

Remplace SIA 261:2014

Einwirkungen auf Tragwerke
Azioni sulle strutture portanti
Actions on structures

Actions sur les structures porteuses

Numéro de référence
SN 505261:2020 fr

Valable dès le: 2020-08-01

Éditeur
Société suisse des ingénieurs
et des architectes
Case postale, CH-8027 Zurich

Nombre de pages: 136

Copyright © 2020 by SIA Zurich

Groupe de prix: 54

1
6
2
iNorm License by SIA EPFL Bibliothèque | 21.01.2022

TABLE DES MATIÈRES

	Page		Page
Avant-propos	4	6 Vent	30
0 Champ d'application	5	6.1 Généralités	30
0.1 Délimitation	5	6.2 Valeurs caractéristiques	30
0.2 Références normatives	5	6.2.1 Pression dynamique	30
0.3 Dérogations	6	6.2.2 Pressions exercées par le vent	32
1 Terminologie	7	6.2.3 Forces dues au vent	32
1.1 Termes et définitions	7	6.3 Facteur de réduction et facteur dynamique	33
1.2 Symboles, termes et unités	10	7 Température	35
2 Poids propres de la structure porteuse et des éléments non-structuraux	17	7.1 Généralités	35
2.1 Généralités	17	7.2 Valeurs caractéristiques	35
2.2 Valeurs caractéristiques du poids propre de la structure porteuse	17	8 Exploitation des bâtiments	37
2.3 Valeurs caractéristiques du poids propre des éléments non-structuraux	17	8.1 Généralités	37
3 Précontrainte	18	8.2 Valeurs caractéristiques	37
3.1 Généralités	18	8.3 Disposition des charges	37
3.2 Valeurs caractéristiques	18	8.4 Mesures particulières	37
4 Terrain de fondation	19	9 Trafic non motorisé	39
4.1 Généralités	19	9.1 Généralités	39
4.2 Poids propre du sol	20	9.2 Valeurs caractéristiques	39
4.3 Poussée des terres	20	9.3 Actions accidentelles	39
4.3.1 Généralités	20	9.4 Excitation dynamique	40
4.3.2 Valeurs caractéristiques	21	10 Trafic routier	41
4.3.3 Répartition de la poussée des terres ...	22	10.1 Généralités	41
4.4 Pression hydraulique	23	10.2 Modèles de charge et valeurs caracté- ristiques	41
4.4.1 Généralités	23	10.2.1 Voies de circulation fictives	41
4.4.2 Valeurs caractéristiques	23	10.2.2 Modèle de charge 1	41
4.4.3 Répartition de la pression hydraulique .	24	10.2.3 Modèle de charge 3	44
4.5 Déplacements et déformations	25	10.2.4 Forces due au démarrage et au freinage	44
4.6 Autres actions	25	10.2.5 Forces centrifuges et forces agissant transversalement	44
5 Neige	26	10.2.6 Groupes d'actions	44
5.1 Généralités	26	10.3 Coefficients	45
5.2 Valeurs caractéristiques	26	10.4 Fatigue	45
5.3 Disposition des charges	27	10.4.1 Généralités	45
5.4 Charge volumique de la neige	27	10.4.2 Modèle de charge de fatigue	46

Même si dans la présente publication les personnes et les fonctions sont indiquées au masculin, elles concernent également le féminin.

Les rectificatifs éventuels concernant la présente publication sont disponibles sous www.sia.ch/rectificatif.

La SIA décline toute responsabilité en cas de dommages qui pourraient survenir du fait de l'application de la présente publication.

