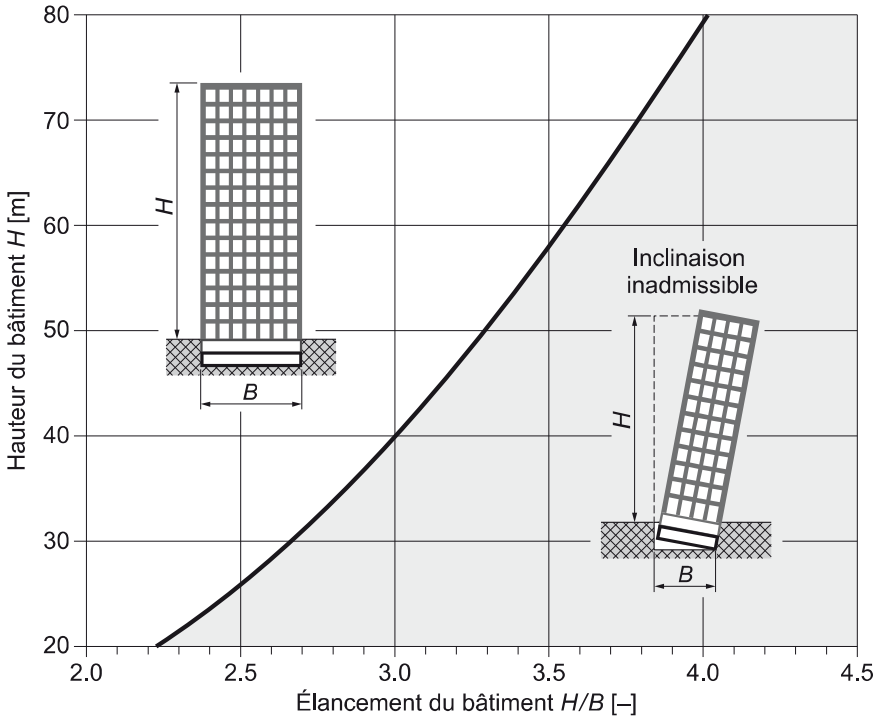


Figure 2 Risque d'atteindre une inclinaison inadmissible en fonction de la hauteur H et de l'élancement H/B du bâtiment

4 Concepts de construction et de dimensionnement

4.1 Vue d'ensemble

Lors de la construction et du dimensionnement des ouvrages de protection, leur sécurité structurale et leur aptitude au service doivent généralement être vérifiées selon les normes sur les structures porteuses de la SIA. En outre ils doivent être construits et dimensionnés conformément aux présentes instructions techniques ITC 2017 pour faire face aux situations de danger déterminantes en cas de conflit armé. Ils seront dimensionnés par analogie avec le concept décrit dans les normes sur les structures porteuses de la SIA (chapitre 4.3). La menace prépondérante est constituée par les effets mécaniques (onde de choc aérienne et onde de choc induite dans le terrain) d'armes atomiques à une distance du centre de l'explosion à laquelle la pression de l'onde de choc aérienne est tombée à 100 kN/m^2 (1 bar) (chapitre 6). L'épaisseur des éléments de construction nécessaire pour assurer une protection contre le rayonnement primaire est déterminée lors du dimensionnement contre le rayonnement nucléaire (chapitre 5). Les éléments d'une telle épaisseur offrent également une protection contre les effets d'autres armes, tels que:

- rayonnement nucléaire dû aux retombées radioactives
- actions mécaniques dues aux éclats et aux secousses
- actions thermiques dues aux incendies
- actions dues à des substances de combat C (étanchéité de l'enveloppe)

Tableau 2 Concepts de construction et de dimensionnement

Normes SIA sur les structures porteuses	**Instructions techniques ITC 2017**	
Situations de danger en temps normal et en cas de catastrophe et de situationd'urgence	Situations de danger en cas de conflit armé	
SIA 260 Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses	**Chapitre 4** Concepts de construction et de dimensionnement	
SIA 261 Actions sur les structures porteuses	**Chapitre 5** Dimensionnement contre le rayonnement nucléaire	**Chapitre 6** Actions de l'onde de choc aérienne due à une arme A
SIA 262 Construction en béton **SIA 263** Construction en acier **SIA 264** Construction mixte acier-béton		**Chapitre 7** Analyse et dimensionnement de la structure porteuse
		Chapitre 8 Construction des éléments des ouvrages
	Chapitre 9 Détails d'exécution	
	Chapitre 10 Constructions standard	

4.2 Rayonnement nucléaire

Les épaisseurs minimales contre le rayonnement nucléaires à respecter sont définies au chapitre 5. Elles peuvent être supérieures aux épaisseurs calculées pour la reprise d'une onde de choc.

4.3 Effets mécaniques

Les ouvrages de protection sont dimensionnés conformément au concept prescrit dans les normes sur les structures porteuses de la SIA. Leur sécurité structurale et leur aptitude au service seront vérifiées pour toutes les situations de danger et de dimensionnement, même celles qui ne leur sont pas spécifiques.

Les présentes instructions techniques règlementent le dimensionnement des ouvrages de protection face aux actions dues aux armes, qui ne sont pas abordées dans les normes SIA. Elles traitent en particulier le dimensionnement face aux effets mécaniques des armes nucléaires (onde de choc aérienne et onde de choc induite dans le terrain) et décrivent les différences par rapport au dimensionnement selon les normes SIA. Elles concernent principalement la résistance des matériaux, leurs coefficients de résistance et les dispositions constructives à mettre en œuvre.

Conformément au concept de dimensionnement des normes sur les structures porteuses de la SIA, la sécurité structurale est considérée comme vérifiée si le critère suivant est satisfait:

$E_d \leq R_d$

E_d valeur de calcul de l'effet d'une action

R_d valeur de calcul de la résistance ultime

Pour les situations de projet accidentelles, les valeurs de calcul des effets des actions sont déterminées comme suit, selon la norme SIA 260:

$E_d = E\{G_k, A_d, \psi_{2i} \cdot Q_{ki}, X_d, a_d\}$

E_d valeur de calcul de l'effet d'une action (effort tranchant, réaction)

G_k valeur caractéristique d'une action permanente

A_d valeur de calcul d'une action accidentelle

Les actions accidentelles consécutives aux effets mécaniques des armes sont traitées comme suit, en tant que charges statiques de remplacement:

$A_d = \Phi \cdot q_k$

- Φ facteur de charge dynamique (tient compte du comportement dynamique de la structure porteuse)
- q_k valeur caractéristique de l'action accidentelle (onde de choc aérienne incidente ou réfléchie, onde de choc induite dans le terrain ou action du sol de fondation)

ψ_{2i} coefficient de réduction pour la valeur quasi permanente d'une action variable (en combinaison avec l'action accidentelle)

Q_{ki} valeur caractéristique d'une action variable

$\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ valeur quasi permanente de l'action variable i combinée à une action accidentelle, respectivement à la valeur fréquente de l'action (variable) prépondérante

X_d valeur de calcul d'une propriété du matériau de construction

a_d valeur de calcul d'une donnée géométrique

Les valeurs de calcul de la résistance ultime sont déterminées comme suit:

$R_d = R\{f_{cd}, \tau_{cd}, f_{sd}, a_d\}$

R_d *valeur de calcul de la résistance ultime (résistance des sections, charge ultime)*

f_{cd} *valeur de calcul de la résistance à la compression du béton*

τ_{cd} *valeur de calcul de la contrainte limite de cisaillement*

f_{sd} *valeur de calcul de la limite d'écoulement de l'acier d'armature passive*

a_d *valeur de calcul d'une grandeur géométrique*

Les valeurs de dimensionnement sont définies au chapitre 7.2.

4.3.1 Actions

Pour dimensionner les ouvrages de protection, ce sont les actions consécutives à l'onde de choc générée par l'explosion d'une arme nucléaire qui sont déterminantes au lieu de nombreux effets de différentes armes. Les ouvrages sont dimensionnés en fonction d'une pointe de pression de l'onde de choc aérienne incidente égale à 100 kN/m^2 (1 bar). La charge qu'elle exerce sur la surface du sol induit en outre une onde de choc dans le terrain.

Les dalles des ouvrages de protection et leurs murs extérieurs qui ne sont pas en contact avec le terrain sont directement sollicités par l'onde de choc aérienne. Pour les murs extérieurs en contact avec le terrain, ce sont les actions liées à l'onde de choc induite dans le terrain qui sont déterminantes. Il faut aussi tenir compte des actions dues au sol de fondation (réactions sur le radier). Par ailleurs, l'onde de choc induite dans le terrain sollicite brusquement les murs et les dalles intermédiaires ainsi que les équipements et les éléments incorporés dans les ouvrages de protection (charges de choc).

On part généralement du principe que les immeubles sont totalement détruits et s'effondrent sous l'effet de l'onde de choc aérienne de 1 bar causée par une explosion nucléaire. Comme cette onde se propage à très grande vitesse, on peut admettre, pour les ouvrages de protection construits sous un bâtiment, que les charges dues aux décombres du bâtiment ne deviennent effectives que lorsque l'onde de choc aérienne est passée (figure 3).

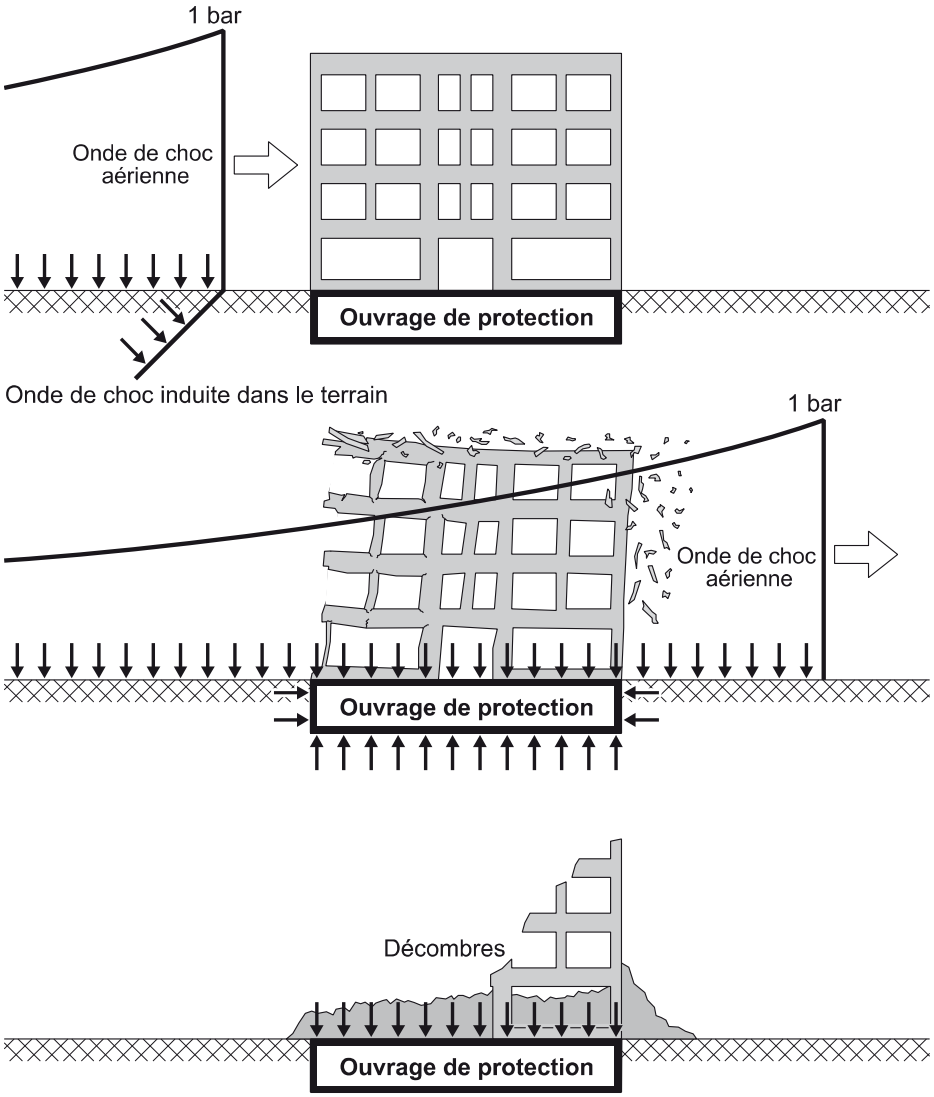


Figure 3 Actions sur un ouvrage de protection

La valeur de base appliquée pour dimensionner un ouvrage de protection correspond à la charge engendrée par la pointe de pression de l'onde de choc aérienne incidente en terrain libre, qui est fixée à q = 100 kN/m^2 (100 kPa = 1 bar). La charge engendrée par l'onde de choc aérienne est une charge dynamique qui croît extrêmement rapidement, puis dure longtemps par rapport à la période de vibration propre des éléments de construction.

La valeur de base q de la charge générée par l'onde de choc aérienne est modifiée, selon la géométrie et l'emplacement des éléments de construction, par réflexion, par déviation, par effet d'écran ou par propagation dans le terrain. La valeur de base modifiée est considérée comme valeur caractéristique de l'action q_k.

Le comportement dynamique des éléments de construction est pris en compte en appliquant le facteur de charge dynamique Φ. Il tient compte des déformations élasto-plastiques des éléments de construction soumis à cette charge dynamique. La sécurité structurale des différents éléments de construction est vérifiée en considérant la charge statique de remplacement:

$$A_d = \Phi \cdot q_k$$

Pour déterminer l'action du sol de fondation sur le radier, on considère la distribution de la poussée des terres (contraintes au sol), selon le type de sol de fondation, en appliquant un facteur δ.

On admet que tous les éléments de construction de l'ouvrage de protection sont sollicités simultanément et perpendiculairement à leur plan. Les efforts de compression exerçant une action favorable (réactions des éléments de construction adjacents) sur la résistance à la flexion ne doivent pas être pris en compte.

Les actions sont décrites en détail au chapitre 6.

4.3.2 Dimensionnement en capacité

Si des efforts et des moments subis par les refends du bâtiment sont transmis dans le sol de fondation en passant par les murs de l'ouvrage de protection, il faut s'assurer que la sécurité structurale des éléments de construction de l'ouvrage soit vérifiée lorsqu'ils sont soumis à un séisme ou à une onde de choc. Des vérifications sont nécessaires à cet effet.

La méthode du dimensionnement en capacité permet de limiter les sollicitations subies par l'ouvrage de protection. Ces éléments de construction doivent être dimensionnés – vérifiés pour les ouvrages existants – en fonction des efforts internes agissant dans les rotules plastiques. Les rotules plastiques destinées à dissiper de l'énergie doivent toujours être placées à l'extérieur de l'enveloppe de l'ouvrage de protection, comme indiqué à la figure 4.

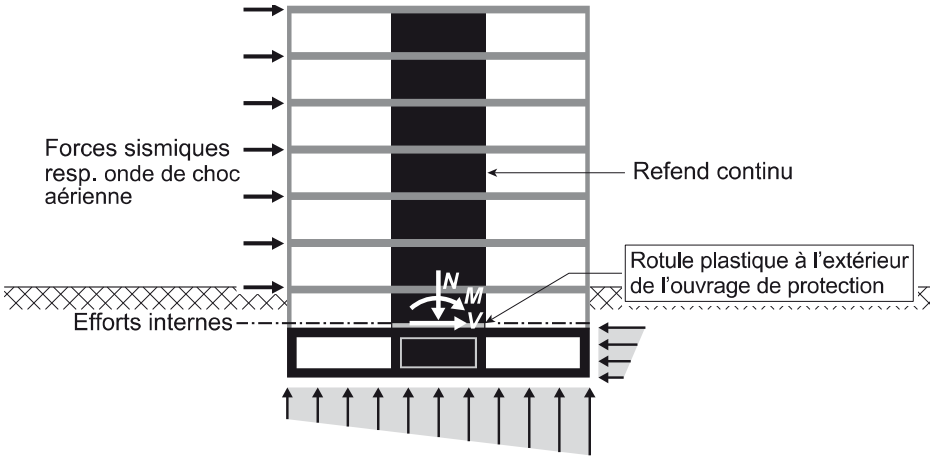


Figure 4 Dimensionnement en capacité d'un refend sous une action sismique, respectivement une onde de choc

4.3.3 Méthodes de vérification de la sécurité structurale

La figure 5 donne une vue d'ensemble des méthodes de vérification de la sécurité structurale.

La sécurité structurale peut être vérifiée, selon le chiffre 4.1.4 de la norme SIA 262, en appliquant soit la méthode statique (borne inférieure de la charge ultime), soit la méthode cinématique (borne supérieure de la charge ultime), en respectant les conditions de plasticité.

Dans la **méthode statique (borne inférieure de la charge ultime)**, les efforts internes sont calculés sur la base d'un modèle élastique de la structure porteuse. Cette méthode est appliquée aux éléments de construction complexes, pour lesquels les mécanismes de rupture ne peuvent pas être appréhendés de façon simple. Les dalles sur appuis ponctuels et les dalles comprenant des angles rentrants en sont des exemples.

Les éléments de géométrie compliquée peuvent aussi être transformés, en plaçant des poutres comme appuis, en un système de dalles rectangulaires sur appuis linéaires. La charge ultime peut alors être déterminée en appliquant la méthode cinématique.

Dans la **méthode cinématique (borne supérieure de la charge ultime)**, on admet que la structure porteuse se déforme d'une manière plastique. Cette méthode est appliquée là où apparaissent des états de mouvement simples, cinématiquement admissibles (mécanismes impliquant des lignes de rupture). C'est notamment le cas pour les poutres et les dalles sur appuis linéaires.

Dans les vérifications selon la méthode cinématique, l'effort tranchant v_d est déterminé en fonction de la charge ultime en flexion. Mais il est limité à la valeur $v_{d,max}$, calculée en considérant la valeur de calcul de l'action $q_{d,max}$, qui vaut le double de la valeur de l'action accidentelle q_k (facteur de charge dynamique $\Phi = 2.0$).

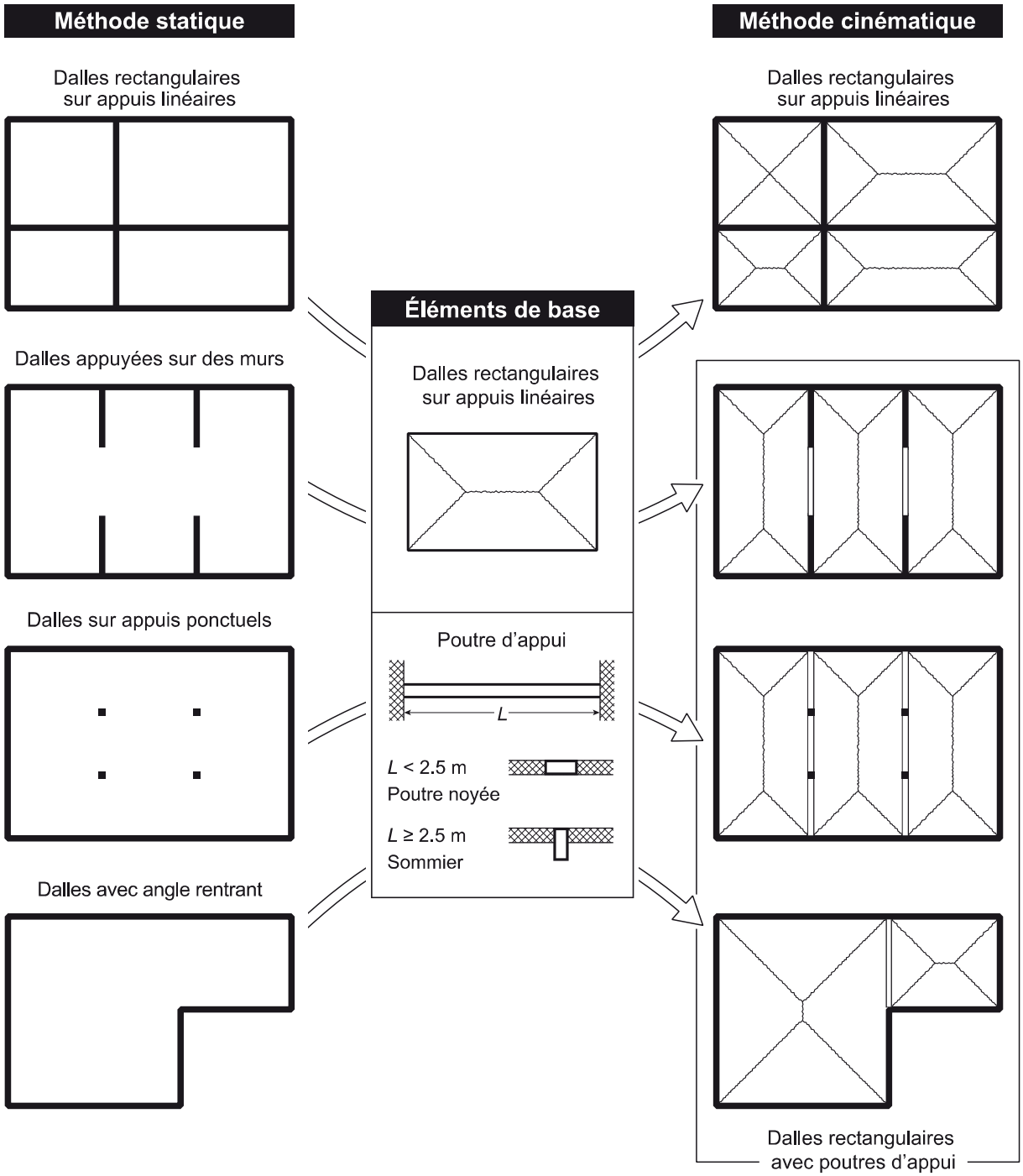


Figure 5 Vue synthétique des systèmes porteurs et méthodes d'analyse de la structure porteuse

5 Dimensionnement contre le rayonnement nucléaire

5.1 Principes

5.1.1 Équivalent béton

Les dalles et les murs extérieurs des ouvrages de protection doivent être suffisamment épais pour offrir une protection contre le rayonnement nucléaire. Celle-ci est assurée par un effet d'écran. Le facteur de protection dépend de l'épaisseur h_i et de la densité ρ_i de l'élément de construction considéré. Les épaisseurs nécessaires pour assurer la protection contre le rayonnement nucléaire sont indiquées ci-après. Elles décrivent l'épaisseur des dalles (h_D) et des murs extérieurs (h_W) en béton armé des ouvrages de protection ou l'épaisseur équivalente lorsque les ouvrages comportent des dalles ou des murs multicouches (équivalent béton). Le tableau 3 fournit des valeurs indicatives de la densité de matériaux de construction et de sols.

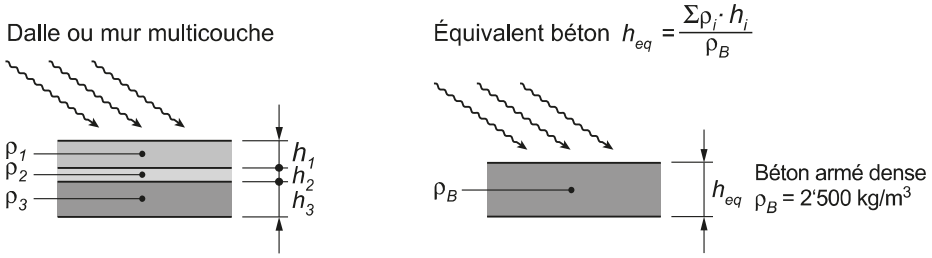


Figure 6 Équivalent béton

Tableau 3 Densité du béton et de sols non cohérents

Matériau de construction / sol		Densité ρ_i [kg/m³]
Béton	Béton armé	2'500
	Chape	2'000 – 2'200
	Béton maigre	2'000 – 2'200
	Béton drainant (béton filtrant)	1'800 – 2'000
	Béton léger	1'000 – 2'000
Sol non cohérent (saturé)	Compacité faible	1'600 – 1'700
	Compacité moyenne	1'700 – 1'900
	Compacité élevée	1'800 – 2'100

5.1.2 Épaisseur minimale des éléments de construction

Les dalles et les murs de l'enveloppe de protection doivent avoir une épaisseur supérieure ou égale à la valeur minimale suivante:

- épaisseur minimale des dalles : $h_{D,min}$ = 300 mm
- épaisseur minimale des murs extérieurs : $h_{W,min}$ = 300 mm

5.1.3 Locaux occupés temporairement

L'épaisseur des éléments de construction constituant les locaux d'ouvrages de protection dans lesquels des personnes ne séjournent que temporairement peut généralement être réduite de 100 mm. Mais elle ne sera jamais inférieure à l'épaisseur minimale h_{min} = 300 mm. Sont considérés comme locaux occupés temporairement:

- les locaux de ventilation et des machines
- les locaux contenant du matériel et des appareils
- les sas
- les abris pour biens culturels

5.2 Dalles des ouvrages de protection

5.2.1 Dalles sans construction au-dessus

Les dalles des ouvrages de protection sans construction au-dessus doivent avoir une épaisseur h_{eq} équivalant à 650 mm de béton pour assurer la protection contre le rayonnement nucléaire. Si elles sont recouvertes de terre, leur épaisseur h_D peut être déterminée, à l'aide de la figure 7, en tenant compte de l'épaisseur h_E de cette couche. Lorsque la densité de la couverture de terre n'est pas connue, une valeur conservative sera choisie ρ_E = 1600 kg/m^3.

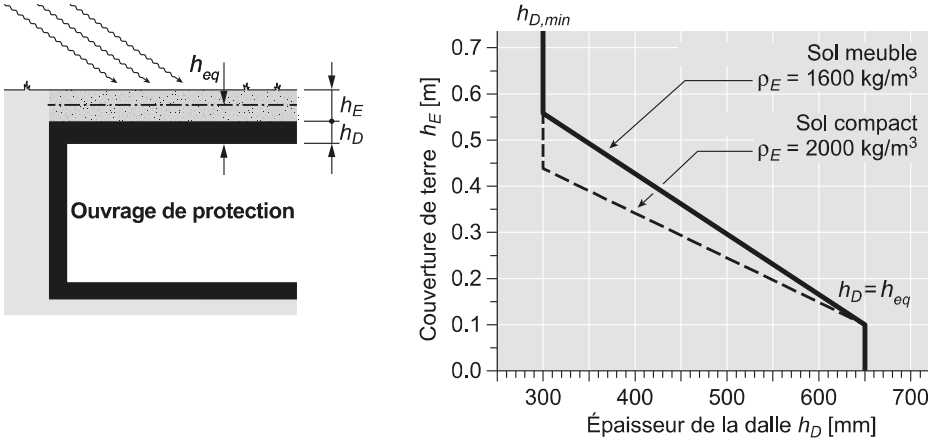


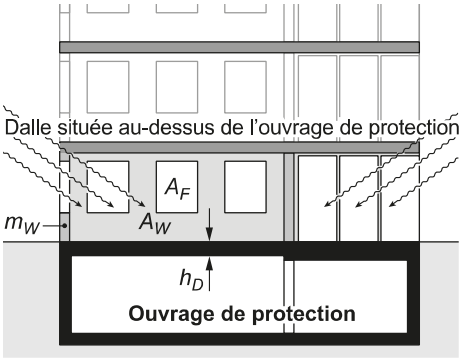
Figure 7 Épaisseur d'une dalle recouverte de terre

Lorsque l'ouvrage de protection est recouvert par un autre matériau, tel que revêtement ou béton drainant, il faut déterminer et vérifier l'épaisseur d'équivalent béton selon le point 5.1.1 afin que l'épaisseur minimale h_{eq} = 650 mm nécessaire pour assurer la protection contre le rayonnement nucléaire soit atteinte.

Dans tous les cas, l'épaisseur de la dalle en béton armé de l'ouvrage de protection ne sera jamais inférieure à h_D = 300 mm.

5.2.2 Dalles situées sous un bâtiment

Lorsqu'un ouvrage de protection est situé sous un immeuble, celui-ci exerce un certain effet d'écran. C'est pourquoi l'épaisseur de la dalle de l'ouvrage de protection nécessaire pour assurer la protection contre le rayonnement nucléaire dépend du mode de construction du bâtiment. L'épaisseur requise de cette dalle h_D peut être déterminée, à l'aide de la figure 8, en fonction du mode de construction de l'enveloppe du bâtiment (ouvertures, masse) et du nombre de dalles en béton que celui-ci comporte.



Épaisseur de la dalle de l'ouvrage de protection h_D [mm]						
Rapport des surfaces A_F/A_W		< 30 %		30 - 80 %		> 80 %
Masse des murs extérieurs m_W [kg/m²]		< 300	≥ 300	< 300	≥ 300	1)
Nombre de dalles en béton au-dessus de l'ouvrage de protection	aucune	550	500	600	550	650
	une	450	400	500	450	550
	plusieurs	350	300	400	350	500

A_F : surface totale des ouvertures dans les murs
A_W : surface des murs extérieurs (y combris ouvertures)
m_W: masse des murs extérieurs [kg/m²]

1) Façades en verre ou enveloppe du bâtiment en grande partie ouverte

Figure 8 Épaisseur de la dalle d'un ouvrage de protection situé sous un bâtiment

5.3 Murs des ouvrages de protection

5.3.1 Murs extérieurs

Tout mur extérieur totalement ou partiellement recouvert de terre et mur extérieur libre, recouvert ou non par d'autres éléments de construction ou par de la terre, est exposé à un rayonnement nucléaire direct. Dans ce cas, c'est le rapport des surfaces A_S/A_W qui est déterminant pour calculer l'épaisseur du mur h_W nécessaire pour assurer la protection contre le rayonnement nucléaire. A_S exprime la surface du mur exposée au rayonnement direct et A_W la surface totale du mur jusqu'à la face inférieure de la dalle de l'ouvrage de protection. On admet que le rayonnement nucléaire direct a un angle d'incidence de 30° lorsqu'on détermine la surface A_S d'un mur extérieur libre (figure 9).

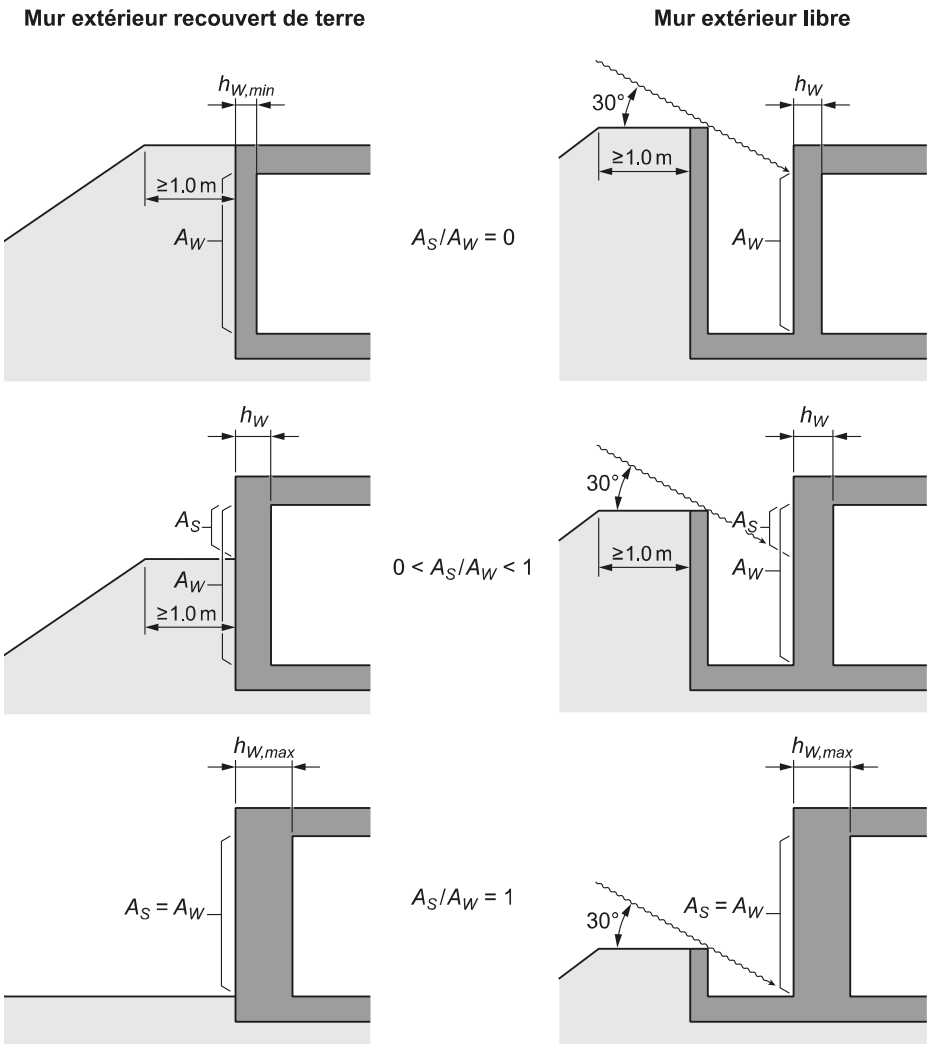


Figure 9 Calcul de l'épaisseur d'un mur extérieur recouvert de terre ou libre

L'épaisseur d'un mur extérieur h_W est calculée en fonction du rapport des surfaces A_S/A_W, en appliquant le diagramme de la figure 10.

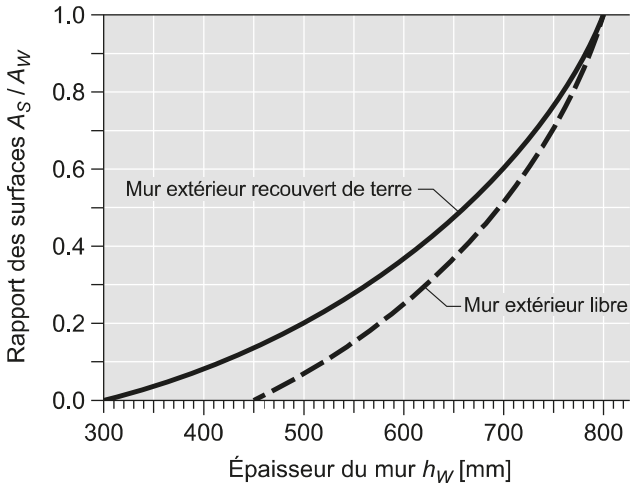


Figure 10 Épaisseur d'un mur extérieur

5.3.2 Murs extérieurs d'un ouvrage situé à l'intérieur d'un bâtiment

L'épaisseur des murs des ouvrages de protection situés à l'intérieur d'un bâtiment peut être déterminée en tenant compte de l'effet d'écran exercé par les locaux annexes. Ceux-ci doivent être pourvus d'une dalle en béton d'épaisseur au moins égale à 200 mm pour que l'effet d'écran puisse être considéré:

$h_D \geq 200$ mm

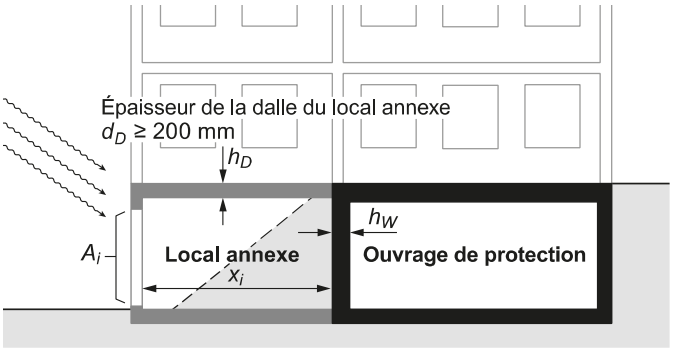
Lorsque **les locaux annexes sont essentiellement souterrains** et ne comprennent aucun mur extérieur libre, la protection contre le rayonnement nucléaire peut être assurée en conférant aux murs de l'ouvrage de protection l'épaisseur minimale $h_{W,min}$:

$h_{W,min} = 300$ mm

Lorsque **les locaux annexes sont partiellement aériens** et comprennent des ouvertures vers l'extérieur, telles que fenêtres ou portes, l'effet d'écran dépend de la taille des ouvertures A_i et de la distance x_i qui les sépare du mur de l'ouvrage de protection. Le paramètre Z, qui désigne la somme des surfaces des ouvertures pondérées par la distance, est calculé comme suit:

$$Z = \sum \frac{A_i}{x_i^2}$$

L'épaisseur des murs de l'ouvrage de protection h_W nécessaire pour assurer la protection contre le rayonnement nucléaire est déterminée, à l'aide de la figure 11, en fonction de la somme des surfaces des ouvertures pondérées par la distance Z.



Épaisseur du mur de l'ouvrage de protection h_W [mm]		
Local annexe essentiellement souterrain		300
Local annexe partiellement aérien $Z = \Sigma A_i / x_i^2$	$Z \leq 0.10$	350
	$0.10 < Z \leq 0.25$	400
	$0.25 < Z \leq 0.50$	450
	$0.50 < Z$	500

A_i : surface d'une ouverture vers l'extérieur (fenêtre, porte)
x_i : distance minimale entre le milieu de l'ouverture et le mur de l'ouvrage de protection

Figure 11 Épaisseur du mur d'un ouvrage de protection adjacent à un local annexe, situés tous deux à l'intérieur d'un bâtiment

Exemple de dimensionnement

La figure 12 illustre un ouvrage de protection flanqué d'un local annexe partiellement aérien et d'un local annexe essentiellement souterrain. Dans cet exemple, les épaisseurs $h_{W,1}$ et $h_{W,2}$ des murs extérieurs de l'ouvrage de protection sont déterminées du côté des locaux annexes.

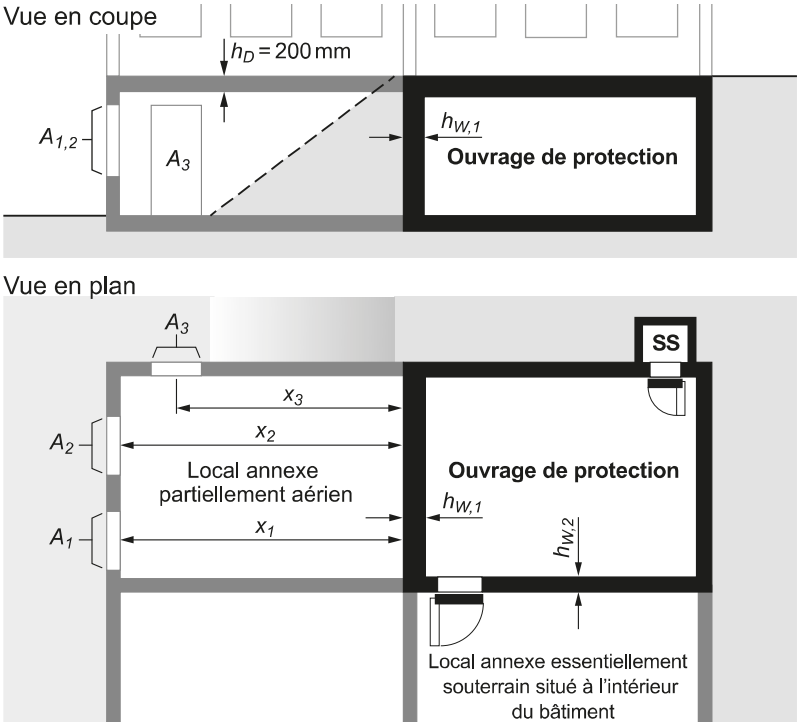


Figure 12 Exemple de calcul de l'épaisseur des murs d'un ouvrage de protection flanqué d'un local annexe

Épaisseur du mur $h_{W,1}$ du côté du local annexe partiellement aérien:

Surface des ouvertures A_i	Distance minimale x_i
A_1 = 1.5 m^2	x_1 = 5.0 m
A_2 = 1.5 m^2	x_2 = 5.0 m
A_3 = 1.8 m^2	x_3 = 4.0 m

Somme des surfaces des ouvertures pondérées par la distance

$$Z = \frac{A_1}{x_1^2} + \frac{A_2}{x_2^2} + \frac{A_3}{x_3^2} = \frac{1.5}{5.0^2} + \frac{1.5}{5.0^2} + \frac{1.8}{4.0^2} = 0.23$$

Figure 11 ➔ épaisseur du mur $h_{W,1}$ = <u>400 mm</u>

Épaisseur du mur $h_{W,2}$ du côté du local annexe essentiellement souterrain:

Figure 11 ➔ épaisseur du mur $h_{W,2}$ = <u>300 mm</u>

5.4 Entrées et sorties de secours des ouvrages de protection

5.4.1 Entrées et sorties

Dans le cas d'un **abri dépourvu de sas** (abri de moins de 50 places protégées), l'entrée devrait être située autant que possible dans un local annexe essentiellement souterrain (figure 12). Si ce n'est pas possible et que l'entrée se trouve dans un local annexe partiellement aérien, elle doit être protégée, conformément à la figure 13, par un mur en béton épais d'au moins 200 mm érigé devant elle. Il permet aussi d'assurer la protection contre les éclats et les décombres en sus du rayonnement nucléaire.

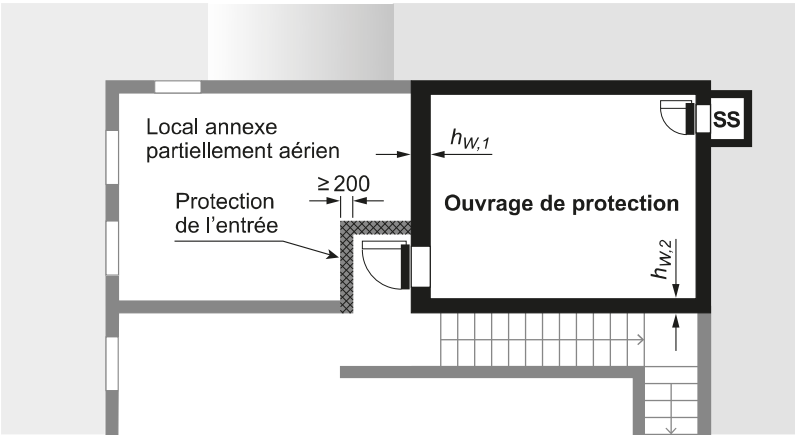


Figure 13 Protection de l'entrée d'un ouvrage de protection située dans un local annexe partiellement aérien

Dans le cas d'un **abri pourvu d'un sas** jouxtant un local annexe, les murs du sas et les murs de l'ouvrage de protection adjacents au local annexe doivent être dimensionnés conformément à la figure 11. L'épaisseur des murs extérieurs libres de l'entrée sera traitée selon la figure 9 et déterminée à l'aide du diagramme de la figure 10.

Exemple de calcul

La figure 14 présente l'exemple d'un ouvrage de protection équipé d'une entrée extérieure, d'un local annexe protégé (local de prénettoyage) et d'un sas. L'épaisseur $h_{W,1}$ du mur extérieur partiellement libre est déterminée, à l'aide de la figure 10, en fonction du rapport des surfaces A_S/A_W. L'épaisseur du mur du sas $h_{W,2}$ et celle du mur de l'ouvrage de protection adjacent au local annexe $h_{W,3}$ dépendent de la surface des ouvertures A et des distances aux murs x_2 et x_3, respectivement. Elles sont fixées conformément la figure 11. Comme le sas est un local occupé temporairement, l'épaisseur de son mur peut être réduite de 100 mm.

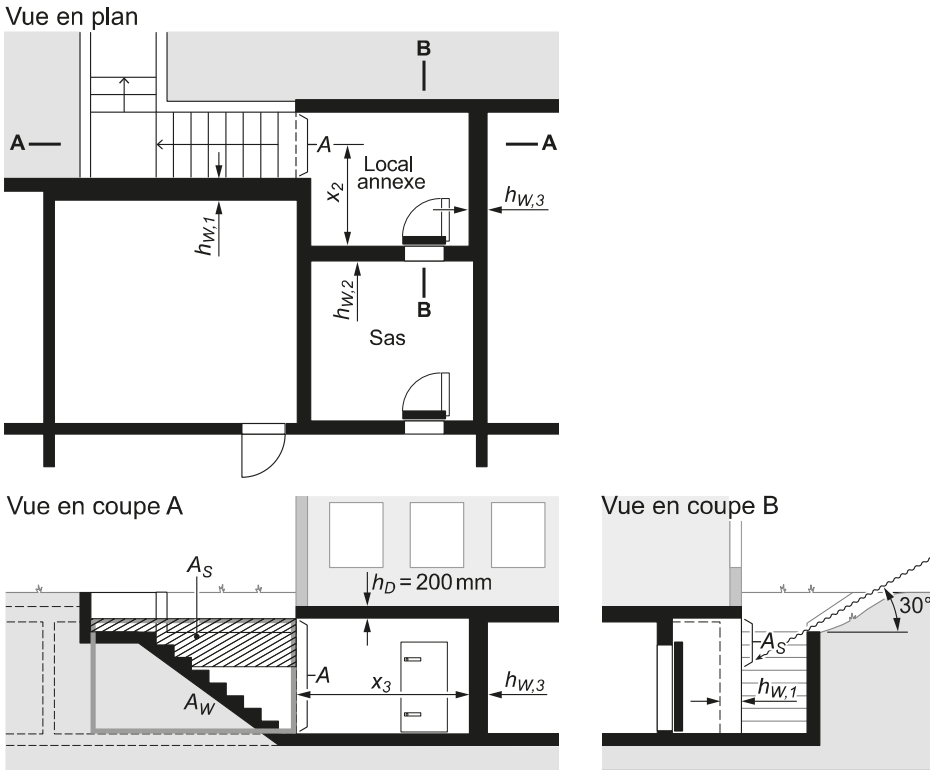


Figure 14 Exemple de calcul de l'épaisseur des murs d'un ouvrage de protection équipé d'une entrée extérieure, d'un local annexe et d'un sas

Épaisseur du mur extérieur libre $h_{W,1}$:

Surface de mur exposée au rayonnement nucléaire direct:	A_S = 5.0 m^2
Surface totale du mur:	A_W = 13.5 m^2
Rapport des surfaces:	A_S/A_W = 0.37

Figure 10 ➔ épaisseur du mur $h_{W,1}$ = <u>650 mm</u>

Épaisseur du mur du sas $h_{W,2}$:

Surface de l'ouverture A	Distance minimale x_2
A = 3.0 m^2	x_2 = 3.0 m

$$Z = \frac{A}{x_2^2} = \frac{3.0}{3.0^2} = 0.33$$

Figure 11 ➔ épaisseur du mur $h_{W,2}$ = 450 - 100[1)] = <u>350 mm</u>

[1)] occupation temporaire, voir chapitre 5.1.3

Épaisseur du mur de l'ouvrage de protection $h_{W,3}$:

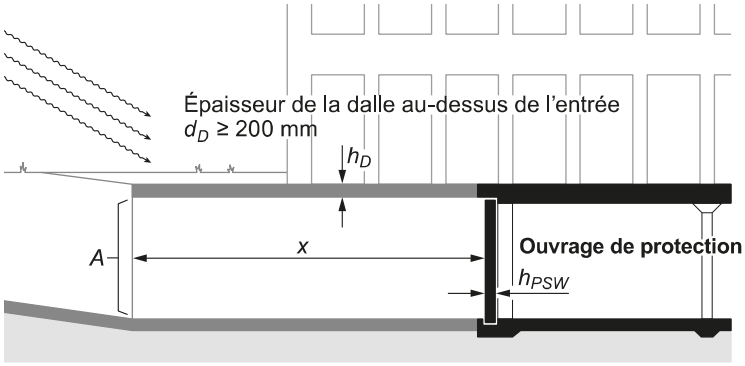
Surface de l'ouverture A	Distance minimale x_3
A = 3.0 m^2	x_3 = 4.0 m

$$Z = \frac{A}{x_3^2} = \frac{3.0}{4.0^2} = 0.19$$

Figure 11 ➔ épaisseur du mur $h_{W,3}$ = <u>400 mm</u>

5.4.2 Parois blindées coulissantes

Dans le cas d'un **abri aménagé dans un garage souterrain** selon les ITAS 1982, l'accès au garage doit être considéré comme un local annexe partiellement aérien. L'épaisseur h_{PSW} de la paroi blindée coulissante dépend de la section de l'entrée (surface de l'ouverture A), de la distance x entre l'entrée et la paroi blindée et de l'épaisseur h_D de la dalle surmontant l'entrée. L'épaisseur de la paroi blindée coulissante peut être déterminée, conformément à la figure 15, sans considérer si l'entrée du garage est surmontée par un immeuble ou exempte de construction sus-jacente.



Épaisseur de la paroi blindée coulissante h_{PSW} [mm]			
Épaisseur de la dalle surmontant l'entrée h_D		<350	≥350
$Z = A/x^2$	$Z \leq 0.15$	350	250
	$0.15 < Z \leq 0.25$	350	

Figure 15 Épaisseur de la paroi blindée coulissante d'un abri aménagé dans un garage souterrain

5.4.3 Sorties de secours

Les sorties de secours (SS) donnant à l'air libre contre la façade d'un bâtiment doivent comprendre un saut-de-loup en béton armé (béton coulé sur place ou éléments préfabriqués), conformément aux ITAS 1982 et aux ITAP 1984. Le saut-de-loup aura une section minimale de 0.60 x 0.80 m.

Pour empêcher toute exposition au rayonnement nucléaire direct, l'angle entre le linteau du volet blindé et le bord du saut-de-loup ne doit pas être inférieur à 30°. Les sauts-de-loup saillants seront en outre protégés par un remblai d'une largeur minimale de 0.40 m.

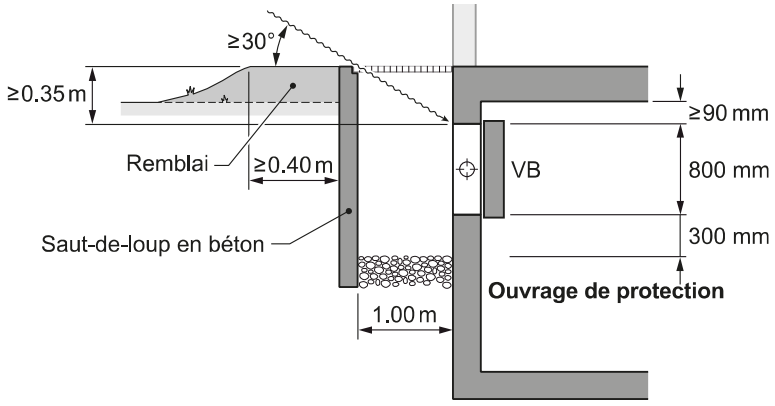


Figure 16 Configuration d'une sortie de secours proche de la surface

6 Actions de l'onde de choc aérienne due à une arme atomique

6.1 Généralités

6.1.1 Charge statique de remplacement

La valeur de calcul de la charge statique de remplacement A_d dépend de la charge dynamique et de la déformabilité de l'élément de construction sollicité. Il est déterminé comme suit, en fonction du facteur de charge dynamique Φ:

$$A_d = \Phi \cdot q_k$$

A_d valeur de calcul de l'action accidentelle (charge statique de remplacement)

Φ facteur de charge dynamique

q_k valeur caractéristique de l'action accidentelle (onde de choc aérienne, onde de choc induite dans le terrain)

6.1.2 Valeur de calcul de l'action

La valeur de calcul de l'action est généralement obtenue comme suit:

$$q_d = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

q_d valeur de calcul de l'action

g_k valeur caractéristique d'une action permanente (p. ex. poids propre de la structure porteuse et des éléments non structuraux, poussée des terres)

Φ facteur de charge dynamique

q_k valeur caractéristique de l'action accidentelle (onde de choc aérienne et onde de choc induite dans le terrain, charge due aux décombres)

ψ_{2i} coefficient de réduction pour la valeur quasi permanente d'une action concomitante (en combinaison avec l'action accidentelle)

q_{ki} valeur caractéristique d'une action concomitante

6.1.3 Facteur de charge dynamique

Les facteurs de charge dynamiques Φ à utiliser dans le dimensionnement sont fournis ci-après, pour des éléments de construction élancés de rapport $l_x/h \geq 4$ et pour des éléments trapus de rapport $l_x/h < 4$, la plus courte portée libre de l'élément de construction étant désignée par l_x et son épaisseur par h.