Page			Page		
11	Trafic ferroviaire à voie normale	47	15	Incendie	63
11.1	Généralités	47	15.1	Généralités	63
11.2	Modèles de charge et valeurs caractéristiques	47	15.2	Protection contre l'incendie	63
11.2.1	Charges dues au trafic ferroviaire	47	15.3	Action thermique	64
11.2.2	Forces dues au démarrage et au freinage	48	16	Séisme	65
11.2.3	Force de lacet	49	16.1	Généralités	65
11.2.4	Force centrifuge	49	16.2	Actions sismiques	65
11.2.5	Groupes d'actions	49	16.2.1	Zones sismiques	65
11.2.6	Excentricité des charges et répartition des charges par les rails, les traverses et le ballast	50	16.2.2	Terrain de fondation	66
11.3	Coefficients	51	16.2.3	Spectre de réponse élastique	67
11.3.1	Coefficient dynamique	51	16.2.4	Spectre de dimensionnement	68
11.3.2	Coefficient de réduction pour les forces centrifuges	52	16.3	Classes d'ouvrages	68
11.3.3	Coefficient pour la classification des modèles de charge normalisés	52	16.3.1	Généralités	68
11.4	Fatigue	53	16.3.2	Occupation par des personnes	70
11.4.1	Généralités	53	16.4	Mesures relatives à la conception et mesures constructives	71
11.4.2	Modèle de charge de fatigue	53	16.5	Analyse structurale	72
11.5	Déraillement	53	16.5.1	Généralités	72
11.5.1	Généralités	53	16.5.2	Méthode des forces de remplacement	73
11.5.2	Modèles de charge due au déraillement	53	16.5.3	Méthode du spectre de réponse	73
12	Trafic ferroviaire à voie étroite	55	16.5.4	Composante verticale de l'action sismique	74
12.1	Généralités	55	16.5.5	Déplacements	74
12.2	Modèles de charge et valeurs caractéristiques	55	16.6	Joints parasismiques	75
12.2.1	Charges dues au trafic ferroviaire	55	16.7	Éléments non-structuraux	75
12.2.2	Forces dues au démarrage et au freinage	56	17	Explosion	76
12.2.3	Force de lacet	56	17.1	Généralités	76
12.2.4	Force centrifuge	56	17.2	Catégories d'ouvrages	76
12.2.5	Groupes d'actions	57	17.3	Mesures	76
12.2.6	Excentricité des charges et répartition des charges par les rails, les traverses et le ballast	57			
12.3	Coefficients	57			
12.4	Fatigue	57			
12.5	Déraillement	58			
13	Garde-corps	59			
13.1	Généralités	59			
13.2	Valeurs caractéristiques	59			
14	Choc	60			
14.1	Généralités	60			
14.2	Chocs provenant de véhicules routiers	60			
14.3	Chocs provenant de véhicules ferroviaires	62			

AVANT-PROPOS

La présente norme SIA 261 s'adresse aux projeteurs. Elle concerne également les maîtres d'ouvrages, les directeurs de travaux et les entrepreneurs.

La norme SIA 261 fait partie des normes sur les structures porteuses de la SIA. Elle s'appuie sur la série de normes Eurocode 1 (SN EN 1991 *Actions sur les structures*) et sur la série de normes Eurocode 8 (SN EN 1998 *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes*).

Les normes sur les structures porteuses de la SIA comprennent les normes suivantes :

- Norme SIA 60 *Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses,*
- Norme SIA 261 *Actions sur les structures porteuses,*
- Norme SIA 262 *Construction en béton,*
- Norme SIA 263 *Construction en acier,*
- Norme SIA 264 *Construction mixte acier-béton,*
- Norme SIA 265 *Construction en bois,*
- Norme SIA 266 *Construction en maçonnerie,*
- Norme SIA 267 *Géotechnique.*

Ces normes sur les structures porteuses s'appliquent aux nouvelles constructions. La maintenance des constructions existantes fait l'objet de la série de normes SIA 269, les actions étant spécialement traitées dans la norme SIA 269/1 *Maintenance des structures porteuses – Actions* ainsi que dans la norme SIA 269/8 *Maintenance des structures porteuses – Séismes*.

La présente édition de la norme SIA 261 consiste en une révision partielle de l'édition de 2014. Les erreurs identifiées de nature rédactionnelle ou technique ont été corrigées et le texte a été adapté selon les connaissances techniques les plus récentes. Le chapitre 16 Séisme a été révisé sur la base du nouveau modèle d'aléa sismique de 2015 du service sismologique Suisse.

Commission SIA 261

0 CHAMP D'APPLICATION

0.1 Délimitation

- 0.1.1 La présente norme traite des actions usuelles agissant sur les structures porteuses. Ses prescriptions sont applicables par analogie à la détermination des actions non décrites ici ou de celles qui sont insuffisamment connues pour une utilisation particulière.
- 0.1.2 Les actions dues aux dangers naturels gravitaires (crues, glissements de terrain, laves torrentielles, chutes de pierres, de blocs de rocher et de blocs de glace, avalanches, pression due à la neige) ainsi qu'à la grêle seront déterminées selon la norme SIA 261/1.
- 0.1.3 Les charges et les forces agissant sur les ponts roulants, sur les silos et sur les réservoirs doivent être déterminées selon les indications et les références de la norme SIA 261/1.
- 0.1.4 Les forces de frottement et de rappel des appuis seront déterminées selon les indications et les références de la norme SIA 261/1.
- 0.1.5 Les actions sur les coffrages seront déterminées en fonction de l'avancement des travaux et du processus de bétonnage. Les charges agissant sur les coffrages horizontaux et les pressions exercées sur les coffrages verticaux sont définies dans la norme SIA 261/1.