Le comportement dynamique des éléments de construction est pris en compte à l'aide du facteur de charge dynamique Φ. La charge dynamique est caractérisée par une onde de choc de longue durée et par un accroissement très rapide de la charge. Elle agit sur les éléments de manière élastique avec une sollicitation correspondant au double de la valeur caractéristique de la charge (Φ = 2.0). Le facteur de charge dynamique est réduit si des déformations élasto-plastiques sont admises.

Les ouvrages de protection tolèrent des déformations plastiques, c'est pourquoi le calcul de la sollicitation en flexion peut appliquer un facteur de charge dynamique Φ = 1.2. Comme on ne peut pas exclure que l'élément de construction considéré se comporte de manière plus ou moins élastique selon sa géométrie et son armature, on appliquera un facteur de charge dynamique Φ = 2.0 dans les vérifications concernant le cisaillement et le poinçonnement, afin d'éviter une rupture précoce due à l'un de ces phénomènes.

Éléments de construction élancés

Tableau 4 Facteur de charge dynamique Φ applicable aux éléments de construction élancés de rapport $l_x/h \geq 4$

Méthode statique		
Flexion		Φ = 1.2
Cisaillement et poinçonnement		Φ = 2.0
Méthode cinématique		
Flexion (charge ultime en flexion q_{Rd})		Φ = 1.2
Cisaillement	avec la charge ultime en flexion q_{Rd}	
	mais au plus avec $q_{d,max} = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$, pour	Φ = 2.0

Éléments de construction massifs

Les sollicitations subies par les éléments de construction massifs de rapport $l_x/h < 4$ ($l_x/h < 2$ pour les consoles) peuvent être déterminées en utilisant des champs de contrainte et des modèles de bielles-tirants. Le facteur de charge dynamique Φ = 2.0 doit être utilisé dans le dimensionnement.

Éléments de construction immergés (radiers, murs, réservoirs d'eau)

Pour les radiers et les murs immergés (niveau d'eau supérieur à la base du radier, types de sols de fondation I_c et I_d selon les points 6.2.2 et 6.2.3) et pour les réservoirs d'eau, dont la déformation doit être limitée pour des raisons d'étanchéité, on majorera les charges statiques de remplacement A_d lors de la vérification de la **sécurité structurale en flexion.** La majoration est de 10 % dans le cadre de la méthode statique et de 30 % dans le cadre de la méthode cinématique (tableau 4):

Méthode statique : $A_d = 1.1 \cdot \Phi \cdot q_k$

Méthode cinématique : $A_d = 1.3 \cdot \Phi \cdot q_k$

6.2 Sol de fondation

6.2.1 Généralités

Les actions déterminantes du sol de fondation sur le radier comprennent les réactions dues aux charges appliquées sur la dalle que sont le poids propre de l'ouvrage de protection et les actions concomitantes qu'il subit, ainsi que les charges exercées par le bâtiment sus-jacent. La sollicitation du radier est imputable à l'interaction entre le sol et l'ouvrage, aussi dépend-elle des caractéristiques du sol et des dimensions du radier.

La construction d'un ouvrage de protection n'est pas admise dans un sol susceptible de se liquéfier, tel que tourbe, craie lacustre ou sable fin lâche saturé, à moins que tout le bâtiment ne soit fondé sur des pieux colonnes.

6.2.2 Classes de sol de fondation

On distingue les terrains meubles pulvérulents, les terrains meubles cohérents et la roche:

Les **terrains meubles pulvérulents** (type I) comprennent les graviers, les sables et les limons ainsi que les graviers limoneux et les sables limoneux, qui apparaissent dans tous les types de dépôts alluvionnaires et dans les moraines à granulométrie grossière et faible teneur en éléments fins.

Les **terrains meubles cohérents** (type II) comprennent les graviers argileux, les sables argileux et les limons argileux ainsi que les argiles pures, soit des matériaux peu perméables. Ils apparaissent sous la forme de dépôts lacustres fins (argiles de fonds lacustres), de colluvions et de moraines de fond à haute teneur en éléments fins. Les terrains meubles cohérents sont durs lorsqu'ils sont compacts, stables et difficiles à excaver à la pelle mécanique. La moraine de fond à granulométrie fine sous-jacente à la zone d'altération est un terrain meuble cohérent typique. Les terrains meubles cohérents sont qualifiés de mous lorsqu'ils sont peu compacts, peu stables à long terme et peu à même de supporter une charge. Les colluvions en sont un exemple typique.

La **roche** (type III) rencontrée dans le Plateau suisse est souvent décrite de la molasse (marneuse, gréseuse, etc.). Les pierres et les sables graveleux cimentés, nécessitant l'utilisation d'une pioche ou difficiles à excaver à la pelle mécanique, sont assimilés à de la roche pour ce qui est des charges agissant sur le radier.

6.2.3 Nappe phréatique

En principe, les ouvrages de protection ne devraient pas être construits dans une nappe phréatique. Si on ne peut pas l'éviter, on appliquera les mesures requises au point 2.33 des ITAP 1984.

Le niveau piézométrique pluriannuel moyen est déterminant pour subdiviser les sols de fondation de type I, selon la figure 17.

Si le niveau piézométrique se situe à plus de 1.5 m au-dessus de la face inférieure du radier (type I_d), la configuration de l'ouvrage de protection doit être fixée d'entente avec les autorités compétentes. Cela concerne en particulier la nature du sol de fondation, le danger d'inondation, la construction et l'étanchéité de l'enveloppe de l'ouvrage ainsi que l'agencement des accès, des sorties de secours et des installations de ventilation.

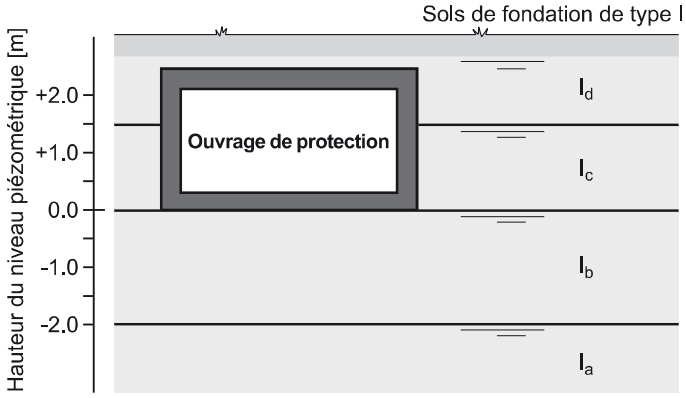


Figure 17 Niveau piézométrique et sols de fondation de type I

Le tableau 5 synthétise la classification et la désignation des types de sols de fondation.

Tableau 5 Types de sols de fondation (voir aussi la figure 17)

Type I	Terrain meuble granuleux
I_a	Niveau piézométrique à plus de 2.0 m au-dessous du b.i.[1)] du radier
I_b	Niveau piézométrique jusqu'à 2.0 m au-dessous du b.i.[1)] du radier
I_c	Niveau piézométrique jusqu'à 1.5 m au-dessus du b.i.[1)] du radier[2)]
I_d	Niveau piézométrique à plus de 1.5 m au-dessus du b.i.[1)] du radier[2), 3)]
Type II	Terrain meuble cohérent (avec ou sans nappe phréatique)
II_{dur}	Compact, stable, difficile à excaver à la machine
II_{mou}	Peu compact, peu stable, mauvaise tenue
Type III	Roche ou terrain meuble cimenté très dur (avec ou sans nappe phréatique)

[1)] Bord inférieur

[2)] Perméabilité faible, c'est-à-dire écoulement moyen inférieur à 5 l/min à hauteur du radier lors d'un essai de pompage

[3)] Construction de l'enveloppe de l'ouvrage de protection et agencement des accès et des sorties de secours d'entente avec les autorités

6.3 Actions sur les dalles

La valeur de calcul des actions qui s'exercent sur une dalle vaut:

$$q_d = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

Elle se compose des actions permanentes g_k, de l'action prépondérante due à l'onde de choc aérienne $\Phi \cdot q_k$ ou à la charge engendrée par les décombres de l'immeuble q_k ($\Phi = 1.0$) et de l'action concomitante quasi permanente $\psi_{2i} \cdot q_{ki}$.

Onde de choc aérienne

La valeur caractéristique de l'action accidentelle prépondérante due à l'onde de choc aérienne vaut: q_k = 100 kN/m^2

Charge due aux décombres

La charge due aux décombres du bâtiment sus-jacent ne s'exerce sur la dalle de l'ouvrage de protection qu'après le passage de l'onde de choc aérienne. C'est pourquoi les actions imputables à l'onde de choc et aux décombres ne doivent pas être prises en compte simultanément (figure 3).

Pour les bâtiments de moins de huit étages, la charge due aux décombre est inférieure, dans le cas normal, à la charge due à l'onde de choc aérienne, c'est pourquoi elle n'est pas déterminante pour le dimensionnement du radier de l'ouvrage de protection.

Pour les bâtiments de plus de huit étages, la charge due aux décombres devient déterminante pour le dimensionnement de la dalle de l'ouvrage de protection. La valeur caractéristique de la charge due aux décombres q_k peut être déterminée, à l'aide de la figure 18, en fonction du nombre d'étages au-dessus de l'ouvrage de protection et en admettant qu'ils ont une masse moyenne de 1.5 t/m^2. Pour procéder au dimensionnement, la charge due aux décombres est répartie uniformément sur la dalle de l'ouvrage de protection.

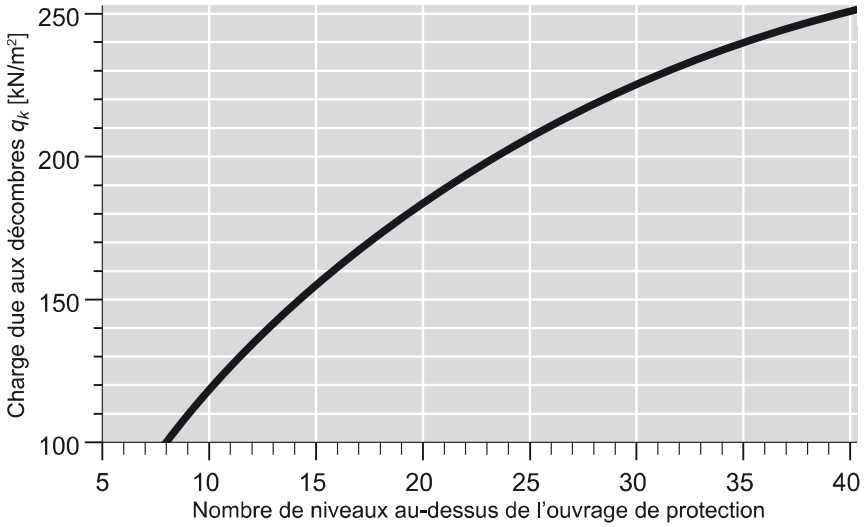


Figure 18 Valeur de calcul de la charge due aux décombres

Charges dues aux colonnes et aux murs du bâtiment sus-jacent

Les charges exercées par les colonnes et les murs du bâtiment situé au-dessus de l'ouvrage de protection devraient être, si possible, transmises dans les fondations par les colonnes et les murs de l'ouvrage de protection. La figure 19 illustre schématiquement les charges qui s'exercent sur la dalle de l'ouvrage de protection (voir le point 7.7.8).

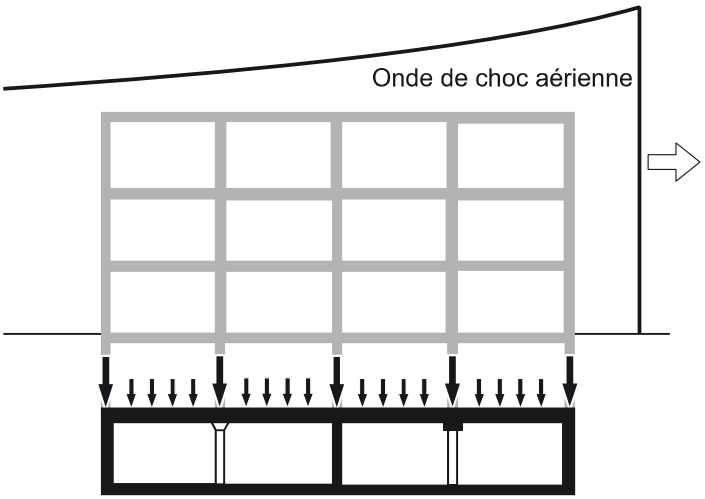


Figure 19 Transmission des charges par les colonnes et les murs de l'ouvrage de protection

6.4 Actions sur les radiers

6.4.1 Dimensionnement

Les valeurs de dimensionnement des actions qui s'exercent sur un radier sont obtenues comme suit:

$$q_{0d}, q_{sd} = \delta \cdot (g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki})$$

q_{0d} *part de la charge répartie uniformément sur le radier*

q_{sd} *part de la charge concentrée sous l'aire d'influence A d'un mur ou d'une colonne, de manière à ce que la réaction liée à q_{0d} s'équilibre avec les charges exercées par le mur ou par la colonne*

δ *coefficient de répartition pour l'action du sol de fondation (tableau 6)*

g_k *actions permanentes dues à l'ensemble du bâtiment, sans la part du radier*

Φ *facteur de charge dynamique selon le point 6.1.3*

q_k *valeur caractéristique de l'action prépondérante accidentelle du sol de fondation consécutive à l'onde de choc aérienne (q_k = 100 kN/m^2), respectivement à la charge due aux décombres.*

ψ_{2i} *coefficient de réduction pour la valeur quasi permanente d'une action variable concomitante (en combinaison avec l'action accidentelle)*

q_{ki} *valeur caractéristique d'une action concomitante*

Le tableau 6 synthétise, pour les types de sols de fondation I à III (tableau 5), les coefficients de répartition δ appliqués pour déterminer les actions exercées sur le radier (charge).

Au lieu de déterminer les actions exercées sur le radier en utilisant les coefficients de répartition δ selon le tableau 6, on peut calculer le radier en appliquant les méthodes usuelles de la statique (combinaison de la méthode du module de réaction et de la méthode des éléments finis, etc.).

Tableau 6 Coefficients de répartition δ appliqués pour dimensionner le radier

	Valeurs de calcul des actions du sol de fondation	Type de sol de fondation		
		I_a, II_{dur}	I_b, I_c, I_d, II_{mou}	III
		Fondation superficielle		Fondation superficielle posée directement sur de la roche ou sur du terrain meuble dur
Radier situé sous une trame de murs	q_{0d}	$\delta_{0d} = 0.5$	$\delta_{0d} = 1.0$	Dimensionnement comme une semelle filante
	q_{sd}	$\delta_{sd} = 1.39$	$\delta_{sd} = 0.0$	
Radier situé sous une trame de colonnes	q_{0d}	$\delta_{0d} = 0.5$	$\delta_{0d} = 1.0$	Dimensionnement comme une semelle isolée
	q_{sd}	$\delta_{sd} = 1.39$	$\delta_{sd} = 0.0$	

$$\delta_{sd} = \frac{l_x \cdot l_y}{2 \cdot A_{sd}} = 1.39$$ A_{sd} : Surface sur laquelle q_{sd} agit

Les indications suivantes seront appliquées pour dimensionner les radiers fondés sur des sols de type I_a et II_{dur} ainsi que III:

Sol de fondation de type I_a ou II_{dur}

Lorsqu'on applique la méthode cinématique à un radier situé sous une trame de murs, on peut effectuer les calculs en considérant une charge répartie uniformément sur tout le radier, en appliquant le coefficient de répartition $\delta_{cin} = 0.6$. La vérification au cisaillement sera réalisée avec la valeur $1.6 \cdot q_{Rd}$ ou $1.6 \cdot q_{d,max}$, respectivement.

Lorsque des semelles filantes sont situées sous des murs pour renforcer les fondations, la charge ultime du radier peut être calculée en conférant une portée diminuée de la largeur de la semelle et en appliquant le coefficient de répartition $\delta = 0.5$. La semelle filante est calculée comme une console, avec la réaction d'appui du radier découlant de q_{Rd} ou $q_{d,max}$ provenant des contraintes au sol selon le tableau 6, pour $\Phi = 2.0$.

Sol de fondation de type III

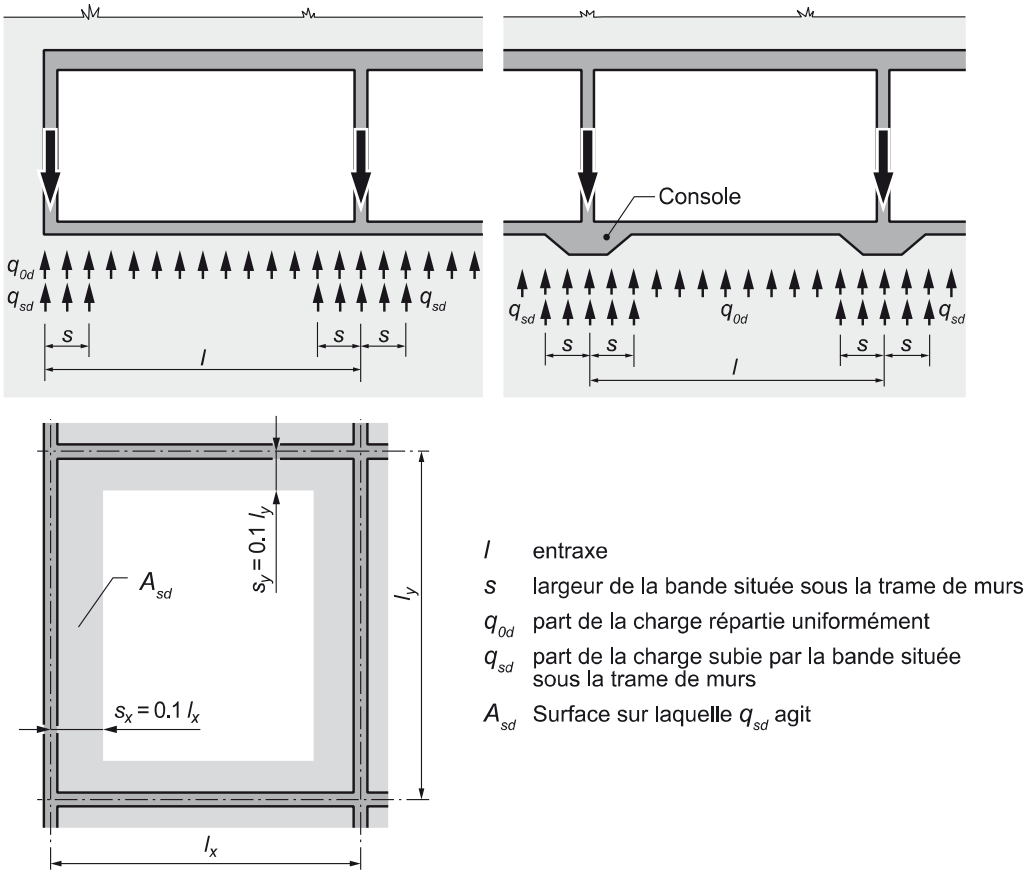
Lorsque des fondations sont posées sur la roche ou sur du terrain meuble cimenté très dur (sol de fondation de type III), les charges exercées par les murs ou par les colonnes sont transmises directement dans le sol de fondation, sans solliciter le radier. Sous les murs, seule la semelle filante est dimensionnée (limitation des contraintes au sol). Sous les colonnes, on peut prévoir des renforcements du radier ou des semelles isolées. Les contraintes au sol σ seront limitées comme suit:

- terrain meuble cimenté très dur : $\sigma \leq 0.8$ N/mm^2
- roche : $\sigma \leq 1.2$ N/mm^2

Les radiers seront continus dans tous les cas. Ils auront l'épaisseur minimale selon le chapitre 7.5 et posséderont une armature minimale selon le chapitre 7.4.

6.4.2 Radiers situés sous une trame de murs

Les dimensions géométriques déterminantes pour les radiers situés sous une trame de murs sont indiquées à la figure 20.



l entraxe

s largeur de la bande située sous la trame de murs

q_{0d} part de la charge répartie uniformément

q_{sd} part de la charge subie par la bande située sous la trame de murs

A_{sd} Surface sur laquelle q_{sd} agit

Figure 20 Actions sur le radier en présence d'une trame de murs

6.4.3 Radiers situés sous une trame de colonnes

Les dimensions géométriques déterminantes pour les radiers, renforcés ou non, situés sous une trame de colonnes sont indiquées à la figure 21.

l_x, l_y *distance entre les colonnes*
A *aire d'influence d'une colonne*
a,b *largeur et longueur de l'aire d'influence d'une colonne*
q_{0d} *part de la charge répartie uniformément*
q_{sd} *part de la charge concentrée sous l'aire d'influence d'une colonne*
s *0.1 l_{y1}*

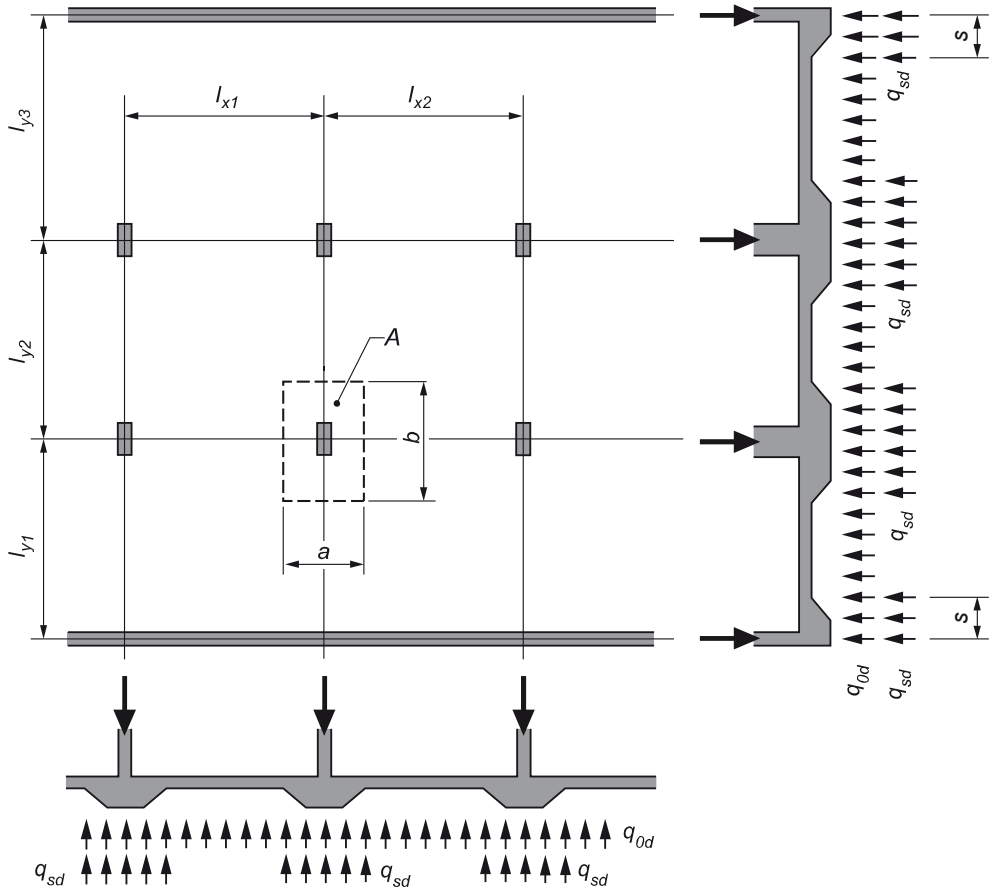


Figure 21 Actions du sol de fondation sur un radier, renforcé ou non, situés sous des colonnes normales ou de section très allongée

Dans le cas des types de sols de fondation I_a et II_{dur}, l'aire d'influence *A* d'une colonne en présence d'une charge concentrée (contraintes au sol) est déterminée comme suit:

$$A = a \cdot b = 0.2 \cdot \left(\frac{l_{x1}}{2} + \frac{l_{x2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{l_{y1}}{2} + \frac{l_{y2}}{2} \right)$$

6.4.4 Fondations sur pieux

Lorsqu'un ouvrage de protection est construit sous un bâtiment à plusieurs étages fondé sur des pieux, les prescriptions suivantes s'appliquent au dimensionnement de ces fondations sur pieux.

Pieux colonnes

Les pieux colonnes (pieux travaillant essentiellement en pointe) sont considérés comme des appuis rigides. Ils reprennent seuls les charges verticales dues à l'onde de choc aérienne. Dans ce cas, il faut vérifier si les efforts subis par les colonnes et par les murs sont bien transmis dans les pieux. La vérification est effectuée en tenant compte des actions permanentes et variables exercées par le bâtiment et des réactions d'appui de la dalle de l'ouvrage de protection soumise à l'onde de choc aérienne de 100 kN/m^2, respectivement à une charge due aux décombres.

Les radiers fondés sur des pieux colonnes seront dimensionnés pour résister à la charge engendrée par un choc selon le point 6.9.2.

Lorsque le radier est immergé dans une nappe phréatique, il faut tenir compte de la pression hydrostatique et de la réaction à la charge de 100 kN/m^2 due à l'onde de choc aérienne, en appliquant les facteurs selon le point 6.1.3.

Pieux flottants

Deux situations doivent être distinguées dans le cas des pieux flottants, qui ne s'appuient pas sur un sol de fondation de type III (roche) ou II$_{dur}$ (terrain meuble cohérent et compact):

- Les pieux cèdent sous l'effet de la charge due à l'onde de choc aérienne: ils ne reprennent plus aucun effort et les charges sont transmises uniquement par le radier. Il faut donc tenir compte des facteurs de charge dynamiques Φ, des exigences à l'endroit de l'étanchéité selon le point 6.1.3 et des coefficients de répartition δ selon le tableau 6 pour dimensionner le radier.
- Les pieux se comportent de manière rigide: ils assurent seuls la transmission verticale des charges et sont alors dimensionnés comme des pieux colonnes.

6.5 Actions sur les murs extérieurs

6.5.1 Murs en contact avec le terrain

La charge exercée sur les murs extérieurs en contact avec le terrain se compose de la charge statique de remplacement due à l'onde de choc aérienne ou à l'onde de choc induite dans le terrain et de la pression statique au repos, ainsi que de la pression hydrostatique lorsque le niveau piézométrique est élevé.

$$q_d = e_{0k} + w_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

e_{0k} *valeur caractéristique de la pression statique au repos*

w_k *pression hydrostatique lorsque le niveau piézométrique est élevé*

Φ *facteur de charge dynamique selon le point 6.1.3*

q_k *valeur caractéristique de l'action accidentelle prépondérante (charge due à l'onde de choc aérienne ou à l'onde de choc induite dans le terrain)*

ψ_{2i} *coefficient de réduction pour la valeur quasi permanente d'une action variable concomitante (en combinaison avec l'action accidentelle)*

q_{ki} *valeur caractéristique d'une action concomitante*

Les efforts normaux générés par les actions qui s'exercent sur les dalles adjacentes ne peuvent pas être pris en compte dans le dimensionnement des murs. Lorsque des murs extérieurs opposés subissent des charges différentes, les différences sont reprises par les forces de frottement et par la poussée des terres.

La valeur caractéristique de l'action due à l'onde de choc aérienne et à l'onde de choc induite dans le terrain q_k dépend de la part du mur extérieur en contact avec le terrain (a/l). Pour les murs extérieurs dont la moitié ou moins est en contact avec le terrain ($a/l \geq 0.5$), la valeur caractéristique de l'action q_k vaut 270 kN/m^2. Cette valeur sera aussi appliquée, quelle que soit la part de mur extérieur en contact avec le terrain, en présence d'un talus raide de pente $\beta > 40°$ ou d'un mur de soutènement, si le talus ou le mur de soutènement se trouve à une distance inférieure à $2 \cdot l$ du mur extérieur de l'ouvrage de protection.

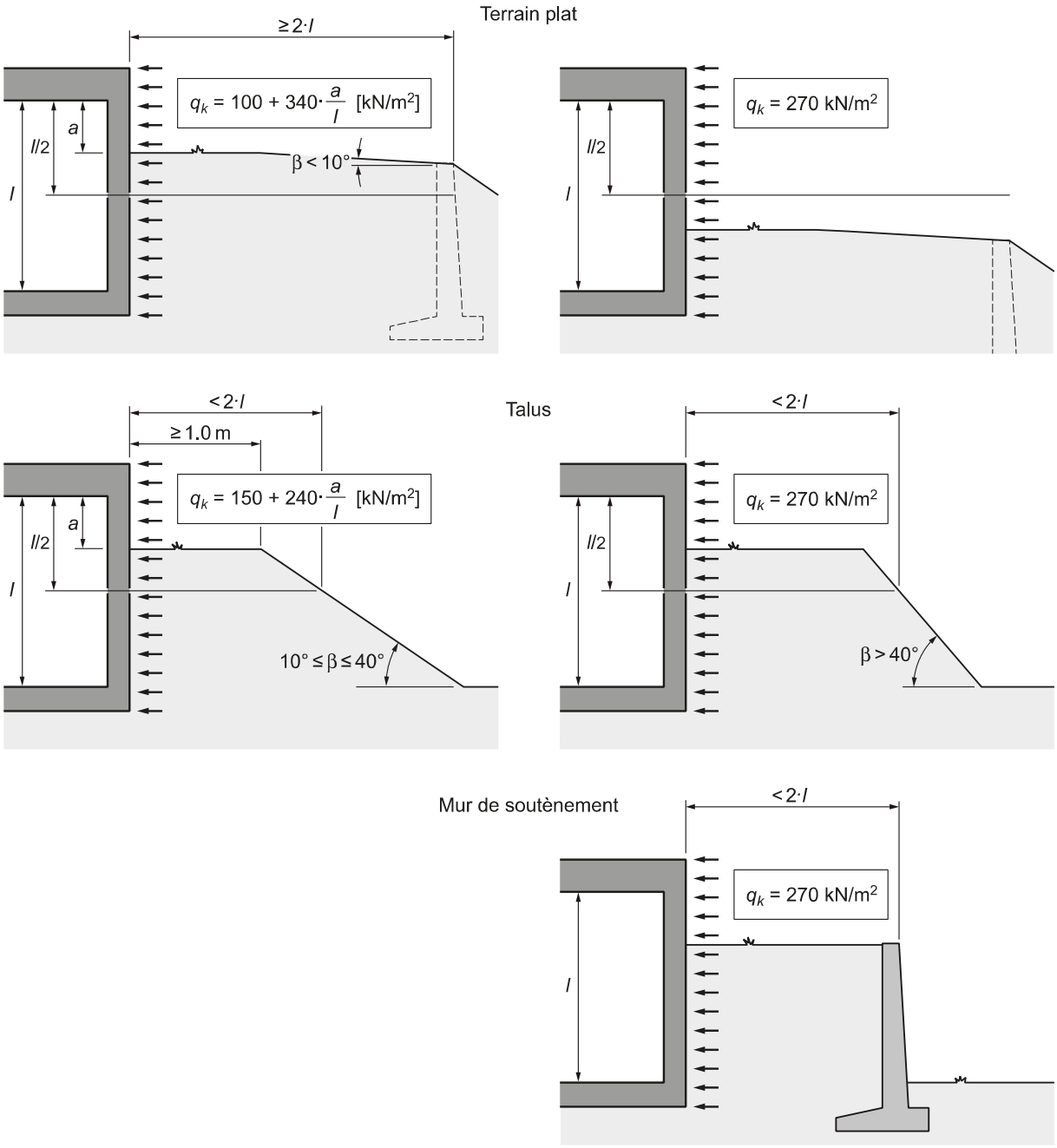


Figure 22 *Action due à l'onde de choc aérienne et à l'onde de choc induite dans le terrain qui s'exerce sur des murs extérieurs en contact avec le terrain, dans le cas d'un terrain sensiblement plat, d'un talus et d'un mur de soutènement*

Lorsqu'un mur est immergé dans une nappe phréatique (sol de fondation de type I_c ou I_d), les charges statiques de remplacement sont majorés conformément au point 6.1.3.

6.5.2 Murs jouxtants des locaux annexes non protégés

L'action q_k due à l'onde de choc aérienne qui s'exerce sur les murs extérieurs d'un ouvrage de protection attenants à un local annexe non protégé dépend de la part d'ouverture des murs du local annexe α. La part d'ouverture α désigne le rapport entre la surface totale $\Sigma A_{i,j}$ des ouvertures dans un mur qui donne sur l'extérieur et la surface totale de ce mur A_{Wi}. C'est le mur du local annexe qui présente la plus grande part d'ouverture ($\alpha = \max(\Sigma A_{i,j}/A_{Wi})$) qui est déterminant pour établir l'action q_k, selon le tableau 7.

Tableau 7 Action due à l'onde de choc aérienne q_k qui s'exerce sur les murs extérieurs d'un ouvrage de protection situés dans un local annexe non protégé

Part d'ouverture maximale $\alpha = \max(\Sigma A_{i,j}/A_{Wi})$	Charge due à l'onde de choc aérienne q_k [kN/m^2]
$\alpha \leq 0.25$	150
$0.25 < \alpha \leq 0.50$	180
$0.50 < \alpha \leq 0.75$	200
$0.75 < \alpha$	240

La figure 23 présente un exemple d'ouvrage de protection dont un mur extérieur est attenant à un local annexe non protégé.

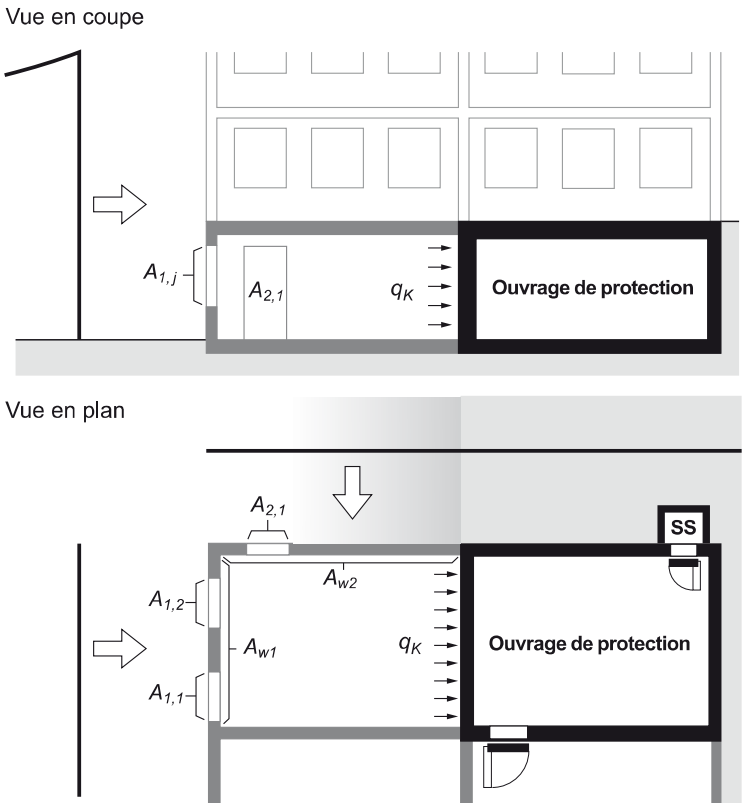


Figure 23 Exemple de détermination de l'action due à l'onde de choc aérienne qui s'exerce sur le mur extérieur d'un ouvrage de protection attenant à un local annexe non protégé

Surface du mur 1 : A_{W1} = 9.0 m^2

Surface des ouvertures $A_{1,j}$: $A_{1,1}$ = 1.5 m^2

$A_{1,2}$ = 1.5 m^2

Part d'ouverture α_1 : $\alpha_1 = \Sigma A_{1,j} / A_{W1} = (1.5 + 1.5) / 9.0 = 0.33$

Surface du mur 2 : A_{W2} = 14.0 m^2

Surface de l'ouverture $A_{2,j}$: $A_{2,1}$ = 1.8 m^2

Part d'ouverture α_2 : $\alpha_2 = \Sigma A_{2,j} / A_{W2} = 1.8 / 14.0 = 0.13$

C'est la part d'ouverture α_1 qui est déterminante:

tableau 7 ➔ action due à l'onde de choc aérienne q_k = 180 kN/m^2

6.6 Actions sur les murs situés entre deux ouvrages de protection

Pour déterminer les charges qui s'exercent sur un mur séparant deux ouvrages de protection adjacents, on part du principe que ce mur doit rester intact en cas de destruction d'un des deux ouvrages. Le mur sera donc dimensionné en fonction d'une charge q_k = 100 kN/m^2 engendrée par l'onde de choc aérienne (pression de remplissage). La charge peut s'exercer d'un côté ou de l'autre du mur. L'armature d'un mur situé entre deux ouvrages de protection est représentée à la figure 45.

6.7 Actions sur les ouvrages d'entrée protégés

6.7.1 Charge de pression externe et interne

Les ouvrages d'entrée des ouvrages de protection selon ITO 1977 et ITAS 1982 qui comprennent des corridors, des locaux annexes (prénettoyage) et des sas subissent une charge externe due à l'onde de choc aérienne et à l'onde de choc induite dans le terrain et une charge interne due à l'onde de choc aérienne. Selon la direction d'incidence de l'onde de choc aérienne, la charge engendrée par la pression peut s'exercer seulement sur le côté extérieur ou simultanément sur les deux côtés (figure 24). C'est la différence entre la charge de pression interne et externe qui est déterminante pour le dimensionnement. La pression externe $q_{k,ext}$ est décrite aux chapitres 6.3 à 6.5 et la pression interne $q_{k,int}$ subie par l'ouvrage d'entrée est fournie au point 6.7.2.

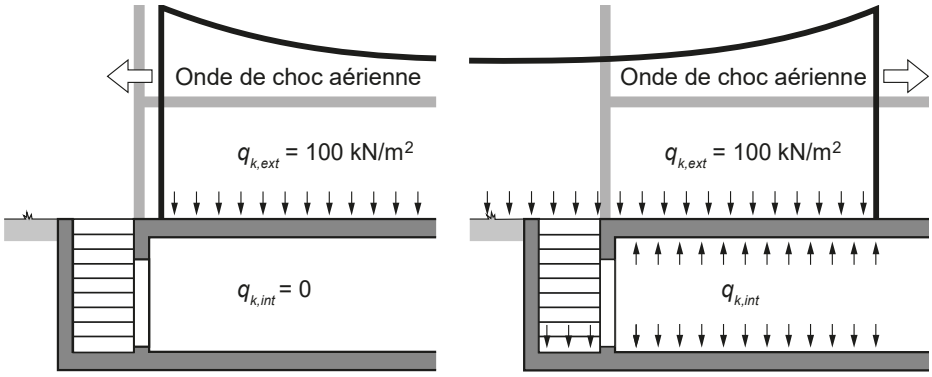


Figure 24 Charge de pression externe et interne

6.7.2 Pression interne

Les valeurs caractéristiques de la pression interne subie par les ouvrages d'entrée protégés sont indiquées ci-après pour le secteur d'entrée ($q_{k,E}$) pour le local annexe ($q_{k,V}$). Ces pressions concernent les ouvrages d'entrée situés au rez-de-chaussée, dans lesquels l'onde de choc aérienne pénètre au niveau du sol (figure 25a).

Lorsque l'entrée se trouve au premier sous-sol, qu'on y accède par exemple en descendant le long d'une façade du bâtiment (figure 25b), les pressions internes $q_{k,E}$ et $q_{k,V}$ peuvent être réduites de 50 kN/m^2, mais sans descendre au-dessous de la pression de remplissage de 100 kN/m^2.

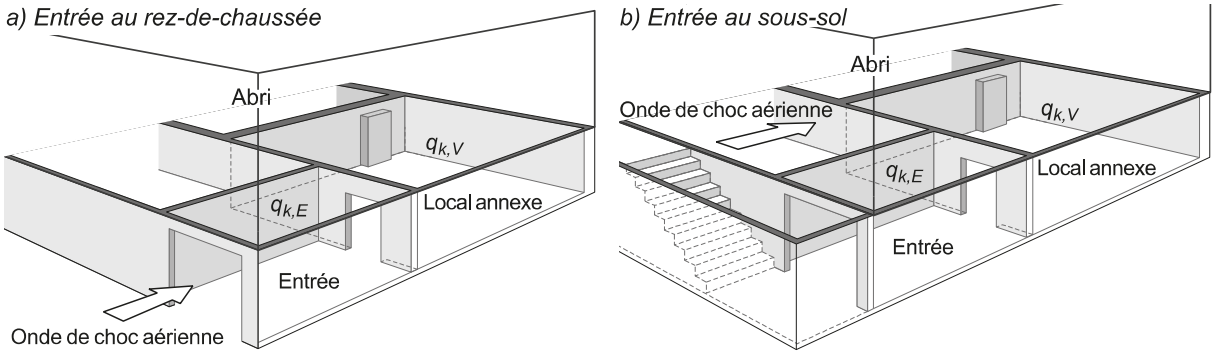


Figure 25 Ouvrages d'entrée protégés au rez-de-chaussée avec pénétration de l'onde de choc aérienne au niveau du sol (a) et entrée au sous-sol (b)

Lorsque l'entrée protégée se trouve au deuxième sous-sol ou plus bas, on peut considérer que la pression interne subie par l'ouvrage d'entrée et par le local annexe est égale à la pression de remplissage et on a donc $q_{k,E} = q_{k,V} = 100$ kN/m^2.

Réduction de la pression par diminution de la section

La pression interne subie par un ouvrage d'entrée protégé soumis à une onde de choc aérienne dépend de la géométrie de cet ouvrage et de la section déterminante pour la pénétration de l'onde de choc aérienne. La réduction de la pression Δq imputable à la plus petite section d'entrée $A_{E,min}$ peut être déterminée à l'aide du tableau 8. Elle dépend du rapport des sections α, défini selon la figure 26.

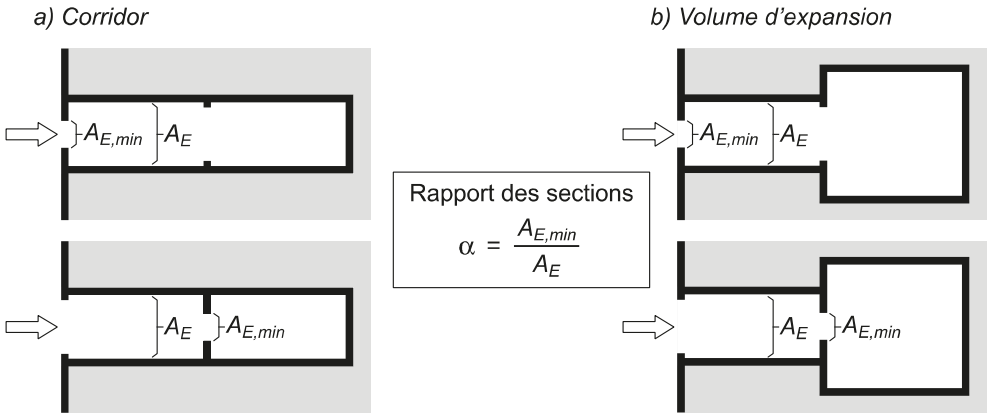


Figure 26 Définition du rapport des sections α

Tableau 8 Réduction de la pression Δq imputable à la plus petite section d'entrée $A_{E,min}$

Rapport des sections $\alpha = A_{E,min} / A_E$ [-]	Réduction de la pression Δq [kN/m^2]
$\alpha > 0.80$	0
$0.80 \geq \alpha \geq 0.40$	25
$0.40 > \alpha$	50

Pression interne dans les corridors

Lorsqu'un ouvrage d'entrée protégé a la géométrie d'un corridor, que la section de l'entrée est donc sensiblement uniforme, les pressions internes $q_{k,E}$ et $q_{k,V}$ générées par l'onde de choc aérienne dans le secteur d'entrée et dans le local annexe peuvent être déterminées à l'aide du tableau 9. Est considéré comme local annexe la partie postérieure du corridor ou le corridor situé derrière la plus petite section d'entrée $A_{E,min}$.

La figure 27 illustre différentes configurations de corridors et définit leur longueur L.

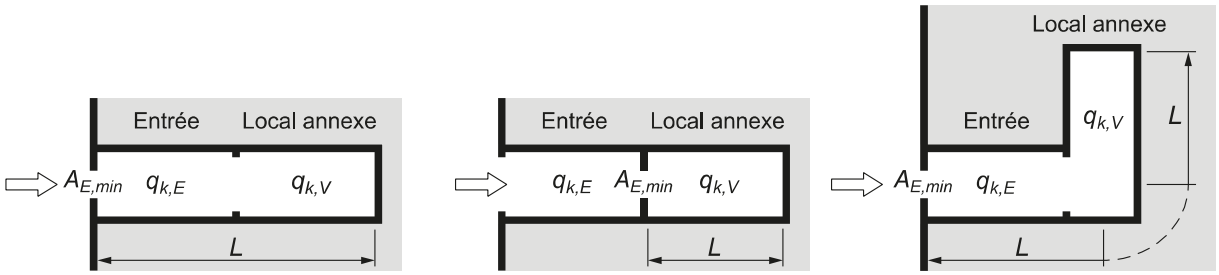


Figure 27 Configuration d'ouvrages d'entrée protégés comportant des corridors

Les pressions internes dépendent de la longueur du corridor L, où L décrit la longueur de l'espace situé derrière la plus petite section d'entrée $A_{E,min}$. Lorsque le corridor comprend un coude, toute sa longueur est déterminante. La réduction de la pression due au coude est généralement faible et ne peut être prise en compte que dans des cas exceptionnels.

La pression $q_{k,E}$ subie par le secteur d'entrée ou par la partie antérieure du corridor est généralement inférieure de 25 kN/m^2 à la pression interne $q_{k,V}$ subie par le local annexe ou par la partie postérieure du corridor (tableau 9).

Tableau 9 Valeur caractéristique de la pression interne dans les corridors

Long corridor L [m]	Pression dans le local annexe $q_{k,V}$ [kN/m^2]
$L \leq 5$	250
$5 < L < 10$	250 - Δq [1)]
$10 \leq L$	225 - Δq [1)]
	Pression dans le secteur d'entrée $q_{k,E}$ [kN/m^2]
	$q_{k,V}$ - 25

[1)] Δq selon le tableau 8

Pression interne dans les ouvrages d'entrée protégés pourvus d'un volume d'expansion

Lorsque la section d'un ouvrage d'entrée augmente notablement, en générant un volume d'expansion, les pressions internes $q_{k,E}$ et $q_{k,V}$ générées par l'onde de choc aérienne dans le secteur d'entrée et dans le volume d'expansion ou le local annexe peuvent être déterminées à l'aide du tableau 10.

La figure 28 illustre différentes configurations d'ouvrages d'entrée pourvus d'un local annexe jouant le rôle de volume d'expansion.

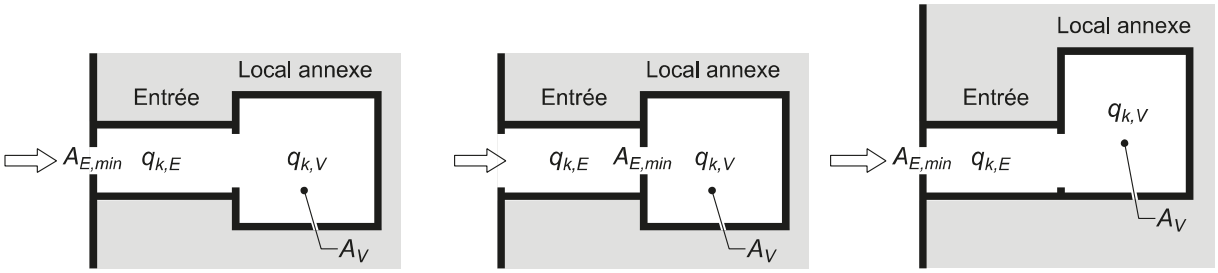


Figure 28 Configuration d'ouvrages d'entrée protégés pourvus d'un local annexe jouant le rôle de volume d'expansion

Les pressions internes dépendent de la surface du local annexe A_V, où A_V décrit la surface totale du sol situé derrière la plus petite section d'entrée $A_{E,min}$. La réduction de la pression due à l'expansion est plus grande lorsque le local annexe se trouve dans le prolongement du secteur d'entrée que lorsqu'il se trouve en position latérale. Mais on ne peut en tenir compte dans la détermination des pressions internes que dans des cas exceptionnels.

Les pressions internes subies par le secteur d'entrée et par le local annexe sont égales ($q_{k,E} = q_{k,V}$) lorsque la plus petite section d'entrée $A_{E,min}$ se trouve devant le secteur d'entrée. Si la plus petite section d'entrée $A_{E,min}$ se trouve juste devant le local annexe, la pression interne $q_{k,E}$ subie par le secteur d'entrée est généralement supérieure de 25 kN/m^2 à la pression $q_{k,V}$ subie par le local annexe (tableau 10).

Tableau 10 Valeur caractéristique de la pression interne dans les ouvrages d'entrée protégés pourvus d'un volume d'expansion

Surface du local annexe A_V [m^2]	Pression dans le local annexe $q_{k,V}$ [kN/m^2]
$A_V \leq 20$	200 - Δq [1)]
$20 < A_V < 60$	175 - Δq [1)]
$60 \leq A_V$	150 - Δq [1)]
	Pression dans le secteur d'entrée $q_{k,E}$ [kN/m^2]
$A_{E,min}$ devant le secteur d'entrée	$q_{k,V}$
$A_{E,min}$ derrière le secteur d'entrée	$q_{k,V}$ + 25

[1)] Δq selon le tableau 8

La pression dans le sas correspond à la pression dans le local annexe selon tableau 9 ou 10 réduite de Δq selon tableau 8 mais au minimum à 100 kN/m^2.

Exemples: pressions internes dans les ouvrages d'entrée protégés donnant sur le rez-de-chaussée (onde de choc aérienne pénétrant au niveau du sol)

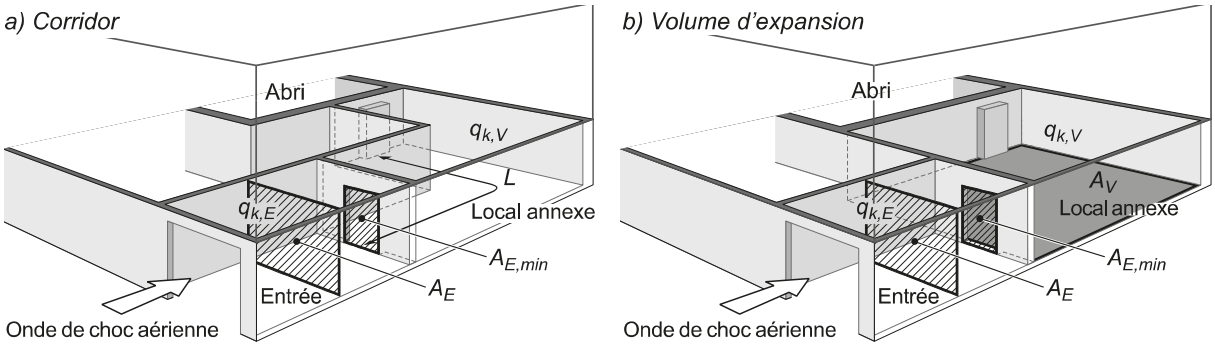


Figure 29 Ouvrages d'entrée protégés comprenant un corridor (a) et un local annexe jouant le rôle de volume d'expansion (b)

Section de pénétration de l'onde de choc aérienne:

$A_E = 1.8 \cdot 2.5 = 4.5\ m^2$

Plus petite section de l'ouvrage d'entrée:

$A_{E,min} = 1.0 \cdot 2.0 = 2.0\ m^2$

Rapport des sections:

$\alpha = A_{E,min} / A_E = 2.0 / 4.5 = 0.44$

Réduction de la pression imputable à la plus petite section d'entrée pour α = 0.44, selon le tableau 8:

$\Delta q = 25\ kN/m^2$

a) Charge de pression dans un ouvrage d'entrée protégé comprenant un corridor

Longueur du corridor à partir de la plus petite section d'entrée:

$L = 10.5\ m$

Valeur caractéristique de la pression interne dans le local annexe selon le tableau 9:

$q_{k,V} = 225 - \Delta q = 225 - 25 = \underline{200\ kN/m^2}$

Valeur caractéristique de la pression interne dans le secteur d'entrée (avant la plus petite section d'entrée) selon le tableau 9:

$q_{k,E} = q_{k,V} - 25 = 200 - 25 = \underline{175\ kN/m^2}$

b) Charge de pression dans un ouvrage d'entrée protégé pourvu d'un volume d'expansion

Surface du local annexe:

$A_V = 5.0 \cdot 7.0 = 35\ m^2$

Valeur caractéristique de la pression interne dans le local annexe selon le tableau 10:

$q_{k,V} = 175 - \Delta q = 175 - 25 = \underline{150\ kN/m^2}$

Valeur caractéristique de la pression interne dans le secteur d'entrée (avant la plus petite section d'entrée) selon le tableau 10:

$q_{k,E} = q_{k,V} + 25 = 150 + 25 = \underline{175\ kN/m^2}$

6.7.3 Parois blindées coulissantes

Les réactions d'appui des parois blindées s'exercent comme indiqué dans la figure 30.