0.2 Références normatives

Le texte de la présente norme fait référence aux publications suivantes, dont les dispositions s'appliquent intégralement ou en partie selon ce qu'indique le renvoi. Les références non datées se rapportent à la dernière édition de la publication (pour les SN EN y compris les amendements), les références datées se rapportent à l'édition correspondante.

0.2.1 Normes SIA

SIA 260	Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses
SIA 261/1	Actions sur les structures porteuses – Spécifications complémentaires
SIA 262	Construction en béton
SIA 263	Construction en acier
SIA 264	Construction mixte acier-béton
SIA 265	Construction en bois
SIA 266	Construction en maçonnerie
SIA 267	Géotechnique
SIA 269	Bases pour la maintenance des structures porteuses
SIA 269/1	Maintenance des structures porteuses – Actions
SIA 269/8	Maintenance des structures porteuses – Sismes

0.2.2 Normes européennes

SN EN 1991-2	Eurocode 1: Actions sur les structures – Partie 2: Action sur les ponts, dues au trafic
SN EN 1992-2/NA:2016	Eurocode 2: Actions sur les structures – Partie 2: Actions sur les ponts, dues au trafic – Annexe nationale NA à SN EN 1991-2:2003
SN EN 1993-1-9	Eurocode 3: Calcul des structures en acier – Partie 1-9: Fatigue
SN EN 1993-1-9/NA:2016	Eurocode 3: Calcul des structures en acier – Partie 1-9: Fatigue – Annexe nationale NA à SN EN 1993-1-9:2005
SN EN 1993-2:2006	Eurocode 3: Calcul des structures en acier – Partie 2: Ponts métalliques
SN EN 1993-2/NA:2016	Eurocode 3: Calcul des structures en acier – Partie 2: Ponts métalliques – Annexe nationale NA à SN EN 1993-2:2006

SN EN 1317-1	Dispositifs de retenue routiers – Partie 1: Terminologie et dispositions générales pour les méthodes d'essai
SN EN ISO 22476-3+A1	Reconnaissance et essais géotechniques, Essais en place – Partie 3: Essais de pénétration au carottier – Amendement 1

0.2.3 **Publications d'autres associations**

VSS 40561 Sécurité passive dans l'espace routier – Dispositifs de retenue de véhicules

0.2.4 **Directives et recommandations techniques**

Prescriptions de protection incendie AEAI; Association des établissements cantonaux d'assurance incendie AEAI

Ordonnance sur la construction et l'exploitation des chemins de fer (OCF)

Dispositions d'exécution de l'OCF (DE-OCF)

0.3 **Dérogations**

0.3.1 Des dérogations à la présente norme sont admises pour autant qu'elles soient suffisamment fondées sur des données théoriques ou sur des essais, ou qu'elles soient justifiées par de nouveaux développements ou de nouvelles connaissances.

0.3.2 Les dérogations à la norme seront clairement mentionnées et dûment justifiées dans le dossier de l'ouvrage.

1 TERMINOLOGIE

Pour l'application de la présente norme on utilisera les termes définis ci-après. Ces termes sont répertoriés par ordre alphabétique en quatre langues à l'annexe H.

1.1 Termes et définitions

Pour l'application de la présente norme on utilisera les termes définis ci-après. Ces termes sont répertoriés par ordre alphabétique en quatre langues à l'annexe H.

1.1.1 Charge d'essieu

Charge appliquée sur un essieu à deux ou plusieurs roues.

1.1.2 Groupe de charges d'essieu

Groupe de deux charges d'essieu ou plus.

1.1.3 Force due au démarrage

Force créée par l'accélération de véhicules.

1.1.4 Choc

Collision entre un corps en mouvement et un ouvrage.

1.1.5 Méthode du spectre de réponse

Méthode générale de l'analyse structurale pour l'action sismique, avec laquelle les vibrations de la structure porteuse induites par le séisme de dimensionnement ainsi que leur contribution au comportement dynamique global peuvent être étudiées.