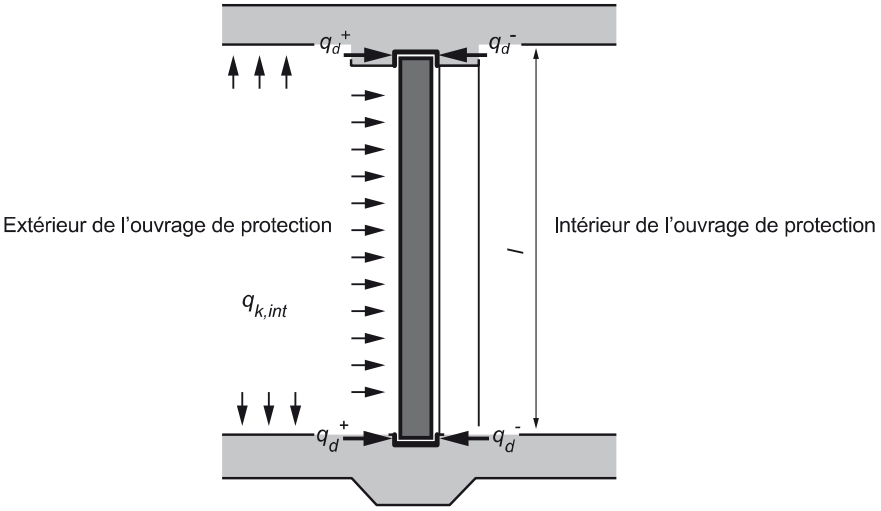


Figure 30 Réactions d'appui des parois blindées coulissantes

Les actions qui s'exercent sur la paroi blindée coulissante, sur la dalle et sur le radier $q_{k,int}$ sont établies conformément au point 6.7.1 et au chapitre 6.7.2, la force de rappel élastique vaut $q_d^+ = 0.3 \cdot q_d^-$

La déformation verticale des sommiers doit être limitée de manière à ce que leurs appuis dans la dalle et dans le radier soient préservés même en cas de charge provenant de l'intérieur. Ils seront donc exécutés sous une forme renforcée. Les réactions d'appui dans la dalle et dans le radier adjacent seront majorées selon le point 7.7.5.

Les murs d'appui latéraux des parois blindées coulissantes ne sont pas considérés sous l'angle statique. Ils seront armés à l'aide d'étriers pour prévenir toute rupture par cisaillement (voir. figure 31). Cela s'applique aussi bien à la butée extérieure qu'intérieure des parois blindées.

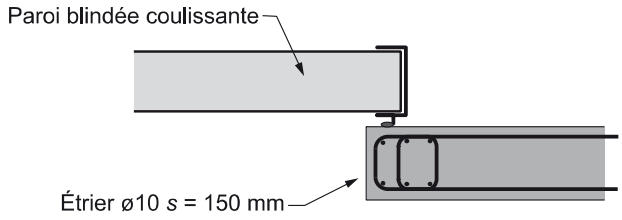


Figure 31 Mur d'appui d'une paroi blindée coulissante

6.7.4 Ouvrages de ventilation et sorties de secours

Les sorties de secours et les prises d'air d'ouvrages de protection situés sous plusieurs niveaux de sous-sol non protégés doivent être agencées et dimensionnées de manière à ce que leur utilisation ou leur fonctionnement ne soit pas entravé en cas d'effondrement du bâtiment. Elles seront placées autant que possible dans un angle de l'ouvrage de protection. Les actions à considérer pour le dimensionnement sont calculées conformément aux chapitres 6.3, 6.4, 6.5 et 6.7.

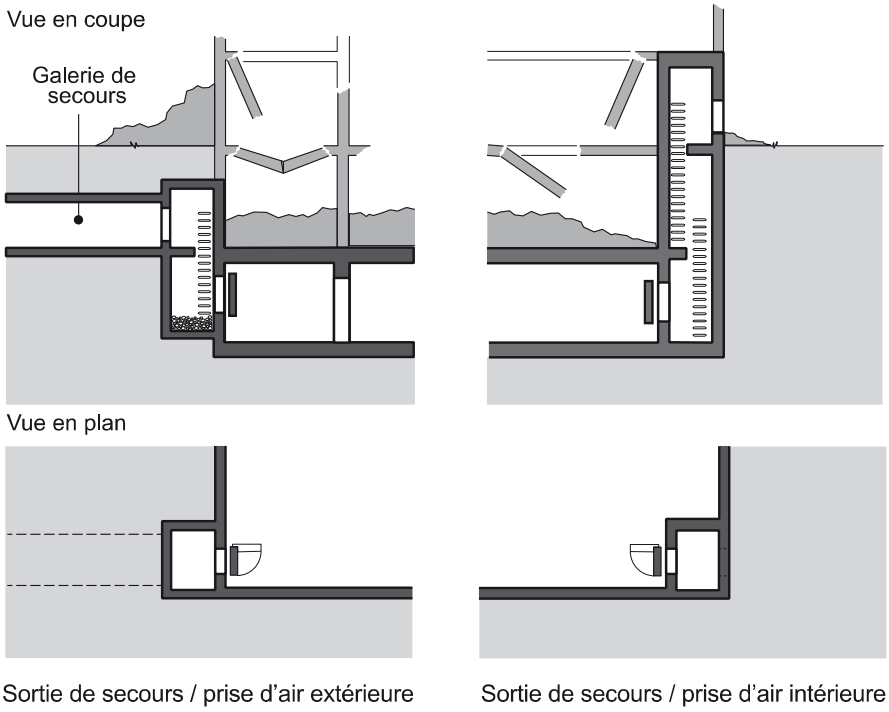


Figure 32 Sorties de secours d'ouvrages de protection situés sous plusieurs niveaux de sous-sol non protégés

6.8 Actions sur les réservoirs d'eau

Afin que les réservoirs d'eau, même dépourvus de revêtement, restent étanches après avoir subi une action imputable à une arme, il faut limiter les déformations de leurs éléments et majorer la charge statique de remplacement selon le point 6.1.3.

Lorsqu'un réservoir d'eau subit un choc, ses éléments sont aussi sollicités par les forces d'inertie générées par son contenu. On tiendra compte des charges dues à la pression et à la succion, les charges dues la succion pouvant atteindre des valeurs de l'ordre de 70 à 100 kN/m^2. Du fait de la grande masse d'eau et des forces d'inertie élevées qui en résultent, les réservoirs comporteront un seul niveau et ils ne seront pas placés sur une dalle intermédiaire.

6.8.1 Radiers

Les radiers situés à l'intérieur des réservoirs d'eau sont dimensionnés comme suit:

$$q_d = \delta \cdot \left(g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki} \right)$$

δ *coefficient de répartition pour les actions du sous-sol selon le tableau 6*

g_k *actions permanentes exercées par l'ensemble du bâtiment, sans la part du radier*

Φ *facteur de charge dynamique selon le point 6.1.3*

q_k *valeur caractéristique de l'action accidentelle prépondérante (charge provenant du sol de fondation due à l'onde de choc aérienne = 100 kN/m² et charges supplémentaires de pression et de succion dues au choc = 100 kN/m²)*

ψ_{2i} *coefficient de réduction pour la valeur quasi permanente d'une action variable concomitante (en combinaison avec l'action accidentelle prépondérante)*

q_{ki} *valeur caractéristique d'une action concomitante*

6.8.2 Murs extérieurs

Les murs extérieurs du réservoir qui font partie de l'enveloppe de l'ouvrage de protection de son côté extérieur sont dimensionnés comme suit:

$$q_d = e_{0k} + w_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

e_{0k} *valeur caractéristique de la pression au repos*

w_k *pression hydrostatique lorsque le niveau piézométrique est élevé*

Φ *facteur de charge dynamique selon le point 6.1.3*

q_k *valeur caractéristique de l'action accidentelle prépondérante (charge due à l'onde de choc aérienne ou à l'onde de choc induite dans le terrain selon le chapitre 6.5 ainsi que charge de succion de 100 kN/m² due au choc)*

ψ_{2i} *coefficient de réduction pour la valeur quasi permanente d'une action variable concomitante (en combinaison avec l'action accidentelle prépondérante)*

q_{ki} *valeur caractéristique d'une action concomitante*

6.8.3 Murs donnant sur l'intérieur et murs intermédiaires

Les murs du réservoir donnant sur l'intérieur de l'ouvrage de protection doivent être dimensionnés dans les deux directions contre une charge de 100 kN/m² due au choc. On tiendra compte des forces d'inertie subies par ces murs suite aux actions liées au choc (chapitre 6.9). Il n'est pas nécessaire de dimensionner les murs intermédiaires du réservoir. On les dotera des deux côtés d'une armature minimale constituée de deux nappes perpendiculaires de ø10 avec *s* = 100 mm.

6.9 Charge de choc subie par les éléments situés dans l'ouvrage de protection (secousses)

L'ensemble de l'ouvrage de protection subit une secousse brutale engendrée par la charge due à l'onde de choc aérienne et à l'onde de choc induite dans le terrain. Ses éléments tels que les murs intérieurs et les dalles intermédiaires sont alors aussi soumis à des forces d'inertie. Les accélérations *a* éprouvées par ces éléments valent:

- en direction horizontale $a_h = \pm 20$ m/s^2 ($\pm 2.0\ g_e$)
- en direction verticale $a_v = \pm 40$ m/s^2 ($\pm 4.0\ g_e$)

  (accélération de la pesanteur: $g_e = 9.81$ m/s$^2 \approx 10$ m/s^2)

6.9.1 Murs et colonnes en béton armé

Les murs et les colonnes en béton armé ne nécessitent aucune vérification particulière de la sécurité structurale vis-à-vis des forces horizontales, car l'armature minimale exigée (voir le tableau 12 au chapitre 7.4) est toujours suffisante pour absorber les sollicitations subies. Cela tient compte du fait qu'aucune déformation plastique des murs intermédiaires porteurs et des colonnes intérieures porteuses n'est admise. L'armature des murs et des colonnes sera ancrée dans la dalle et dans le radier. Les colonnes en acier seront ancrées dans la dalle et dans le radier par des dispositifs constructifs (ancrages, pattes).

Lorsqu'un mur intermédiaire, intérieur, d'un ouvrage de protection revêt la forme d'une paroi pression coulissante, les valeurs de calcul q_d selon la figure 33 seront appliquées pour calculer les sollicitations subies par les appuis (dalle et sol).

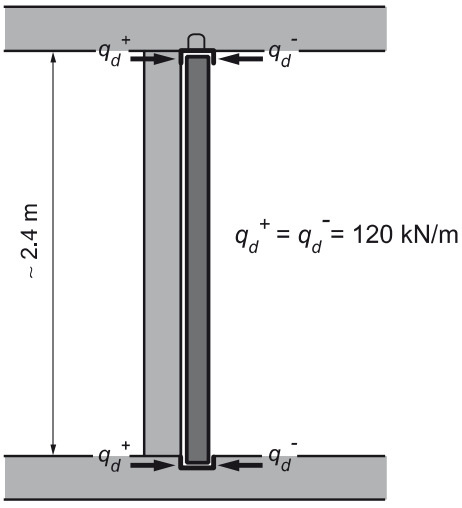


Figure 33 Forces horizontales liées à une paroi pression coulissante

6.9.2 Dalles intermédiaires et radiers

Dalles intermédiaires

Les dalles intermédiaires sont sollicitées par les charges de choc. C'est l'accélération verticale a_v = ±40 m/s^2 (±4.0 g_e) qui est déterminante (voir le chapitre 6.9). Lorsque l'ouvrage de protection subit un déplacementvers le bas, les dalles intermédiaires sont soumises à des forces d'inertie opposées, dirigées vers le haut. Elles sont dirigées vers le bas lors de mouvements de l'ouvrage vers le haut. La grandeur des forces d'inertie est déterminée par le poids propre de la dalle intermédiaire et par le poids propre de tous les éléments non structuraux et charges utiles quasi permanentes.

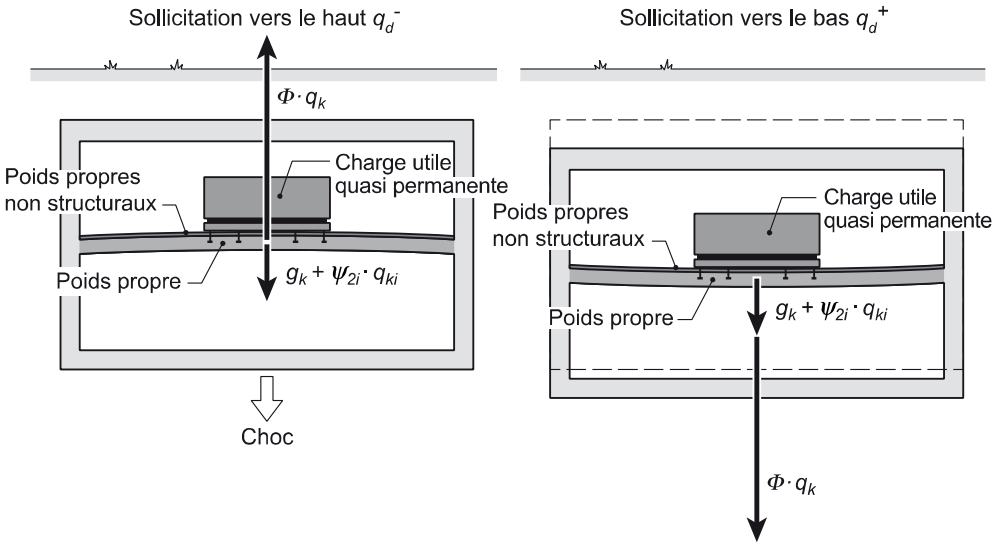


Figure 34 Charge de choc subie par une dalle intermédiaire

La valeur de calcul de l'action q_d qui s'exerce sur une dalle intermédiaire lors d'un choc vaut:

$$q_d = g_k + \Phi \cdot q_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki}$$

avec:

$$q_k = \pm \frac{a_v}{g_e} \cdot \left(g_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki} \right)$$

q_d *valeur de calcul de l'action*

g_k *valeur caractéristique des actions permanentes*

Φ *facteur de charge dynamique pour la flexion et le cisaillement (Φ = 1.0)*

q_k *valeur caractéristique de l'action accidentelle prépondérante*

a_v *accélération verticale (a_v = 40 m/s^2 ≈ 4.0 g_e)*

g_e *accélération de la pesanteur (g_e = 9.81 m/s^2 ≈ 10 m/s^2)*

ψ_{2i} *coefficient de réduction pour la valeur quasi permanente d'une action variable concomitante (en combinaison avec l'action accidentelle prépondérante)*

q_{ki} *valeur caractéristique d'une action concomitante*

Les charges verticales déterminantes pour le dimensionnement des dalles intermédiaires valent donc:

charge dirigée vers le haut: $q_d^- = 3.0 \cdot \left(g_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki} \right)$

charge dirigée vers le bas: $q_d^+ = 5.0 \cdot \left(g_k + \psi_{2i} \cdot q_{ki} \right)$

Radiers

Les radiers posés sur des semelles isolées rigides, sur des semelles filantes ou sur des pieux colonnes ne sont pas sollicités par les actions exercées par le sol de fondation. Ils doivent être dimensionnés comme les dalles intermédiaires contre les charges de choc. Dans ce cas également, ce sont les accélérations verticales a_v = ±40 m/s^2 (±4.0 g_e) qui sont déterminantes.

6.9.3 Éléments montés

Les charges subies, le mode d'exécution à mettre en œuvre pour résister aux chocs et les fixations des éléments montés sont traités dans les Instructions techniques concernant la résistance aux chocs des éléments montés dans les constructions de protection civile (IT Chocs 2021).

7 Analyse et dimensionnement de la structure porteuse pour l'onde de choc

7.1 Méthodes de vérification

L'analyse structurale et la vérification de la sécurité structurale des éléments porteurs des ouvrages de protection est réalisée en principe selon les méthodes découlant de la théorie de la plasticité.

Dans la **méthode statique**, les efforts internes sont calculés dans une section quelconque qui satisfait aux conditions de plasticité (chiffre 4.1.4 de la norme SIA 262). Dans la **méthode cinématique**, la charge ultime, qui doit être égale ou supérieure à la valeur de calcul de l'action q_d, est déterminée pour les états de mouvement cinématiquement admissibles.

La **méthode statique** peut être appliquée à tous les éléments porteurs d'un ouvrage de protection, en particulier aux dalles posées sur des appuis ponctuels ou sur des colonnes de section très allongée (planchers-dalles), aux dalles comprenant un angle rentrant et aux dalles soumises à des charges ponctuelles ou linéaires. En règle générale, ces éléments porteurs sont examinés à l'aide de la méthode des éléments finis.

La **méthode cinématique** est appliquée aux éléments porteurs simples, tels que dalles rectangulaires et poutres. Le choix de la résistance à la flexion en fonction de la répartition élastique des moments dans l'élément de construction et en considérant une redistribution limitée des efforts tranchants engendre un comportement favorable de la structure porteuse, aussi bien pour les états limites de service que pour les états limites ultimes (chiffre 4.1.4.2.2 de la norme SIA 262). Si les moments de résistance à la flexion choisis divergent notablement de la répartition élastique des moments, il y a lieu de contrôler la capacité de rotation de l'élément selon la norme SIA 262. La méthode cinématique est exposée ci-après à l'aide d'un exemple de dalles rectangulaires et de poutres.

7.2 Valeurs de calcul de la résistance des matériaux

Les valeurs de calcul de la résistance des matériaux indiquées dans le tableau 11 seront appliquées pour dimensionner les ouvrages de protection contre les effets mécaniques des armes nucléaires. Ces valeurs moyennes (fractile 50 %) incluent l'accroissement de la résistance sous l'effet d'une action dynamique, ainsi que l'influence de l'âge en ce qui concerne le béton.

Dans les joints, la résistance des matériaux appliquée pour vérifier la sécurité structurale sera réduite conformément au chiffre 4.3.4.3 de la norme SIA 262.

Tableau 11 Valeurs de calcul de la résistance des matériaux

Matériau	**Valeur de calcul**	
Béton	C25/30	C30/37 et bétons de classe de résistance supérieure
Résistance à la compression f_{cd} [N/mm^2]	38	44
Contrainte limite de cisaillement τ_{cd} [N/mm^2]	1.6	1.7
Contrainte d'adhérence f_{bd} [N/mm^2]	3.6	4.0
Module d'élasticité E_{cm} [N/mm^2]	35'000	
Acier d'armature	B500B ou B500C	
Limite d'écoulement f_{sd} [N/mm^2]	600	
Module d'élasticité E_s [N/mm^2]	205'000	
Acier de construction	S235, S275, S355, S460	
Limite d'élasticité f_{yd} [N/mm^2]	$f_{yd} = 1.3\ f_y$	

L'acier d'armature de type B500A n'est pas autorisé pour la réalisation des ouvrages de protection.

7.3 Résistance en section

La résistance en section est déterminée conformément à la norme SIA 262. On utilisera les valeurs de calcul de la résistance des matériaux indiquées dans les présentes instructions techniques (chapitre 7.2).

Bien que tous les éléments de construction d'un ouvrage de protection soient soumis à une interaction flexion - effort normal, les forces de compression ne seront pas prises en compte dans la détermination de la résistance à la flexion et au cisaillement des dalles et des poutres, car elles ne se manifestent pas toujours en même temps que les sollicitations dues à la flexion.

7.4 Armature minimale

En raison d'impératifs techniques inhérents à la construction des ouvrages de protection (résistance à l'éclatement et à l'effet de rebond de la structure porteuse), une armature minimale selon le tableau 12 sera posée aussi bien dans la zone de traction que dans la zone de compression.

Tableau 12 Armature minimale

Taux minimal d'armature de flexion ρ_{min} [%]		
Éléments de construction	dans la zone de traction	dans la zone de compression
Dalles, radiers, murs extérieurs	0.18	0.10
Dalles intermédiaires	0.18	0.18
Murs intermédiaires	0.18	0.18
Poutres	0.18	0.10

Taux minimal d'armature de cisaillement $\rho_{w,min}$ [%]	
Poutres	0.20
Dalles dans la méthode cinématique	0.15
Dalles dans la méthode statique	si nécessaire

7.5 Épaisseur minimale d'éléments des ouvrages de protection

L'épaisseur des radiers et des éléments de construction tels que murs intermédiaires, cloisons, dalles intermédiaires et colonnes dépend aussi bien d'aspects constructifs que d'actions secondaires ou difficiles à décrire. Le tableau 13 indique l'épaisseur minimale de ces éléments de construction.

Les murs de l'enveloppe extérieur ainsi que les dalles doivent être dimensionnés face au rayonnement nucléaire et à l'onde de choc (voir chapitres 5 et 7).

Tableau 13 Épaisseur minimale des radiers et d'autres éléments de construction

Éléments de construction	**Épaisseur minimale *h* [mm]**
Radiers (type de sol de fondation selon le tableau 5) sol de fondation de type I ou II sol de fondation de type III	 250 200
Murs intermédiaires, dalles intermédiaires	200
Murs de sas	300
Murs entre deux ouvrages de protection	300
Piliers et colonnes en béton armé en acier	 300 200
Réservoir d'eau murs extérieurs, murs intérieurs murs intermédiaires radiers	 300 200 +100

7.6 Éléments de construction ne demandant pas de vérification par le calcul

Les sas et les dalles portégeant l'entrée contre les décombres sont décrits au chapitre 10.

7.7 Vérification de la sécurité structurale d'éléments porteurs

7.7.1 Méthode de vérification

Les éléments porteurs décrits ci-après peuvent être vérifiés à l'aide de la méthode statique ou de la méthode cinématique.

Décrochement

En règle générale, les éléments de construction devraient être exécutés par champs d'épaisseur constante. Si l'intérieur d'un champ présente un décrochement supérieur à 20 % de l'épaisseur de la dalle, on utilise la méthode statique ou on subdivise ce champ en deux en appliquant un appui de remplacement.

Variation d'épaisseur

En cas de variation (épaisseurs différentes dans le champ d'une dalle), on applique la méthode statique.

7.7.2 Dalles sur appuis linéaires d'après la méthode cinématique

Charge ultime en flexion

Une formule simplifiée, servant à déterminer la charge ultime en flexion des dalles rectangulaires sur appuis linéaires chargés uniformément, est donnée ci-après.

l_x *portée, côté court*
l_y *portée, côté long*
$m^-_{xRd1/2}$ *résistance à la flexion le long du bord, dans la direction x*
m^+_{xRd} *résistance à la flexion au milieu du champ, dans la direction x*
$m^-_{yRd1/2}$ *résistance à la flexion le long du bord, dans la direction y*
m^+_{yRd} *résistance à la flexion au milieu du champ, dans la direction y*

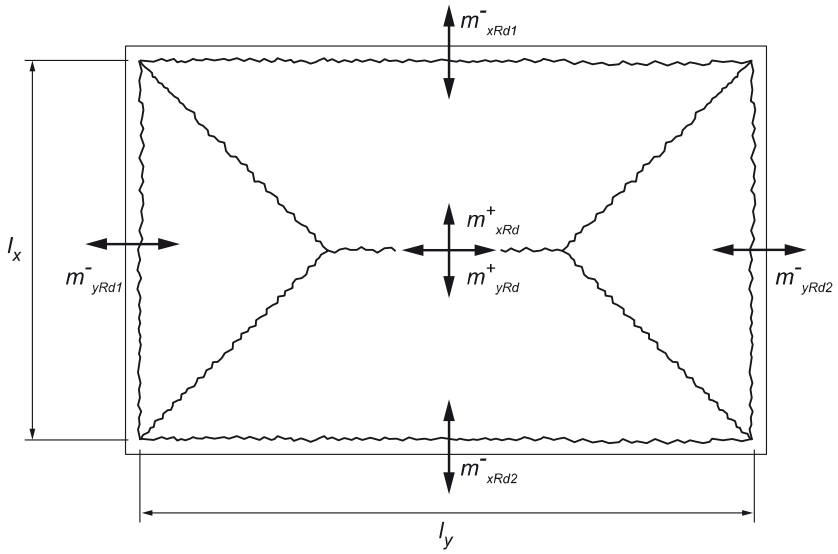


Figure 35 Lignes de rupture dans une dalle rectangulaire encastrée de chaque côté, avec indication des résistances à la flexion

La charge ultime en flexion peut être déterminée comme suit:

$$q_{Rd} = \left[\frac{12 \cdot \left(m^{-}_{xRd1} + 2 \cdot m^{+}_{xRd} + m^{-}_{xRd2} \right)}{3 \cdot l_x^2 - \frac{l_x^3}{l_y}} + \frac{12 \cdot \left(m^{-}_{yRd1} + 2 \cdot m^{+}_{yRd} + m^{-}_{yRd2} \right)}{3 \cdot l_x \cdot l_y - l_x^2} \right]$$

ou, de manière simplifiée $q_{Rd} = \left[\frac{a \cdot m_x + b \cdot m_y}{l_x^2} \right]$

avec $m_x = m^{-}_{xRd1} + 2 \cdot m^{+}_{xRd} + m^{-}_{xRd2}$

et $m_y = m^{-}_{yRd1} + 2 \cdot m^{+}_{yRd} + m^{-}_{yRd2}$

ainsi que les facteurs de charge à la rupture a et b selon la figure 36.

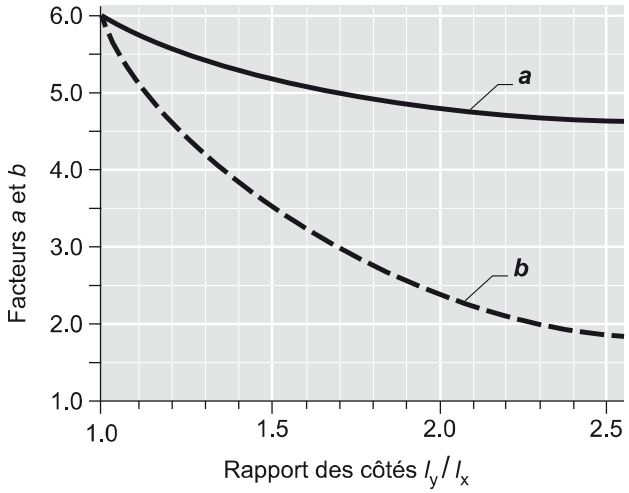


Figure 36 Facteurs de charge à la rupture a et b appliqués pour déterminer la charge ultime en fonction du rapport des côtés du radier l_y/l_x

Si le bord d'une dalle peut pivoter librement, la charge ultime est déterminée en appliquant la résistance à la flexion pertinente m^{-}_{Rd} = 0.0. L'angle de la ligne de rupture tombe alors à 30° dans le bord considéré.

Bande de dalle

Quand l_y / l_x > 2.4, les dalles sur appuis linéaires doivent être dimensionnées comme des dalles porteuses dans une direction.

Encastrement dans un mur de l'enveloppe extérieure (champ de bord)

Lorsque la résistance à la flexion du mur extérieur est inférieure à celle de la dalle, il y a lieu de réduire la rigidité de l'angle en fonction de cette résistance. On procédera de manière analogue avec les radiers et les pieds de mur.

L'influence de la force de compression longitudinale ne doit pas être prise en compte.

Effort tranchant

Tant que les conditions d'encastrement ne font pas varier les résistances à la flexion, les lignes de rupture se développent à partir des angles de la dalle avec un angle environ égal à 45°. La valeur de calcul de l'effort tranchant v_d à une distance $d_v/2$ du bord est déterminée comme suit, avec $q = q_{Rd}$ et avec $q_{d,max}$, respectivement:

côté long (y): $$v_{dy} = q \cdot \frac{A_1}{\left(l_y - d_v\right)}$$

avec $$A_1 = \frac{1}{4} \cdot \left(2 \cdot l_y - l_x - d_v\right) \cdot \left(l_x - d_v\right)$$

côté court (x): $$v_{dx} = q \cdot \frac{A_2}{\left(l_x - d_v\right)}$$

avec $$A_2 = \frac{1}{4} \cdot \left(l_x - d_v\right)^2$$

d_v = hauteur statique efficace pour la reprise de l'effort tranchant

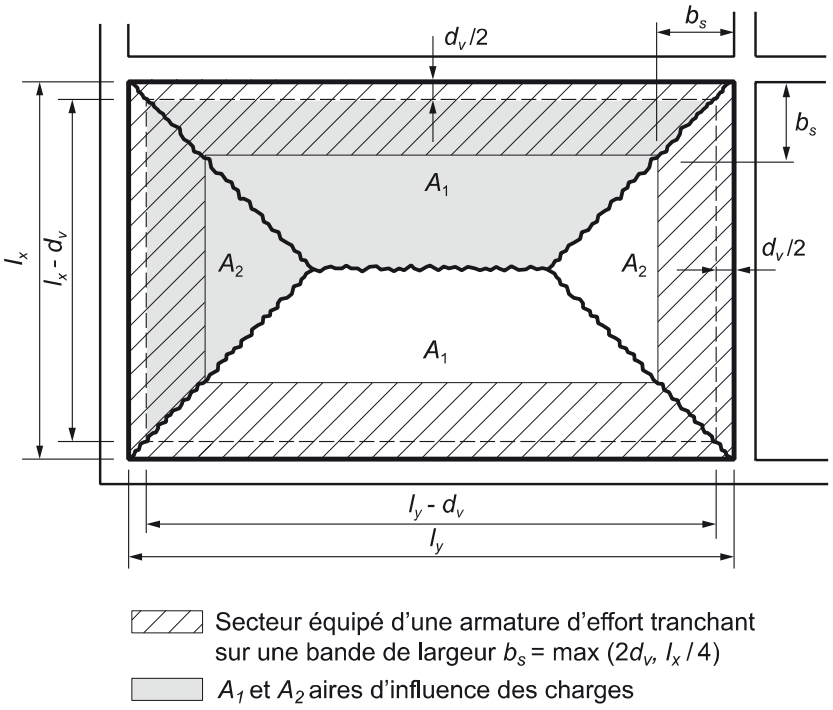


Figure 37 Détermination de la sollicitation d'effort tranchant à une distance $d_v/2$ du bord des appuis et secteurs doté d'une armature d'effort tranchant

Résistance à l'effort tranchant
Armature d'effort tranchant dans les éléments de structures plans (radiers, murs et dalles)

On disposera une armature d'effort tranchant de 0.15 % au minimum.

L'armature d'effort tranchant doit être disposée à l'intérieur d'une bande de largeur b_s courant le long de tous les bords de la dalle. La largeur de la bande équivaudra à $2 \cdot d_v$ ou $l_x/4$, la plus grande valeur étant déterminante.

Armature d'effort tranchant dans une bande de dalle

Dans les bandes de dalles présentant un rapport $l_y / l_x > 2.4$, il n'est pas nécessaire d'appliquer une armature d'effort tranchant le long des côtés courts.

Armature d'effort tranchant en cas de flexion et de traction

Les éléments de construction soumis à des efforts de flexion et de traction seront dotés d'une armature d'effort tranchant.

7.7.3 Eléments ne nécessitant pas de vérification numérique

Charge ultime des dalles avec une armature minimale de flexion et d'effort tranchant

Pour les éléments présentés dans le tableau 14 (dalles, radiers et murs sans porte blindée), il n'y a pas besoin d'effectuer de vérification pour autant que le taux d'armature minimale soit au moins de ρ = 0.18 % en flexion et 0.15 % en cisaillement. Ceci n'est pas valable en présence de traction.

Les dimensions principales ainsi que les taux d'armature minimale sont donnés aux chapitres 7.4 et 7.5.

Les éléments courants des parties d'entrées et de sas sont décrits au chapitre 10 (constructions standards).

Tableau 14 Eléments « dalles sur appuis linéaires » pour lesquels aucune vérification n'est demandé pour autant que les taux d'armature minimaux de ρ = 0.18 % en flexion et ρ = 0.15 % au cisaillement soient respectés.

Elément	Epaisseur h [mm]	Valeur de calcul de l'action [1] q_d [kN/m²]	Surface (portée) A [m²]	
Dalles	300 350 400	≤ 130 ≤ 135 ≤ 140	≤ 26 ≤ 30 ≤ 34	
Murs	Hauteur de mur l [m]		l ≤ 2.5	l ≤ 3.0
Murs extérieurs complétement enterrés	300	≤ 150 ≤ 200	- ≤ 10	≤ 22 ≤ 10
Murs extérieurs, à l'air libre donnant sur un local annexe	300	≤ 120 ≤ 150 ≤ 180	- - ≤ 14	– ≤ 20 ≤ 12
	400	≤ 120 ≤ 180 ≤ 280	- ≤ 12 ≤ 10	- ≤ 24 ≤ 10
Radier (charge répartie uniformément q_{0d}) [2]	250 300 350	≤ 160 ≤ 160 ≤ 160	≤ 16 ≤ 20 ≤ 24	

[1] q_d avec $A_d = \Phi \cdot q_k$ et Φ = 1.2; [2] pour tous les types de sol de fondation

Dalles avec une armature minimale, sans armature de cisaillement

Le tableau 15 donne les valeur de calcul de l'action, la portée du petit côté et les épaisseurs des éléments « dalle » courant sans armature de cisaillement ne nécessitant pas de vérification statique.

Tableau 15 Epaisseurs minimales pour des éléments avec armature minimale de flexion de ρ = 0.18 % et sans armature de cisaillement

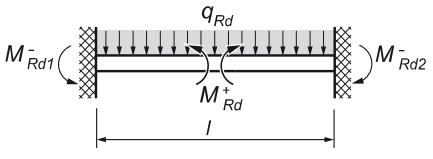
Elément	Valeur de calcul de l'action q_d [kN/m^2]	Portée, petit côté [m]	Epaisseur h [mm]
Dalles	140	2.0 2.5 3.0	300 350 400
Murs complétement enterrés	140	2.5 3.0	350 450
Murs à l'air libre, Pourcentage d'ouverture $\alpha \leq 0.25$	180	2.5 3.0	450 550
Murs intérieurs	–	–	200
Radier (charge répartie uniformément q_{0d})	80 [1)]	2.0 2.5 3.0	200 250 300
	160 [2)]	2.0 2.5 3.0	350 400 450

[1)] Sol de fondation type I_a / II_{dur} ; [2)] Sol de fondation type I_b / I_c / I_d / II_{mou}

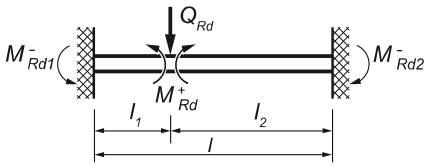
7.7.4 Poutres (méthode cinématique)

Charge ultime en flexion

La figure 38 expose la formule simplifiée applicable pour déterminer la charge ultime en flexion q_{Rd} ou Q_{Rd} d'une poutre, pour une charge répartie uniformément respectivement pour une charge ponctuelle. La longueur l représente l'ouverture libre entre les deux appuis.



$$q_{Rd} = \frac{8}{l^2}\left(M^+_{Rd} + \frac{M^-_{Rd1} + M^-_{Rd2}}{2}\right)$$



$$Q_{Rd} = \frac{l}{l_1 \cdot l_2}\left(M^+_{Rd} + \frac{M^-_{Rd1} \cdot l_2 + M^-_{Rd2} \cdot l_1}{l}\right)$$

Figure 38 Charge ultime en flexion d'une poutre

Effort tranchant

L'effort tranchant est déterminé par l'état d'équilibre du mécanisme cinématiquement admis. Il doit être comparé à la résistance au cisaillement (chapitres 7.2 et 7.3).

7.7.5 Poutres d'appui de dalles

Au lieu d'un mur, une dalle peut aussi s'appuyer sur une poutre – poutre noyée ou sommier. Il est ainsi possible de transformer une dalle à bords orthogonaux de forme quelconque en un système de dalles sur appuis linéaires (figures 5 et 40). Jusqu'à une portée de 2.5 m (l < 2.5 m), l'appui de la dalle peut être noyé dans celle-ci. Si la portée est supérieure (l ≥ 2.5 m), on posera un sommier selon la figure 39.

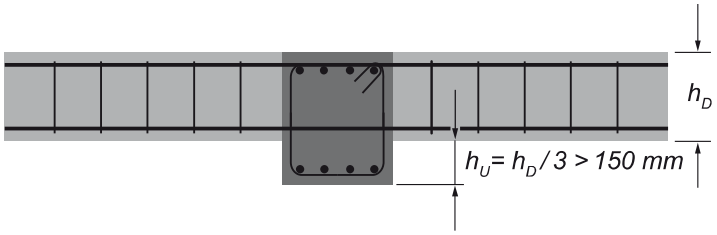


Figure 39 Dalle appuyée sur un sommier

Les poutres noyées et les sommiers seront dimensionnés comme des poutres et ils seront toujours dotés d'une armature avec étriers de 0.2%.

La charge subie par une poutre résulte des forces de réaction ou, de manière simplifiée, des aires d'influence des charges subies par les dalles adjacentes (figure 41). Elle est déterminée à partir de q_{Rd} respectivement $q_{d,max}$ dans la méthode cinématique et de $q_{d,max}$ dans la méthode statique.

Si l'effort tranchant q_{Rd} ($q_{Rd} < q_{d,max}$) est calculé à l'aide de la sollicitation en flexion dans la méthode cinématique, l'action sur la poutre doit être majorée de 10 % pour que le mécanisme de rupture prévu puisse se réaliser.

7.7.6 Dalles sur appuis linéaires et ponctuels (méthode statique)

Dalles sur appuis linéaires

La résistance aux efforts tranchants en l'absence d'armature d'effort tranchant v_{Rd} dépend des sollicitations auxquelles l'armature de flexion est soumise.

Si l'armature reste dans le domaine élastique, l'équation 38 de la norme SIA 262:2013 peut s'appliquer m_d doit être calculé avec $\Phi = 2.0$. Si des déformations plastiques ne peuvent être évitées, c'est l'équation 39 qui s'applique.

Dalles sur appuis ponctuels

Les dalles sur appuis ponctuels (dalles plates), c'est-à-dire les dalles appuyées sur des piliers ou des murs de petite longueur, doivent être dimensionnées à l'aide de la **méthode statique**. Le facteur de charge dynamique appliqué pour déterminer la valeur de calcul des actions vaut $\Phi = 1.2$ pour la flexion et $\Phi = 2.0$ pour le cisaillement et le poinçonnement. En ce qui concerne le poinçonnement,

la sollicitation en flexion m_{sd} dans la bande d'appuiest calculée en appliquant la valeur $\Phi = 2.0$. Lorsque des éléments de construction sont immergés dans une nappe phréatique, les facteurs de charge dynamiques sont majorés selon le point 6.1.3.

Une dalle sur appuis ponctuels peut aussi être transformée en un système de dalles rectangulaires sur appuis linéaires revêtant la forme de poutres (points 4.3.3, 7.7.2 et 7.7.5). En règle générale, c'est alors la **méthode cinématique** qui s'applique. Si la portée $l \geq 2.5$ m, les dalles seront appuyées sur des sommiers. Lorsque les éléments de construction sont immergés, les facteurs de charge dynamiques sont majorés selon le point 6.1.3.

Une armature d'effort tranchant sera toujours appliquée contre le poinçonnement.

7.7.7 Dalles comprenant un angle rentrant

La vérification par le calcul de la sécurité structurale des dalles sur appuis linéaires comprenant un angle rentrant peut être effectuée en se basant sur un des systèmes porteurs suivants:

Dalles sur appuis ponctuels d'après la méthode statique

Les dalles comprenant un angle de mur rentrant peuvent être dimensionnées, comme les dalles sur appuis ponctuels, en appliquant la méthode statique selon le point 7.7.6.

Des angles de murs rentrant de petite dimension n'excédant pas le double de l'épaisseur de la dalle ou 10 % de sa portée la plus courte, ne sont pas pris en compte.

Système de dalles sur appuis linéaires (poutres) d'après la méthode cinématique

Une dalle comprenant un angle rentrant peut être transformée en un système de dalles rectangulaires sur appuis linéaires revêtant la forme de poutres (points 7.7.2 à 7.7.5; figure 40).

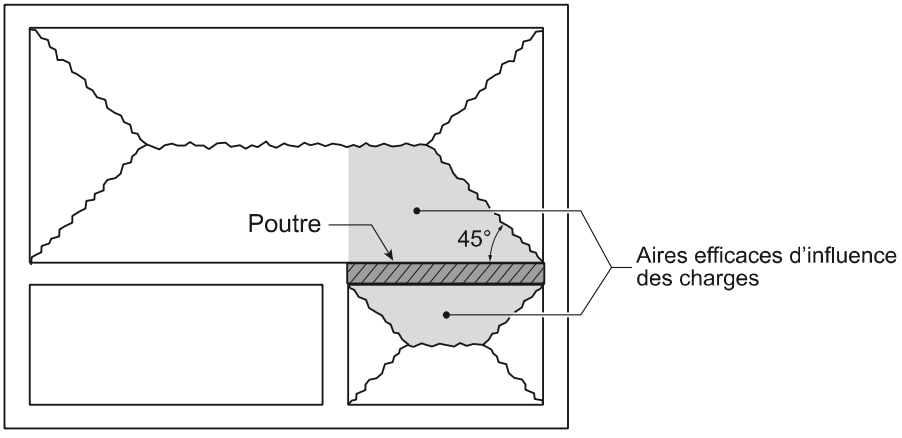


Figure 40 Dalle appuyée sur une poutre dans le cas d'un angle rentrant

7.7.8 Dalles supportant des charges de colonnes ou de murs

Les charges exercées par des colonnes ou par des murs sur la dalle d'un ouvrage de protection devraient être transmises directement dans les fondations par les colonnes ou par les murs de l'ouvrage.

Dalles avec colonnes ou murs continus jusque dans les fondations

Lorsque les charges exercées par des colonnes ou par des murs sont élevées ou que les champs de dalles ont une grande taille, ces colonnes ou ces murs doivent être continus jusque dans les fondations. En règle générale, on y prévoirat un sommier. La vérification de la sécurité structurale des dalles sur appuis linéaires comportant un sommier peut être effectuée en appliquant la méthode cinématique selon les points 7.7.2 à 7.7.5.

Si on ne prévoit pas de sommier additionnel, la sécurité structurale sera vérifiée à l'aide de la méthode statique, selon le point 7.7.6, comme pour les dalles sur appuis ponctuels.

Les dalles seront toujours liées aux colonnes.

Dalles supportant une charge de colonnes ou de murs

Si les charges exercées par des colonnes ou par des murs doivent exceptionnellement être transmises par la dalle, la vérification peut être effectuée à l'aide de la méthode statique, de la même manière que pour une dalle sur appuis ponctuels, ou les charges peuvent être reprises par des sommiers et la vérification recourt alors à la méthode cinématique. La charge subie par le sommier se compose de la charge exercée par les colonnes ou les murs ainsi que les parts de charge dues aux champs de dalles adjacents. Le sommier est dimensionné selon le point 7.7.5.

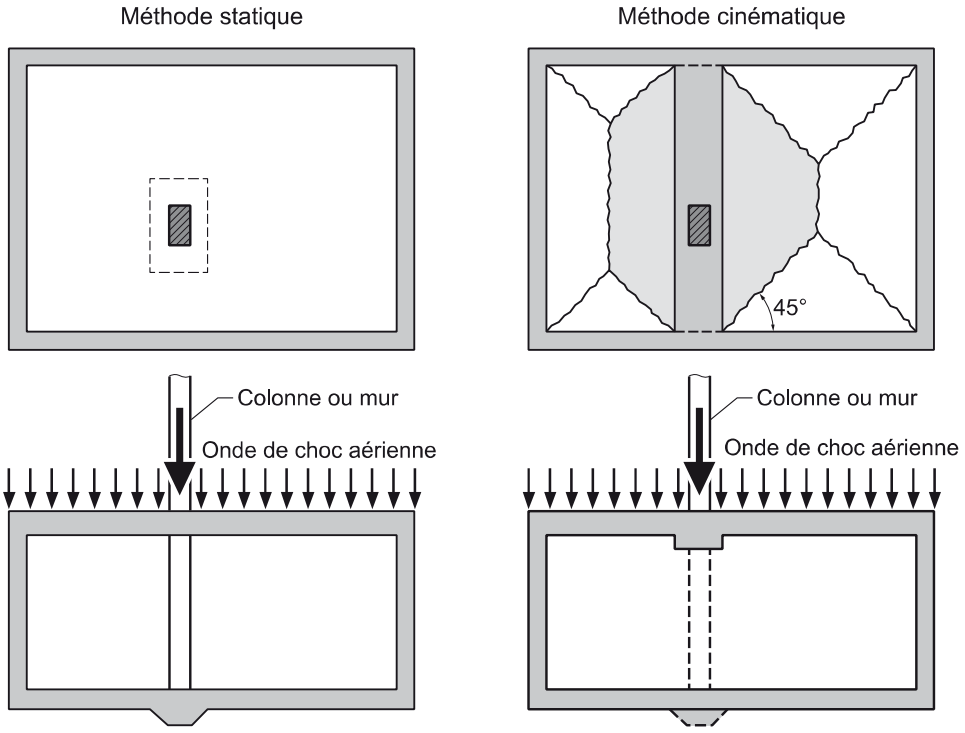


Figure 41 Dalle avec charge due à un pilier et charge due à un mur

7.7.9 Pièces comprimées

Les pièces comprimées sont dimensionnées et leur résistance ultime est vérifiée selon la norme SIA 262 pour les pièces comprimées en béton et la norme SIA 263 pour les pièces comprimées en acier.

Les pièces comprimées de remplacement situées aux extrémités des voiles sont vérifiées par analogie.

7.7.10 Éléments en traction

Une vérification de la sécurité structurale est exposée ci-après à l'exemple d'un mur placé entre un ouvrage de protection et un local annexe non protégé.

h_w *épaisseur du mur*
q_{ext} *pression externe*
q_{int} *pression interne*
m_{d1} *sollicitation en flexion de la dalle du sas, au bord de l'appui*
m_{d2} *sollicitation en flexion de la dalle de l'ouvrage, au bord de l'appui*
v_{d1} *effort tranchant dû au sas, au bord de l'appui*
v_{d2} *effort tranchant dû à l'ouvrage, au bord de l'appui*
n_d *traction due au sas dans le mur séparant le local annexe du sas*
a_s *section d'armature par mètre courant*

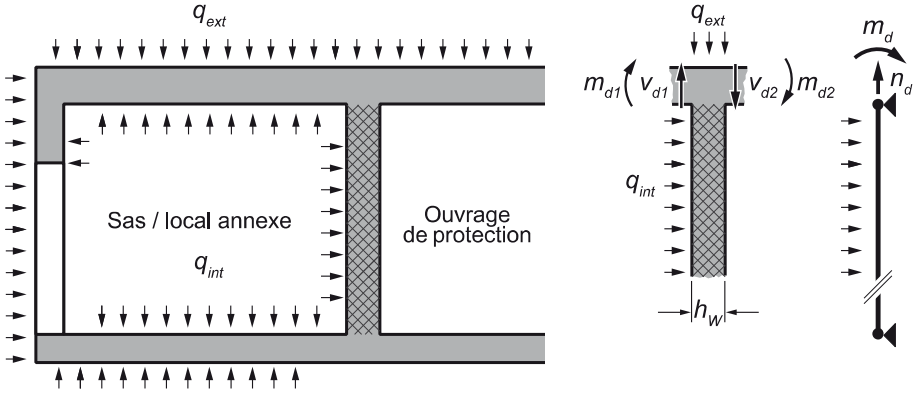


Figure 42 Sollicitation à l'encastrement supérieur d'un mur placé entre le sas et l'ouvrage de protection

Le mur est sollicité comme suit, compte tenu des efforts transmis par les dalles adjacentes:

$$n_d = v_{d1} + v_{d2} + q_{ext} \cdot h_w$$

$$m_d = m_{d1} + v_{d1} \cdot \frac{h_w}{2} + m_{d2} + v_{d2} \cdot \frac{h_w}{2}$$

La section de l'acier d'armature est alors calculée de la manière suivante:

$$a_s = \frac{m_d}{0.95 \cdot h_W \cdot f_{sd}} + \frac{n_d}{2 \cdot f_{sd}}$$

La charge ultime en flexion du mur sollicité en traction est déterminée par l'armature sous déduction de la part égale à $n_d/(2 \cdot f_{sd})$.

Les éléments de construction sollicités en flexion et en traction seront dotés d'une armature d'effort tranchant.

8 Dispositions constructives

Les éléments des ouvrages de protection doivent respecter les dispositions de la norme SIA 262. Seuls des produits dont la conformité aux normes a été vérifiée peuvent être utilisés. Les ouvrages de protection satisferont également aux exigences énoncées ci-après.

8.1 Généralités

Les ouvrages de protection doivent être monolithiques et construits en béton armé (coulé sur place).

Les piliers préfabriqués sont autorisés et doivent être solidement liés dans la dalle et le radier.

Les éléments précontraints sont admis, par exemple dans les radiers. Mais la précontrainte ne peut pas être prise en compte pour la vérification de la sécurité structurale.

Les aménagements intérieurs et les équipements utilisés par des tiers à la protection civile doivent être des constructions légères.

8.2 Barres, joints, liaisons et ancrages de l'armature

Les règles de construction suivantes doivent être respectées:

- Les treillis d'armature ne sont pas admis.
- On appliquera autant que possible des barres d'armature de petit diamètre ø séparées par un petit espacement *s*.
- Les recouvrements d'armature doivent transmettre l'intégralité de la résistance à la traction des barres d'armature. La valeur de base de la longueur d'un recouvrement de barres sollicitées en traction vaut 60 ø. Elle vaut 40 ø pour les barres équipés de crochets ou en cas de compression transversale.
- Les joints sont en principe placés dans des zones peu sollicitées.
- Les assemblages boulonnés sont admis
- Les assemblages soudés sur le chantier ne sont pas admis.
- En cas de variation de l'armature aux joints, la résistance à l'effort tranchant v_R est réduite conformément au chiffre 4.3.3.2.3 de la norme SIA 262.

8.3 Armature d'effort tranchant

- On utilisera de préférence des étriers conventionnels, ouverts ou fermés, munis de crochets.
- Les étriers doivent au moins contenir les deux couches d'armature longitudinale dans la direction principale de la portée.
- Les épingles ne sont pas admises.
- Les armatures d'effort tranchant préfabriquées (goujons de cisaillement, goujons à double tête forgée paniers d'étriers) sont admises si elles équivalent à une armature conventionnelle.

8.4 Armature de liaison

- Les armatures de liaison ne peuvent pas être pliées temporairement pour la réalisation ou fermeture des coffrages.
- Les armatures de liaison préconfectionnées sont admises dans les murs intermédiaires, mais pas dans les éléments de l'enveloppe externe ni dans les sas.