1.1.6 Surface d'application

Surface sur laquelle une force concentrée est appliquée à la construction.

1.1.7 Poids propre non-structural

Charges engendrées par des éléments non-structuraux ainsi que, par exemple, par des remblais de terre ou du ballast.

1.1.8 Vitesse de base

Vitesse maximale prévue pour l'utilisation d'un tronçon ferroviaire ou routier.

1.1.9 Séisme de dimensionnement

Séisme considéré pour le dimensionnement d'un ouvrage, dont l'effet est décrit à l'aide du spectre de dimensionnement.

1.1.10 Spectre de dimensionnement

Valeur de la composante horizontale de l'action sismique, utilisée dans la situation de dimensionnement Séisme, basée sur le spectre de réponse élastique et sur l'accélération de la pesanteur. Cette valeur est représentée en fonction de la période de vibration et du comportement en déformation de la structure porteuse.

1.1.11 Compartiment coupe-feu

Secteur d'un bâtiment, situé sur un étage ou plusieurs étages, fermé par des éléments de séparation de telle manière qu'une propagation de l'incendie à d'autres parties du bâtiment est empêchée pendant l'action du feu.

1.1.12 Force due au freinage

Force créée par la décélération de véhicules.

- 1.1.13 **Poids propre**
Charge engendrée par la masse de la structure porteuse.

- 1.1.14 **Groupe d'actions**
Actions liées entre elles, comme les charges des véhicules, les forces dues au démarrage et au freinage et les forces centrifuges, prises globalement en considération, soit comme action prépondérante, soit comme action concomitante.

- 1.1.15 **Spectre de réponse élastique**
Réponse maximale d'un oscillateur simple ayant une fréquence propre de vibration et un certain taux d'amortissement pour une excitation donnée.

- 1.1.16 **Méthode des forces de remplacement**
Méthode simplifiée de l'analyse structurale pour l'action sismique, applicable à des systèmes structuraux suffisamment rigides et réguliers.

- 1.1.17 **Explosion**
Augmentation de volume entraînant un effet destructeur, causée par des réactions chimiques rapides d'une substance et par la propagation fulgurante des gaz dégagés.

- 1.1.18 **Résistance au feu**
Aptitude d'un élément de construction à assurer, pendant une durée définie, la sécurité structurale, la fermeture de l'espace et/ou la limitation de la température sous les conditions de l'incendie normalisé.

- 1.1.19 **Charge**
Force due à la gravitation agissant sur une structure porteuse.

- 1.1.20 **Modèle de charge**
Représentation idéalisée de charges et de forces sur une structure porteuse.

- 1.1.21 **Surface utile**
Surface prévue pour une utilisation déterminée dans un bâtiment.

- 1.1.22 **Charge utile**
Charge engendrée par l'utilisation d'un ouvrage.

- 1.1.23 **Température du lieu**
Température de l'air à l'emplacement d'un ouvrage.

- 1.1.24 **Facteur d'équivalence de dommage**
Facteur utilisé pour vérifier la sécurité à la fatigue, qui tient compte du volume et de la composition du trafic, du système structural et du nombre de variations de contrainte.

- 1.1.25 **Force de lacet**
Force statique de remplacement représentant les chocs latéraux provoqués par les effets de lacet des véhicules ferroviaires.

- 1.1.26 **Charge de neige**
Charge engendrée par la neige.

- 1.1.27 **Voie lente**
Voie de circulation la plus utilisée par le trafic de poids lourds.

1.1.28 **Éléments non-structuraux**

Éléments de construction qui ne font pas partie de la structure porteuse (par ex. les éléments de façade et les murs qui ne servent ni à la reprise des charges verticales ni au contreventement de la structure porteuse, les couvertures, les revêtements et les chapes, les cloisons et les doublages, les balustrades, les barrières, les parapets et les bordures, les plafonds suspendus, les isolations et les étanchéités) ainsi que les équipements fixes (par ex. les ascenseurs et les escaliers roulants, les installations sanitaires, de chauffage, de ventilation et de climatisation, les installations électriques, les conduites sans leur contenu, les gaines et les chemins de câbles).

1.1.29 **Coefficient de comportement**

Coefficient tenant compte du comportement à la déformation d'une structure porteuse soumise à une action sismique.

1.1.30 **Précontrainte**

Effet des actions de forces imposées sous contrôle à une structure porteuse par des câbles de précontrainte.

1.1.31 **Période de retour**

Inverse de la probabilité d'occurrence d'un événement particulier dans une période de temps définie.

1.2 Symboles, termes et unités

1.2.1 Majuscules latines

A	surface
A_{eff}	surface latérale d'un convoi pour le calcul
A_p	surface d'un profil
A_{ref}	surface de référence d'un ouvrage ou d'un élément de construction
BWK	classe d'ouvrage
C_e	coefficient d'exposition
C_T	coefficient thermique
E	valeur maximale d'un effort intérieur ou d'une déformation dans la méthode du spectre de réponse
E_{ak}	valeur caractéristique de la poussée active
E_i	valeur d'un effort intérieur ou d'une déformation dans la méthode du spectre de réponse
E_k	valeur caractéristique de la poussée des terres ou bien d'un déplacement ou d'une déformation imposés
E_{pk}	valeur caractéristique de la poussée passive
$F\{\dots\}$	action en fonction des valeurs de dimensionnement indiquées dans la parenthèse
F_a	force de remplacement due à l'action sismique, pour des éléments non-structuraux
F_d	force horizontale de remplacement due à l'action sismique
F_{di}	force horizontale de remplacement due à l'action sismique agissant sur l'étage i
F_{Ek}	valeur caractéristique d'une force ou d'une charge provoquant une poussée des terres ou une déformation du terrain de fondation
G	charge de surface de drapeaux ou de fanions mouillés
G_a	poids propre d'un élément non-structural
G_{Ek}	valeur caractéristique du poids propre du sol
$G_{Ek,inf}$	valeur caractéristique inférieure du poids propre du sol
$G_{Ek,sup}$	valeur caractéristique supérieure du poids propre du sol
G_k	valeur caractéristique du poids propre, d'une surcharge ou de la charge totale d'un véhicule
K_{ah}	coefficient pour la composante horizontale de la poussée active
K_{ph}	coefficient pour la composante horizontale de la poussée passive
K_0	coefficient de poussée des terres au repos
L_i, L_j	portées du champ considéré i ou j appliquées pour déterminer L_λ
L_λ	longueur déterminante pour la fatigue
N_{obs}	nombre annuel de poids lourds passant sur la voie de circulation considérée
N_{SPT}	nombre de coups pour un enfoncement de 0,3 m dans l'essai de pénétration standard SPT, selon la norme SN EN ISO 22476-3+A1
N_0	nombre annuel de poids lourds de référence (Q_0) par direction de circulation
P_d	valeur de dimensionnement de la force de précontrainte
P_k	valeur caractéristique de la force de précontrainte
PB	occupation par des personnes: nombre moyen de personnes se trouvant dans un ouvrage ou aux alentours de celui-ci, qui sont menacées en cas de défaillance de l'ouvrage, considéré pendant sa durée d'utilisation

PB_{max}	Occupation maximale par des personnes : nombre de personnes autorisé dans l'ouvrage selon les prescriptions anti-incendie.
QA_k	valeur caractéristique de la force due au démarrage
QB_k	valeur caractéristique de la force due au freinage
QE_d	valeur de dimensionnement de la charge due au déraillement
QS_k	valeur caractéristique de la force de lacet
QZ_k	valeur caractéristique de la force centrifuge
Q_d	valeur de dimensionnement d'une force due à un choc
Q_{dx}	valeur de dimensionnement de la force dans la direction de circulation ou parallèle au rail due au choc
Q_{dy}	valeur de dimensionnement de la force perpendiculaire à la direction de circulation ou au rail due au choc
Q_{ek}	valeur caractéristique de la force due au vent agissant sur la surface extérieure d'un élément de construction
Q_{frk}	valeur caractéristique de la force de frottement due au vent agissant sur un élément de construction
Q_{gd}	force due au choc contre un bâtiment imputable à un véhicule routier
$Q_{gd,x}$	force due au choc frontal contre un bâtiment imputable à un véhicule routier
$Q_{gd,y}$	force due au choc latéral contre un bâtiment imputable à un véhicule routier
$Q_{hd,x}$	valeur de dimensionnement de la force due au choc frontal imputable à des éléments d'un véhicule routier et à son chargement
Q_{hk}	valeur caractéristique d'une force horizontale
Q_i	forces globales dues au vent ($i = 1, 2, 3$); charge du poids lourd i sur la voie de circulation devant être considérée
Q_{ik}	valeur caractéristique de la force due au vent agissant sur la surface intérieure d'un élément de construction
Q_k	valeur caractéristique d'une charge, d'une force concentrée ou d'une action variable
Q_{ki}	valeur caractéristique de la charge d'essieu i
Q_{m1}	poids moyen annuel
Q_v	somme des charges des groupes d'essieux selon le modèle de charge 1 (charges dues au trafic routier)
Q_β	force due au vent, perpendiculaire à une barre de treillis inclinée
Q_0	charge du poids lourd de référence (320 kN)
Q_{0d}	valeur de base de la force due au choc imputable à un véhicule routier
$Q_{0d,x}$	valeur de base de la force due au choc frontal imputable à un véhicule routier
$Q_{0d,y}$	valeur de base de la force due au choc latéral imputable à un véhicule routier
$Q_{0hd,x}$	valeur de base de la force due au choc frontal imputable à des éléments d'un véhicule routier et à son chargement
$Q_{0hd,y}$	valeur de base de la force due au choc latéral imputable à des éléments d'un véhicule routier et à son chargement
S	paramètre dans la détermination du spectre de réponse élastique
S_d	valeur spectrale du spectre de dimensionnement
S_e	valeur spectrale du spectre de réponse élastique