8.5 Armature des dalles et des poutres

Ancrage de l'armature des champs

Pour les dalles et les poutres, la totalité de l'armature de flexion requise dans les zones de flexion maximale des champs sera prolongée jusque sur les appuis où elle sera ancrée. Il n'est pas permis de plier l'armature longitudinale pour la faire participer à la reprise de l'effort tranchant.

Armature dans les angles

Dans les angles, l'armature doit être agencée de manière à permettre la plus grande capacité de rotation possible. La figure 43 en présente des exemples. D'autres variantes sont possibles. On accordera une grande importance aux barres transversales (armature de reprise de la traction transversale) et au respect du diamètre minimal des mandrins de pliage selon le chiffre 5.2.4 de la norme SIA 262. Des constructions comportant des plaques d'ancrage sont exceptionnellement admises dans les situations difficiles.

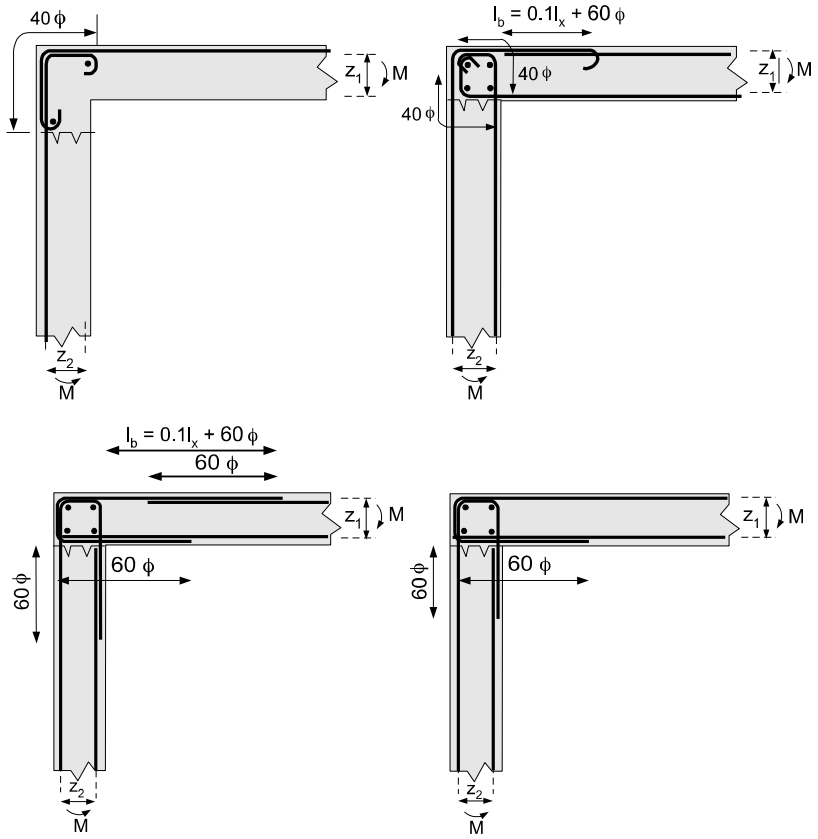


Figure 43 Armature d'un angle (seule l'armature de flexion est représentée)

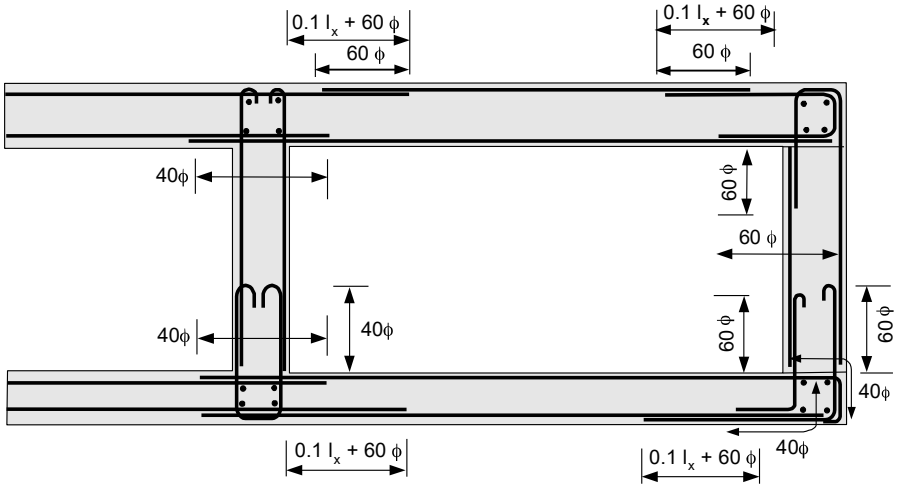


Figure 44 Exécution typique de l'armature d'une dalle, d'un mur, d'un mur intermédiaire et d'un radier (seule l'armature de flexion est représentée ici)

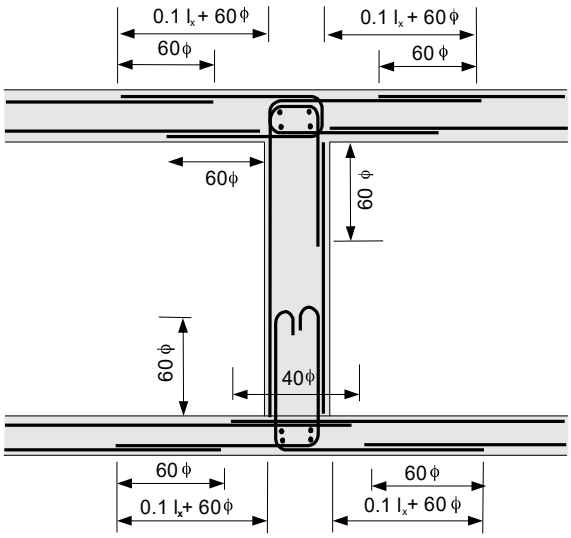


Figure 45 Armature d'un mur situé entre deux ouvrages de protection (seule l'armature de flexion est représentée ici)

8.6 Armature des pièces comprimées en béton

Les pièces comprimées en béton sont dimensionnées et exécutées conformément à la norme SIA 262.

8.7 Armature des dalles sur appuis ponctuels

L'armature de flexion requise au milieu du champ des dalles doit traverser, sans varier, l'entier du champ dans les deux directions de portée. Tous les joints entre barres d'armature auront une longueur d'au moins 60 ø.

Des armatures anti-poinçonnement et des renforcements au moyen de têtes ainti-poinçonnement en acier sont admises dans les ouvrages de protection si elles satisfont aux exigences de la norme SIA 262.

9 Détails d’exécution

9.1 Joints de reprise et joints de retrait

Les joints de reprise et les joints de retrait ne seront autant que possible pas placés aux endroits les plus sollicités.

9.2 Joints de dilatation

Les joints de dilatation sont à éviter dans les ouvrages de protection. Des joints de dilatation ne sont admis que si la construction de l’immeuble sus-jacent l’impose. Dans ce cas, ils seront placés entre deux compartiments de l’ouvrage de protection et le mur intermédiaire sera dédoublé. On placera une garniture sur tout le pourtour des joints de dilatation. La figure 46 présente un détail d’exécution possible.

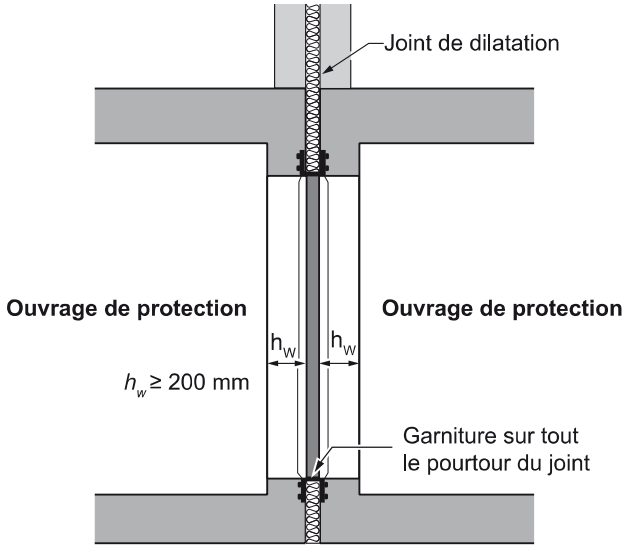


Figure 46 Joint de dilatation entouré d’une garniture sur tout son pourtour

9.3 Ouvertures

Enveloppe de l'ouvrage de protection

Lorsque l'enveloppe de l'ouvrage de protection comporte des ouvertures de grande taille, la structure porteuse doit être fractionnée en un système porteur approprié et dimensionnée vis-à-vis des sollicitations en flexion et en cisaillement.

Les ouvertures seront colmatées de manière étanche après le montage des conduites (figure 50).

Les ouvertures dans les murs extérieurs et dans les murs du sas dus aux écarteurs de coffrage doivent être obturés de manière étanche.

Murs intermédiaires

Les évidements pratiqués dans les murs intérieurs doivent être choisis de manière à ne pas affaiblir notablement ces murs. Leur sécurité structurale sera vérifiée.

9.4 Conduites et canalisations

Les conduites noyées dans le béton des dalles, comme les tubes de protection de câbles ou les conduites sanitaires, ne doivent pas être disposées parallèlement au bord de l'appui des dalles à proximité de celui-ci. Elles s'écarteront de l'appui sous un angle ≥ 30°. Des conduites ne peuvent être parallèles aux appuis que si elles se trouvent à une distance d'au moins $0.3 \cdot l_x$ de leur bord, l_x désignant la portée la plus courte (figure 47 et 49).

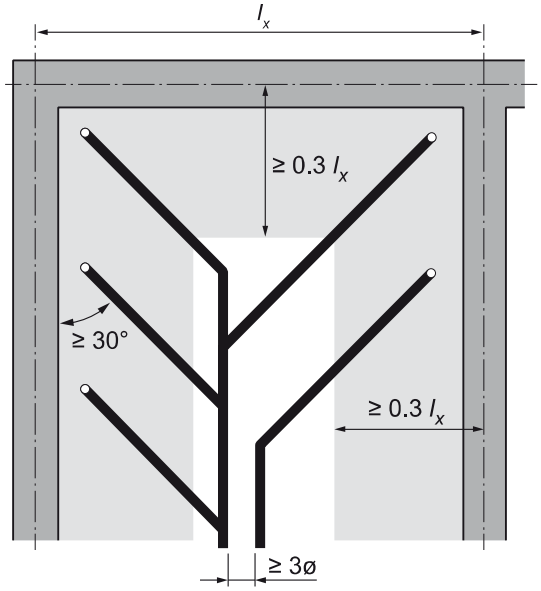


Figure 47 Conduites passant dans une dalle

Lorsque les conduites noyées dans le béton, les faisceaux de tubes ou les incorporés ont une taille ≥ h_D/6, la hauteur statique doit être adaptée conformément aux conditions du chiffre 4.3.3.2.8 de la norme SIA 262.

Les fixations des conduites qui passent dans l'ouvrage de protection sans être noyées dans le béton seront exécutées conformément aux instructions techniques IT Chocs.

Canalisations

Les canalisations qui passent sous le radier seront posées conformément à la figure 48.

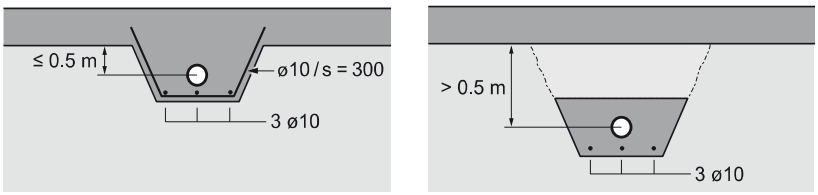


Figure 48 Passage d'une canalisation sous le radier

Conduites d'eaux usées étrangères à l'ouvrage de protection

Les conduites d'eaux usées qui n'appartiennent pas à l'ouvrage de protection mais qui le traversent doivent être noyées dans le béton. Les éléments de l'ouvrage de protection devront alors éventuellement être renforcés localement.

Les tubes en matière synthétique qui résistent à une pression nominale d'au moins PN 6 ne doivent pas être noyés dans le béton. Mais ils seront fixés pour résister aux chocs conformément aux instructions techniques IT chocs.

Conduites électriques et câbles de transmission

Les tubes de protection des conduites électriques et des câbles de transmission ne doivent pas affaiblir notablement les sections dans lesquelles ils sont insérés. En particulier, aucun gros tube de protection de câbles ni faisceau de tubes de protection de câbles ne peut être inséré parallèlement aux murs et aux rangées de colonnes à une distance inférieure à 0.3·l_x de leur axe. L'espacement entre les gros tubes de protection de câbles et les faisceaux de tubes doit être supérieur ou égal à 3·ø et à l'épaisseur de la dalle h_D (figure 49).

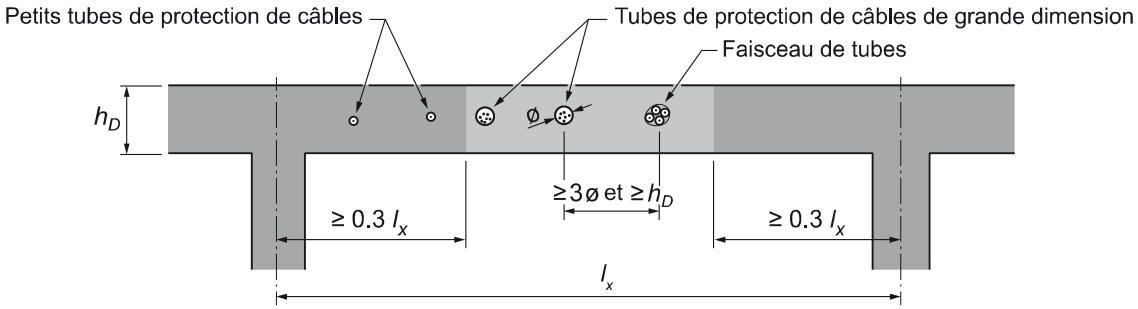


Figure 49 Conduites électriques et câbles de transmission placés dans des tubes de protection

Conduites de ventilation

Les conduites d'admission et de sortie d'air liées à des installations de ventilation qui ne servent pas à l'abri ne doivent pas être insérées dans l'enveloppe de l'ouvrage de protection.

Introduction des conduites

Dans les ouvrages de protection, les conduites doivent être exécutées de manière à ce que l'ouvrage puisse subir un déplacement relatif d'au moins ± 50 mm par rapport à l'élément adjacent du bâtiment ou par rapport au terrain sans que celles-ci ne se brisent ni que leur introduction ne soit endommagée. La figure 50 présente les détails d'une exécution possible de l'introduction d'une conduite.

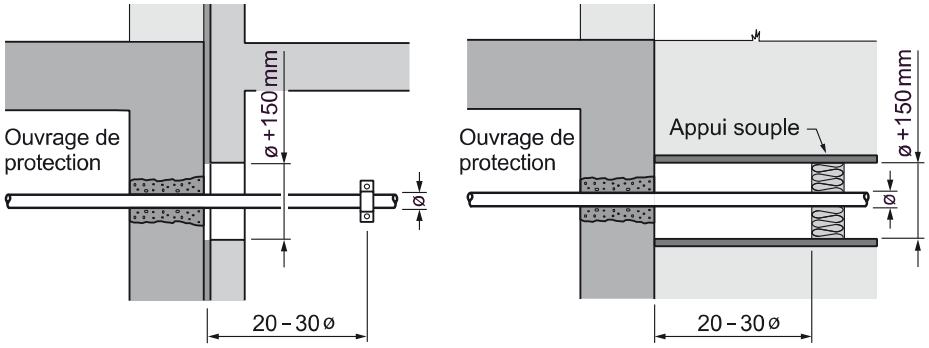


Figure 50 Introduction d'une conduite

Ouvertures de plus grande dimension dans l'enveloppe de protection

Les ouvertures de plus grande dimension dans l'enveloppe de protection, comme par exemple pour celles nécessaires pour le système de ventilation doivent pouvoir être fermées à l'aide d'un volet blindé ou d'une plaque en acier dimensionnée en conséquence.

9.5 Canaux d'air frais et vicié liés à des ouvrages de ventilation distants

Les canaux d'air frais et d'air vicié liés à des ouvrages de ventilation distants seront réalisés avec des tuyaux en béton ou de canaux rectangulaires en béton coulé sur place, qui seront posés sur des fondations en béton peu armé. Les tuyaux et les canaux seront enterrés sous au moins 0.5 m de terre (figure 51).

Dans le cas de tuyaux en béton, le béton doit être armé. Il n'est pas nécessaire de soumettre ces tuyaux à une vérification particulière. Dans le cas de canaux en béton coulé sur place de gabarit intérieur égal à 1.0 m au maximum, les murs auront une épaisseur d'au moins 200 mm, voire 250 mm pour les murs immergés, et ils seront dotés d'une armature minimale de taux ρ = 0.18 %.

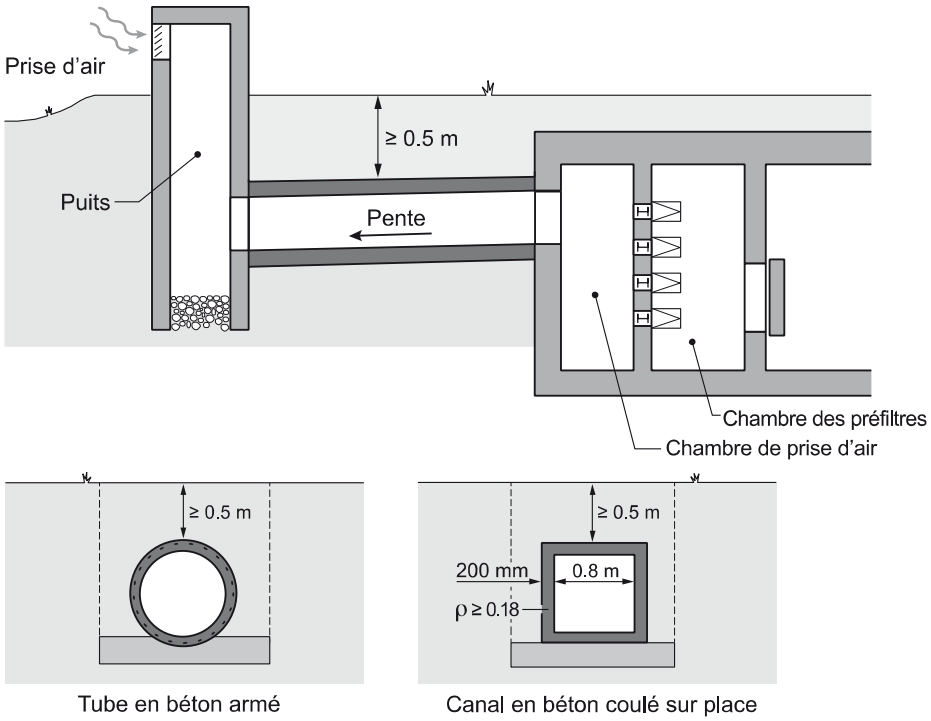


Figure 51 Ouvrages de prise d'air et de sortie d'air

9.6 Sorties de secours et voies d'évacuation

La configuration des sorties de secours et des voies d'évacuation doit respecter les exigences des ITAP 1984 et des ITAS 1982. Elles peuvent être réalisées au moyen d'éléments préfabriqués.

Si elles se situent dans la nappe phréatique, elles doivent être réalisées en béton coulé sur place, être liées monolithiquement au murs de l'ouvrage de protection et être étanches. L'orifice de sortie doit se situer au-dessus du niveau maximal de la nappe phréatique.

9.7 Réservoirs d'eau

Indications pour la construction

On tiendra compte des indications suivantes pour construire les réservoirs d'eau:

- En règle générale, les réservoirs d'eau des nouveaux ouvrages de protection sont construits en béton armé (sauf dans les abris des hôpitaux, dans les homes pour personnes âgées et malades selon les ITAS 1982).
- Le réservoir d'eau d'un ouvrage de protection à deux niveaux sera toujours placé au niveau inférieur.
- Le radier et les murs d'enceinte du réservoir d'eau doivent satisfaire aux critères de la classe d'étanchéité 2 selon la norme SIA 272.
- Les joints de reprise entre le radier et les murs d'enceinte du réservoir d'eau (sauf les murs intermédiaires) doivent être munis d'une bande de joint.
- Le radier et les murs du réservoir d'eau seront exécutés chacun en une seule étape.
- Seuls des écarteurs étanches peuvent être utilisés pour le coffrage des murs d'enceinte du réservoir d'eau.
- Tous les angles du réservoir d'eau seront pourvus d'un arrondi pour en faciliter le nettoyage (figure 52).
- Aucun revêtement ni peinture n'est admis à l'intérieur du réservoir d'eau. Les fuites éventuelles ne peuvent être colmatées que localement.
- Une rigole ou une bonde sera aménagée pour capter l'eau perdue par le réservoir à cause de petits défauts d'étanchéité ou de suintements, ou près de la vanne lors d'une vidange (figure 52).

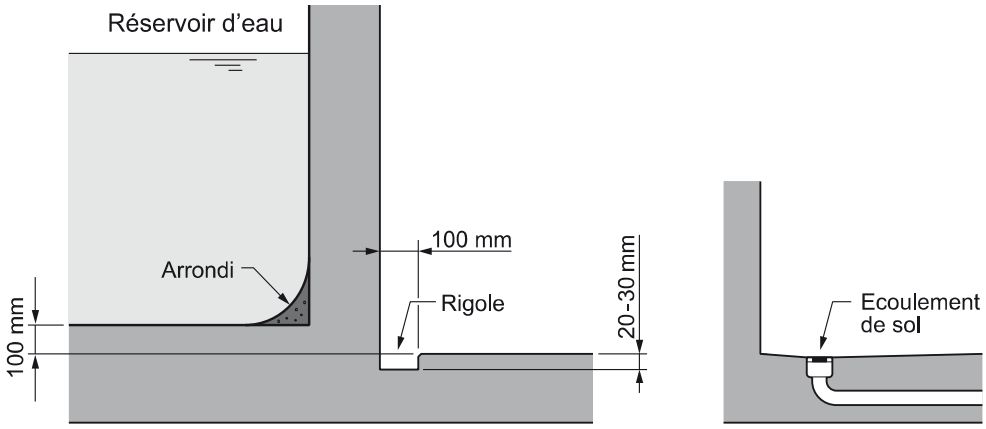


Figure 52 Détails de construction d'un réservoir d'eau

Test d'étanchéité

Le réservoir d'eau doit être rempli complètement juste après l'exécution du gros œuvre et des installations nécessaires. Son étanchéité sera contrôlée durant un mois au minimum. Les pertes d'eau seront mesurées dès le troisième jour suivant le remplissage. Elles ne doivent pas excéder 5 % du contenu du réservoir durant une période d'utilisation de deux semaines.

9.8 Réservoirs de combustible

L'ouvrage de protection ne peut contenir aucun réservoir, tel que citerne à mazout, qui ne lui est pas dédié. Un local abritant une citerne à mazout et jouxtant un mur d'un ouvrage de protection doit avoir une épaisseur minimale de 400 mm quel que soit la capacitéde la citerne. Ce mur ne comportera aucune ouverture, servant par exemple à laisser passer une soupape.

Les citernes à essence et à gaz sont interdites à l'intérieur du bâtiment. Lorsqu'un tel réservoir se trouve à l'extérieur du bâtiment, il faut veiller à ce que la zone du réservoir et l'ouvrage de protection ainsi que ses alentours immédiats ne soient reliés d'aucune manière par des canalisations, autres conduites ou couloirs souterrains. Le but est d'éviter que de l'essence ou du gaz ne puisse couler à proximité de l'ouvrage de protection ou de ses entrées, sorties de secours, prises d'air et puits d'évacuation d'air en cas de destruction du réservoir.

9.9 Isolation thermique

L'isolation thermique sous les radiers doit être évitée, notamment en présence de renforts de fondations avec des colonnes normales ou sous les murs. L'épaisseur de l'isolation thermique doit être limitée à 100 mm. La résistance à la compression doit atteindre au moins 500 kN/m2 pour 10% de déformation relative.

10 Constructions standards

Aucune vérification de la sécurité structurale par le calcul n'est requise pour les éléments de construction simples de dimensions limitées, selon le chapitre 7.6. Il suffit de les doter d'une armature de ø10 avec s = 150 mm. Le taux d'armature minimal selon le chapitre 7.4 sera respecté.

10.1 Sas

Une armature standard est prescrite pour les éléments de construction suivants, dont les dimensions se retrouvent fréquemment:

- mur extérieur d'ouvrage de protection et mur de sas comportant une porte blindée de type PB1 ou PB2
- mur de sas ne comportant pas de porte blindée
- dalle et radier de sas

Les armatures standard conviennent aux murs des sas comportant une porte blindée de type PB1 ou PB2 qui ont une surface au sol $A \leq 5.50$ m^2 et une hauteur $H \leq 3.0$ m (figure 53). Les éléments de construction dont les dimensions et les charges subies diffèrent des chiffres figurant dans les tableaux 14 et 15 ainsi que les murs d'ouvrages de protection comportant une porte blindée de type PB3 seront dimensionnés conformément au chapitre 7.

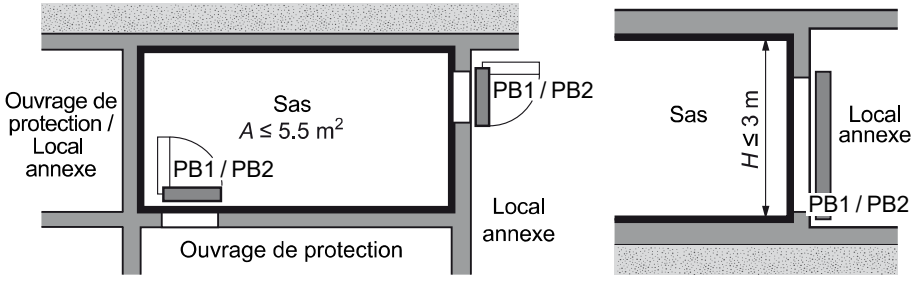


Figure 53 Éléments de construction d'un sas

10.1.1 Mur de sas comportant une porte blindée

Un mur de sas comportant une porte blindée est subdivisé en plusieurs éléments comme indiqué à la figure 54.