T	période de vibration
T_1	période de vibration fondamentale
T_a	période de vibration fondamentale d'un élément non-structural
T_B	paramètre dans la détermination du spectre de réponse élastique
T_C	paramètre dans la détermination du spectre de réponse élastique
T_D	paramètre dans la détermination du spectre de réponse élastique
T_{Ld}	durée d'utilisation prévue
T_{ref}	durée d'utilisation des ponts routiers, des ponts ferroviaires et des ponts roulants
V_d	valeur de dimensionnement pour le volume du sol
V_{obs}	volume du trafic par année et par voie sur une ligne à voie étroite
V_0	valeur de référence du volume du trafic sur une ligne à voie étroite
X_k	valeur caractéristique d'une donnée géotechnique
Z	zone sismique

1.2.2 Minuscules latines

a	distance
a_1	largeur du joint de dilatation à l'extrémité d'un pont à appui fixe
a_2	largeur du joint de dilatation à l'extrémité d'un pont à appui mobile
a_d	valeur de dimensionnement d'une donnée géométrique
a_{gd}	valeur de dimensionnement de l'accélération du sol
b	dimension, largeur
b_1	largeur de la zone d'appui (jusqu'à l'extrémité du pont) pour un appui fixe
b_2	largeur de la zone d'appui (jusqu'à l'extrémité du pont) pour un appui mobile
b_i	largeur de la voie de circulation fictive i
b_{min}	paramètre dans la détermination des dimensions minimales des zones d'appui pour garantir la sécurité contre la chute d'éléments porteurs des ponts
c_d	facteur dynamique
f	coefficient de force
f_r	coefficient de frottement
c_h	coefficient pour le profil de répartition du vent
c'_k	valeur caractéristique de la cohésion effective
c_{pe}	coefficient de pression pour les surfaces extérieures
$\hat{c}_{pe}$	coefficient pour le calcul des pressions maximales
c_{pi}	coefficient de pression pour les surfaces intérieures
c_{red}	facteur de réduction
c_u	cohésion apparente
c_β	coefficient de force pour une barre inclinée
	dimension, diamètre
G	déplacement à long dû aux actions permanentes et quasi permanentes (par ex. précontrainte externe appliquée, retrait ou fluage du tablier d'un pont)

d_T	déplacement dû à des variations de température
d_1	longueur de porte-à-faux d'un avant-toit
e	excentricité, excentricité de la force de remplacement résultante
e_{ak}	valeur caractéristique de la poussée active
$e_{ah,k}$	valeur caractéristique de la composante horizontale de la poussée active
$e_{av,k}$	valeur caractéristique de la composante verticale de la poussée active
$e_{d,inf}$	valeur inférieure de l'excentricité de la force de remplacement résultante
$e_{d,sup}$	valeur supérieure de l'excentricité de la force de remplacement résultante
e_h	excentricité en direction horizontale
$e_{ph,k}$	valeur caractéristique de la composante horizontale de la poussée passive
$e_{pv,k}$	valeur caractéristique de la composante verticale de la poussée passive
e_v	excentricité en direction verticale
g	accélération de la pesanteur
g_{0k}	valeur caractéristique d'une surcharge de terre uniformément répartie
	hauteur
h_D	hauteur de construction d'un toit
h_{eff}	hauteur d'un convoi pour le calcul
h_s	hauteur du toit, y compris la couverture de neige
h_{tot}	hauteur de l'élément porteur d'un pont, y compris la paroi anti-bruit ou la bande de trafic
h_{QZ}	hauteur du point d'application de la force centrifuge au-dessus du plan de roulement
h_w	niveau d'eau / différence de niveau d'eau
h_{wd}	valeur de dimensionnement du niveau d'eau
h_{w1}	distance entre le niveau de la nappe phréatique et le niveau d'excavation dans la fouille
h_0	altitude de référence pour la charge de neige
	hauteur du toit sans neige, hauteur de l'avant-toit, hauteur de la paroi anti-bruit ou de la bande de trafic
h_φ	longueur du profil projetée perpendiculairement à la direction φ
i	gradient hydraulique, numéro d'un étage, d'une portée ou d'une voie de circulation
j	numéro d'un étage, d'une porte ou d'une voie de circulation
k	valeur auxiliaire
k_h	coefficient de perméabilité pour un écoulement horizontal
k_v	coefficient de perméabilité pour un écoulement vertical
l	longueur, distance
l_{cr}	distance critique lors d'un choc imputable à un véhicule ferroviaire
l_{eff}	longueur d'un convoi pour le calcul
l_g	longueur à partir de laquelle les mouvements du sol dus à l'action sismique peuvent être considérés comme non corrélés
l_i	longueur de la portée i d'une structure à poteaux continus
l_q	longueur sur laquelle q_k s'applique pour la détermination des forces de démarrage/freinage

l_r	longueur de la traverse d'un cadre
l_s	longueur de la congère générée par des parties de toit situées en amont
l_{s1}	longueur du montant 1 d'un cadre
l_{s2}	longueur du montant 2 d'un cadre
l_η	longueur de la partie chargée d'une voie courbe
l_ϕ	longueur déterminante pour le calcul du coefficient dynamique
m	pente de la courbe de fatigue
n	nombre; pourcentage de trafic ferroviaire qui traverse un pont en même temps
n_i	nombre de poids lourds de charge Q_i qui se trouvent sur la voie de circulation devant être considérée
q	coefficient de comportement
q_a	coefficient de comportement des éléments non-structuraux
qE_d	valeur de dimensionnement de la charge due au déraillement uniformément répartie
q_{Ek}	valeur caractéristique de la charge de surface appliquée pour déterminer la poussée des terres agissant sur un ouvrage de soutènement sous l'effet des charges dues au trafic routier
q_{ek}	valeur caractéristique de la pression exercée par le vent sur une surface extérieure
q_{ik}	valeur caractéristique de la pression exercée par le vent sur une surface intérieure
q_k	valeur caractéristique d'une charge ou d'une force répartie
q_{ki}	valeur caractéristique de la charge répartie sur la voie de circulation fictive i
q_{kr}	valeur caractéristique de la charge répartie sur la surface restante
q_p	pression dynamique
q_{p0}	valeur de référence de la pression dynamique
qZ_k	valeur caractéristique des forces centrifuges uniformément réparties
r	rayon de courbure, indice de numérotation de la surface restante
s	écartement de rails, distance
s_k	valeur caractéristique de la charge de neige sur un terrain horizontal
t	profondeur d'encastrement de la fermeture de la fouille sous le niveau d'excavation
u	déplacement fictif du sommet d'un bâtiment par rapport au sol
u_d	valeur de dimensionnement d'un déplacement par rapport au sol dû à l'action sismique
u_{el}	composante élastique d'un déplacement par rapport au sol dû à l'action sismique
u_{gd}	valeur de dimensionnement du déplacement du sol
u_{Sd}	composante élastique d'un déplacement par rapport au sol dû à l'action sismique, déterminée à l'aide du spectre de dimensionnement
v	vitesse, vitesse de base
v_s	vitesse des ondes de cisaillement dans le sol
$v_{s,30}$	vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les 30 m supérieurs du sol
w_k	valeur caractéristique de la pression hydraulique
z	hauteur sur sol, hauteur d'un élément de construction
z_a	hauteur sur fondation d'un élément non-structural
z_g	hauteur du gradient

z_i	hauteur de l'étage i au-dessus du plan dans lequel agit l'action sismique
z_j	hauteur de l'étage j au-dessus du plan dans lequel agit l'action sismique