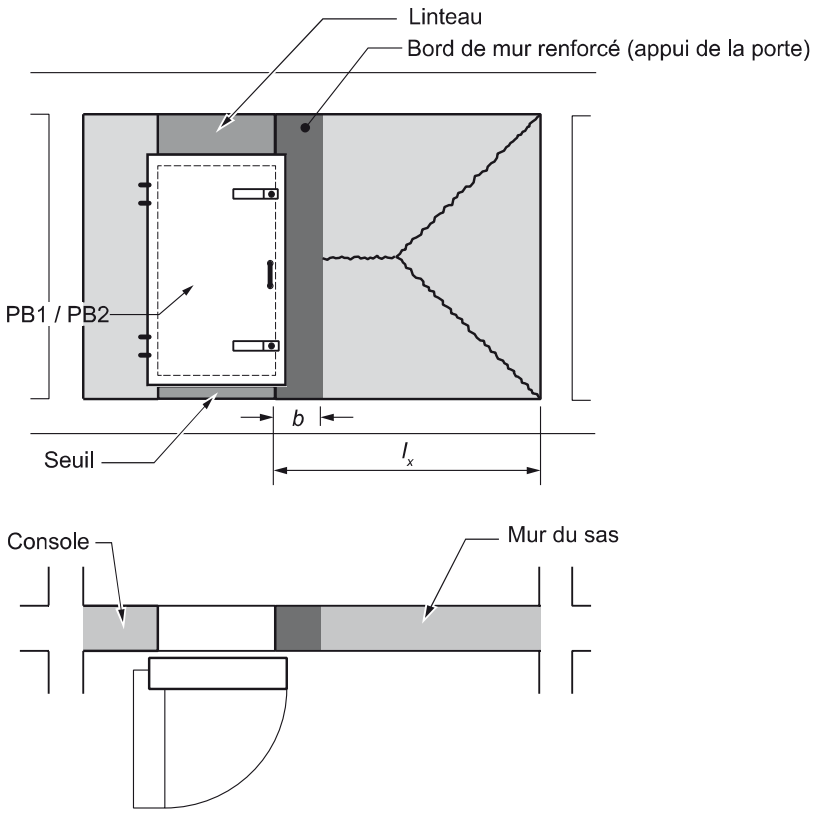


Figure 54 Mur de sas comportant une porte blindée

Les tronçons de mur d'une longueur l_x > 0.5 jusqu'à 3.5 m sont conçus comme des dalles encastrées sur trois côtés. Leur bord libre sera renforcé par six barres d'armature longitudinales frettées par des étriers selon les tableaux 16 et 17.

Les tronçons de mur de l_x > 3.5 m sont dimensionnés en tant que dalles portant dans une direction.

Les tronçons de mur d'une longueur l_x ≤ 0.5 m sont considérés comme des consoles porteuses en direction horizontale.

L'armature requise est indiquée dans les tableaux 16 et 17. Les barres longitudinales ainsi que les étriers dans les bords de mur renforcé sont généralement espacés de *s* = 150 mm. Dans les zones de bords renforcés, l'armature longitudinale doit être posée à l'intérieur des étriers.

Les éléments d'un mur de sas sont sollicités en flexion et en traction, c'est pourquoi ils seront dotés, de chaque côté, d'une armature d'effort tranchant selon les tableaux 16 et 17 dans une bande de largeur *l/4* (*l* = hauteur du mur) longeant leurs bords. Le taux d'armature minimal ρ_w vaudra 0.15 % et l'espacement entre les étriers *s* vaudra = 150 mm.

Le linteau et le seuil seront dotés d'une armature de construction minimale.

Tableau 16 Armature d'un mur de sas pour $q_k \leq 150$ kN/m^2, espacement entre les barres s = 150 mm

Hauteur du mur l_y [m]		≤ 2.5			2.5 - 3.0		
Épaisseur du mur h_w [mm]		300 - 350		> 350 [1)]	300 - 350		> 350 [1)]
Longueur du mur l_x [m]		≤ 0.5	0.5 - 3.5		≤ 0.5	0.5 - 3.5	
Armature du mur	ø horizont.	10	10	12	10	10	12
	ø vertic.	10	10	12	10	10	12
Renforcement du bord du mur	ø vertic.	-	2x3x14	2x3x14	-	2x3x16	2x3x14
	ø étriers	-	10	10	-	12	10

[1)] ou armature minimale exigée

Tableau 17 Armature d'un mur extérieur d'ouvrage de protection et d'un mur de sas pour q_k = 150 - 240 kN/m^2, espacement entre les barres s = 150 mm

Hauteur du mur l_y [m]		≤ 2.5			2.5 - 3.0		
Épaisseur du mur h_w [mm]		300 - 350		> 350 [1)]	300 - 350		> 350 [1)]
Longueur du mur l_x [m]		≤ 0.5	0.5 - 3.5		≤ 0.5	0.5 - 3.5	
Armature du mur	ø horizont.	12	10	12	12	12	12
	ø vertic.	10	10	12	10	12	12
Renforcement du bord du mur	ø vertic.	-	2x3x16	2x3x16	-	2x3x20	2x3x18
	ø étriers	-	12	10	-	14	12

[1)] ou armature minimale exigée

10.1.2 Mur de sas dépourvu de porte blindée, dalle et radier

Les murs de sas en contact avec le terrain et les murs de sas dépourvus de porte blindée d'une hauteur $H \leq 3.0$ m ainsi que les dalles et les radiers de ce sas dépendent de l'action q_k. Ils seront armés comme suit, dans les deux directions et de la même manière des deux côtés:

q_k ≤ 150 kN/m² : ø10, s = 150 mm

150 < q_k ≤ 200 kN/m² : ø12, s = 150 mm

en appliquant un taux d'armature minimal ρ_{min} = 0.18 %.

Les murs de sas sont sollicités en flexion et en traction, c'est pourquoi ils seront dotés, de chaque côté, d'une armature d'effort tranchant de ø10 avec *s* = 150 mm dans une bande de largeur *l/4* (*l* = hauteur du mur) longeant leurs bords adjacent à la dalle et au radier. Le taux d'armature minimal ρ_w vaudra 0.15 % et l'espacement entre les étriers *s* vaudra = 150 mm.

10.1.3 Exemple de disposition de l'armature dans un sas

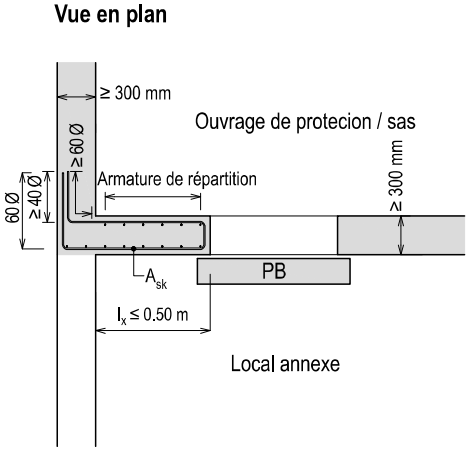


Figure 55 Tronçon de mur avec console

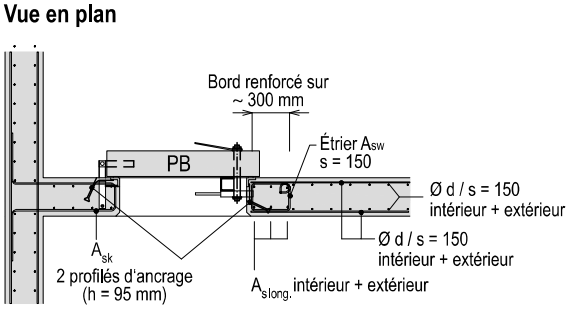


Figure 56 Détail d'une porte blindée

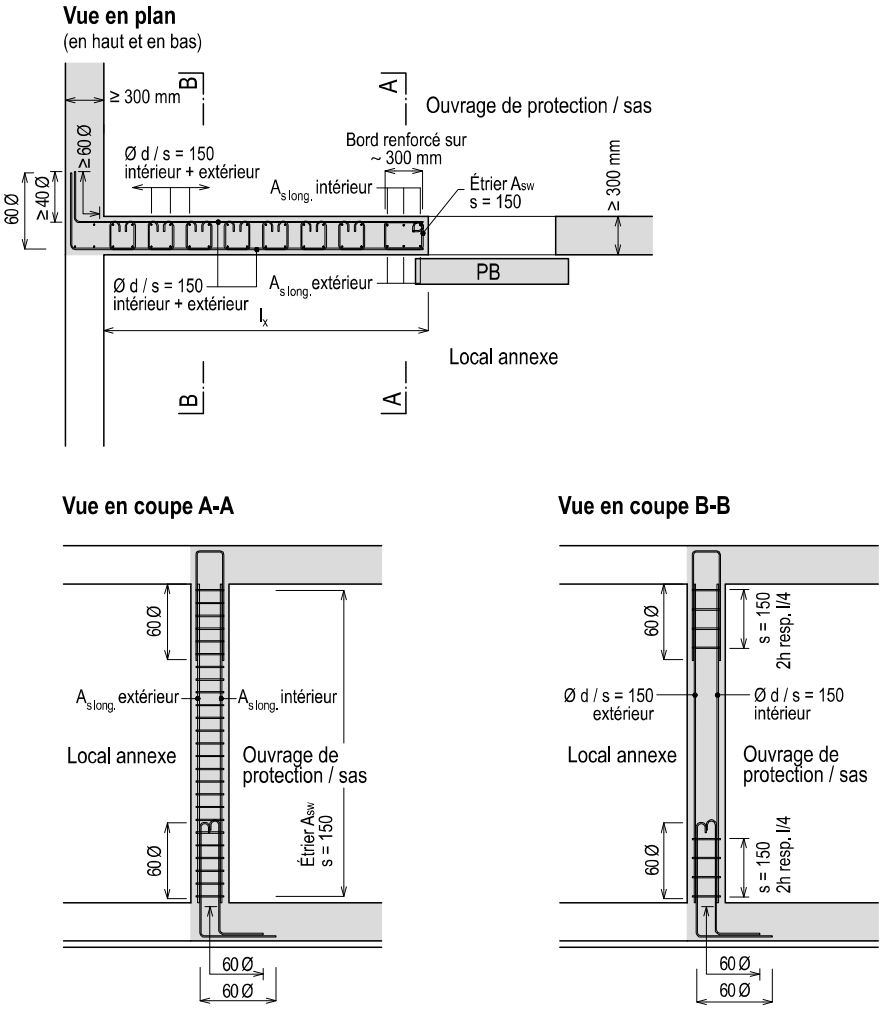


Figure 57 Armature d'un tronçon de mur à bord renforcé

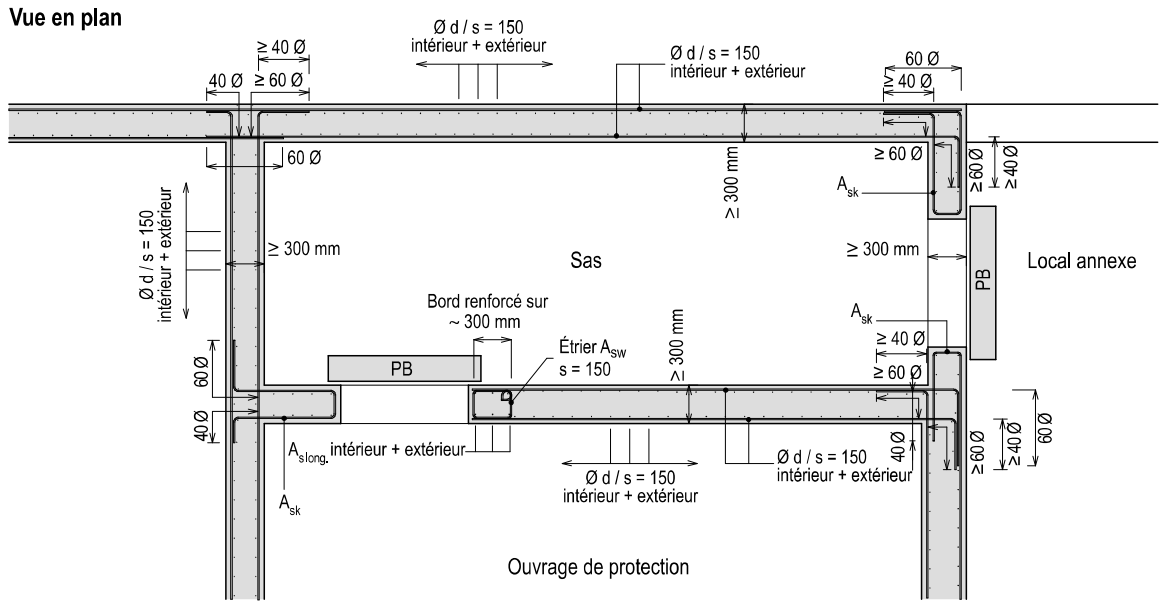


Figure 58 Armature d'un mur (étriers non représentés dans les murs)

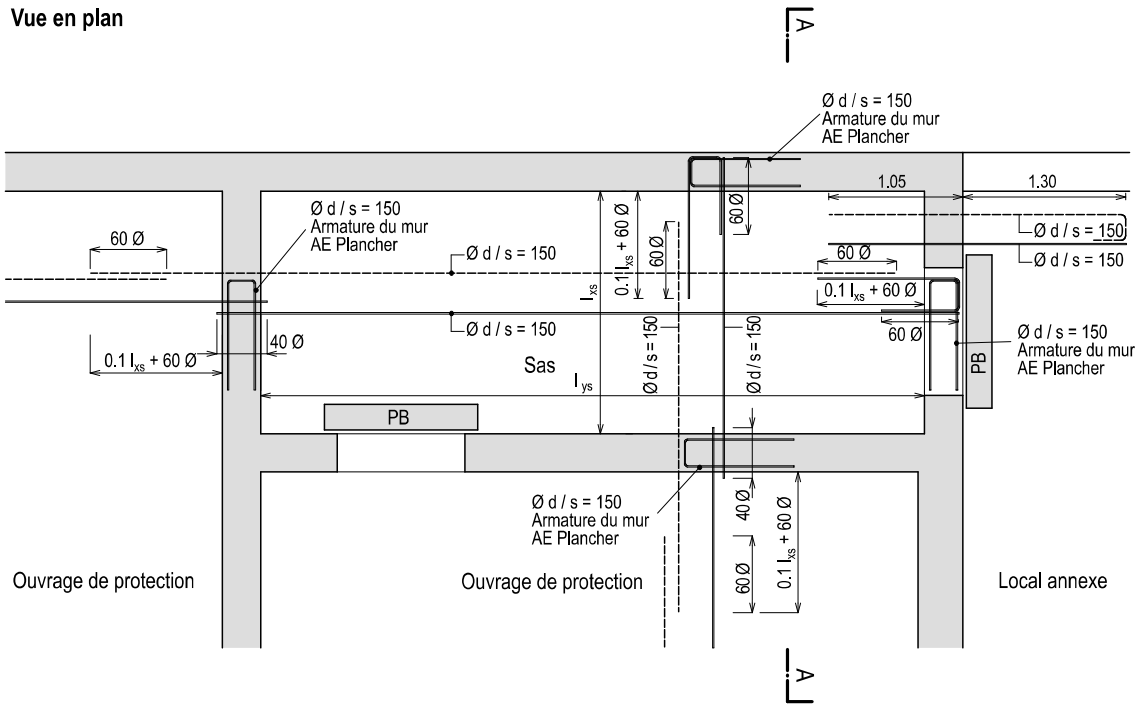


Figure 59 Armature d'une dalle

Vue en plan

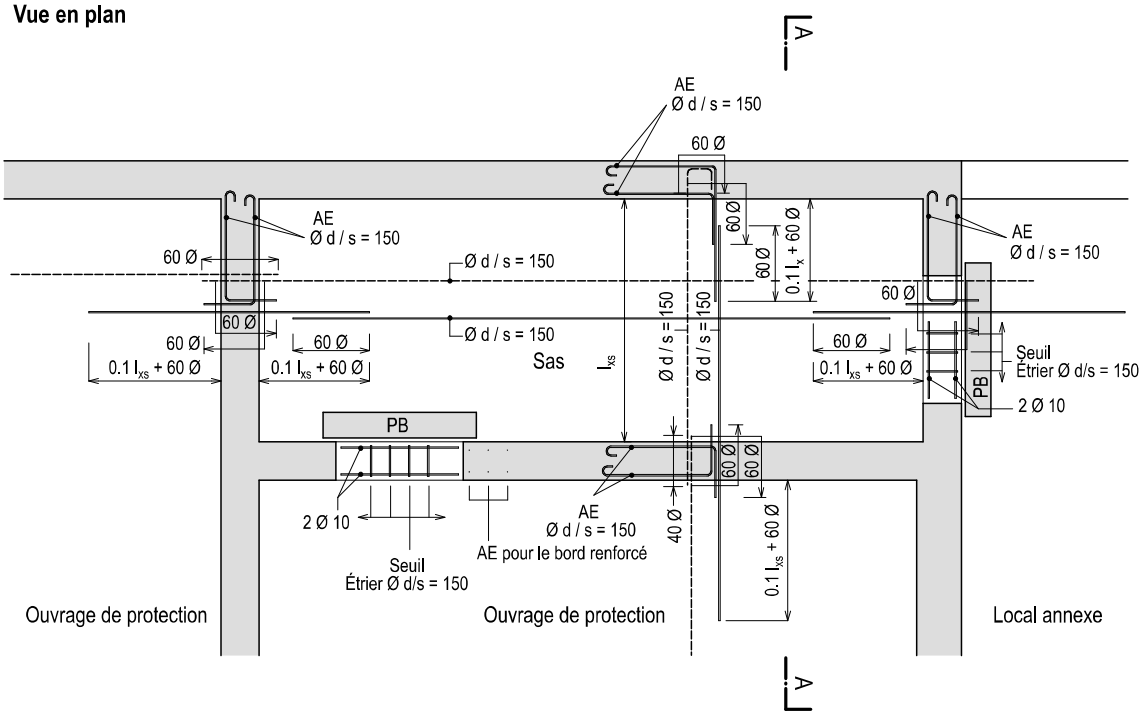


Figure 60 Armature d'un radier

Vue en coupe A - A

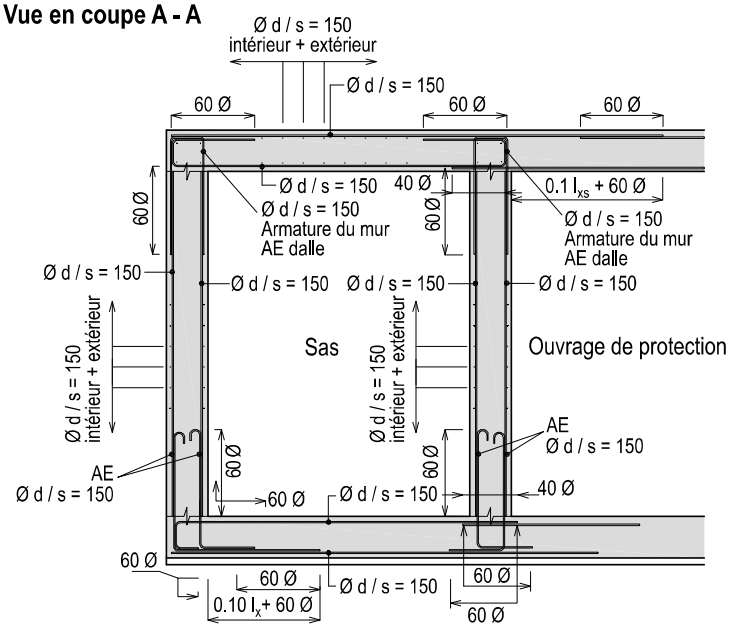


Figure 61 Coupe à travers un sas avec une autre possibilité d'armature de dalle que celle de la figure 59 (étriers dans les murs non représentés)

10.2 Dalle renforcée protégeant l'entrée contre les décombres

Les dalles des locaux annexes non protégés doivent être renforcées localement dans le secteur des entrées pour les préserver des effets des décombres. Elles seront dimensionnées pour une charge due aux décombres de 100 kN/m^2. Le taux d'armature minimal de la nappe inférieure dans la direction de portée est de 0.18 %.

Les locaux annexes étroits et les couloirs présentant un vide de portée $l \leq 2.50$ m seront surmontés, pour les protéger contre les effets des décombres, d'une bande de dalle d'épaisseur minimale 200 mm et de largeur minimale 2.00 m (figure 62).

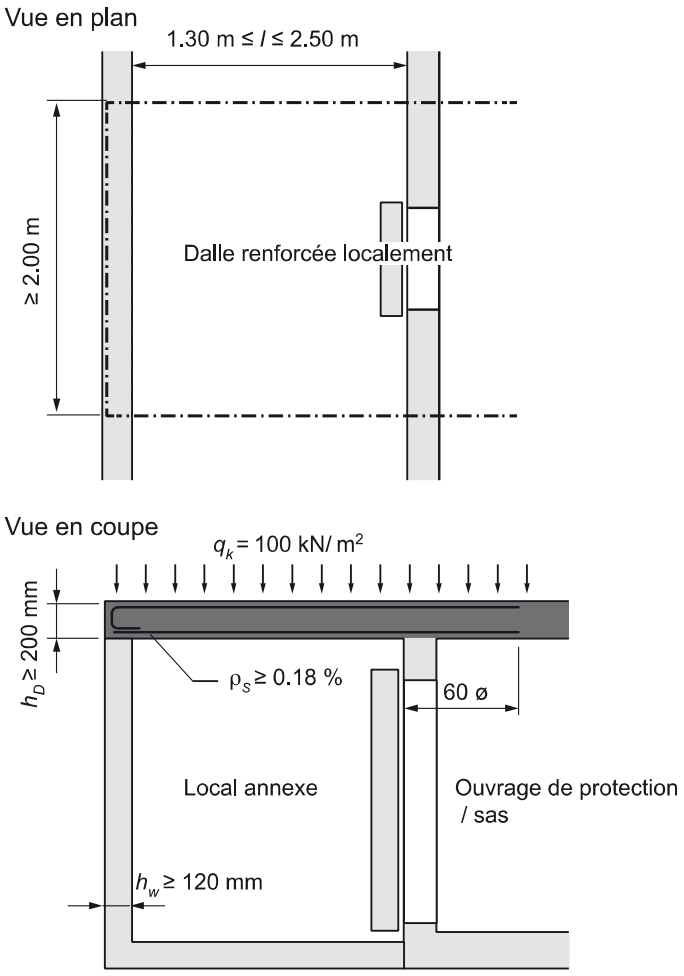


Figure 62 Dalle renforcée pour protéger l'entrée de l'ouvrage contre les décombres (bande de dalle au-dessus du local annexe)

Lorsque les locaux annexes présentent une portée de plus de 2.5m, une partie de la dalle sera armée comme si elle était en porte-à-faux (voir figure 63).

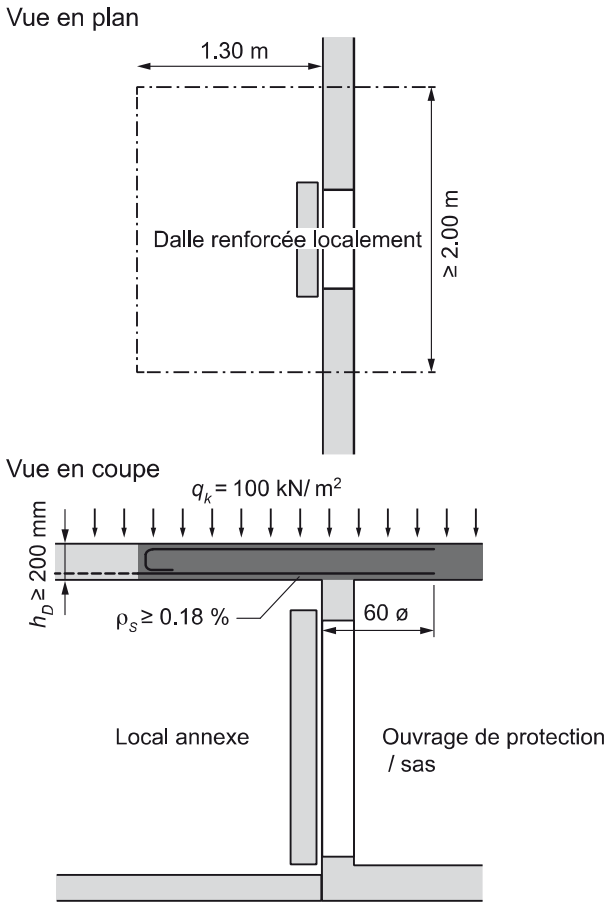


Figure 63 Dalle renforcée protégeant l'entrée contre les décombres ; dalle en prte-à-faux au-dessus du local annexe

11 Adaptations et modernisation des anciens ouvrages de protection

De nombreux ouvrages de protection ont été construits avant la parution des instructions techniques ITAP 1966, ITO 1977, ITAS 1982 et ITAP 1984. Ils satisfont tout au plus partiellement aux exigences formulées dans les présentes instructions. Tous les anciens ouvrages de protection suisses ont été évalués et assignés à l'une des catégories suivantes, en appliquant la classification qualitative des abris existants (IClass 1991 abris) et les instructions concernant la classification qualitative des constructions et des abris spéciaux (IClass 1996 Constructions):

- classement général A = pleine valeur
- classement général B = modernisable
- classement général C = non modernisable

Les Instructions techniques pour la modernisation des abris comptant jusqu'à 200 places (ITMO 1994 Abris) et les Instructions techniques pour la modernisation des constructions et abris spéciaux (ITMO 1997 Constructions) s'appliquent à l'adaptation et à la modernisation des anciens ouvrages de protection. Les présentes instructions techniques portent sur la construction et le dimensionnement des nouveaux ouvrages. Les valeurs de résistance des matériaux seront éventuellement adaptées aux matériaux utilisés autrefois.