1.2.3 Majuscules grecques

Δh	différence de niveau sur un toit étagé
ΔT_1	partie uniforme de la variation de la température
ΔT_{1k}	valeur caractéristique de la partie uniforme de la variation de la température
ΔT_2	partie linéaire de la variation de la température dans une section
ΔT_{2k}	valeur caractéristique de la partie linéaire de la variation de la température
ΔT_3	partie non linéaire de la variation de la température dans une section
Δz	épaisseur de couche
$\Delta \sigma_j, \Delta \sigma_1$	différence de contrainte selon le modèle de charge de fatigue appliqué aux charges dues au trafic routier
$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2$	différence de contrainte dans le détail considéré selon le modèle de charge de fatigue appliqué due aux charges relative au trafic ferroviaire
Φ	coefficient dynamique
Φ_{red}	coefficient dynamique réduit

1.2.4 Minuscules grecques

α	inclinaison de la toiture, coefficient pour la classification des modèles de charge normalisés, facteur de correction pour les déplacements des appuis de pont dus à l'action sismique, angle, coefficient pour effet d'écran
α_0	inclinaison de la toiture provoquant le glissement de la neige
α_{Qi}	coefficient de calibrage de la charge d'essieu i
α_{qi}	coefficient de calibrage de la charge répartie sur la voie de circulation fictive i
α_{qr}	coefficient de calibrage de la charge répartie sur les surfaces restantes
α_r	exposant de la rugosité du sol
α_T	coefficient de dilatation thermique
β	pente du terrain, rapport, angle
γ_{ek}	valeur caractéristique du poids volumique actif du sol
γ_f	facteur d'importance
γ_P	facteur de charge pour une action due à la précontrainte
γ_{wk}	valeur caractéristique du poids volumique de l'eau
δ_k	valeur caractéristique de l'angle de frottement sol-paroi
ε	hauteur de la rugosité de surface
η	coefficient de réduction pour la détermination des forces centrifuges, coefficient de correction dépendant du degré d'amortissement visqueux
ϑ	pente transversale, dévers
λ	élancement; facteur global d'équivalence de dommage
λ_i	facteur partiel d'équivalence de dommage ($i = 1, 2, 3, 4$)
λ_{max}	limite supérieure du facteur partiel d'équivalence de dommage
$\lambda_{1,j}, \lambda_{1,1}$	facteur partiel appliqué respectivement à j -ème pont roulant ou au pont roulant principal

$\lambda_{2,j}, \lambda_{2,1}$	facteur partiel tenant compte de l'influence du volume du trafic sur la valeur de circulation j ou 1, respectivement
μ_i	coefficient de forme de toiture ($i = 1, 2, 3$)
ξ	degré d'amortissement visqueux
ρ	masse volumique de l'air
φ	angle
φ'_k	valeur caractéristique de l'angle de frottement effectif
ψ_1	coefficient de réduction pour la valeur fréquente d'une action variable
ψ_2	coefficient de réduction pour la valeur quasi permanente d'une action variable

2 POIDS PROPRES DE LA STRUCTURE PORTEUSE ET DES ÉLÉMENTS NON-STRUCTURAUX

2.1 Généralités

- 2.1.1 Le poids propre de la structure porteuse et des éléments non-structuraux sont à considérer comme des actions permanentes.
- 2.1.2 Les poids propres de la structure porteuse ne doivent pas être placés avec des facteurs de charge différents selon les zones d'influence, mais considérés dans leur ensemble à l'aide de valeurs de dimensionnement supérieures ou inférieures selon que l'effet global des actions est défavorable ou favorable.

2.2 Valeurs caractéristiques du poids propre de la structure porteuse

La valeur caractéristique G_k du poids propre de la structure porteuse peut généralement être déterminée comme valeur moyenne basée sur les dimensions indiquées dans les plans, ainsi que sur les poids volumiques moyens donnés dans l'annexe A.

2.3 Valeurs caractéristiques du poids propre des éléments non-structuraux

- 2.3.1 La valeur caractéristique G_k du poids propre des éléments non-structuraux peut généralement être déterminée comme valeur moyenne basée sur les dimensions indiquées dans les plans, ainsi que sur les poids volumiques et les charges de surface moyens donnés dans l'annexe A.
- 2.3.2 La valeur caractéristique G_k du poids des équipements fixes doit être définie selon les indications des fabricants.
- 2.3.3 La valeur caractéristique G_k du poids des terres ou du ballast doit être définie comme valeur probable prudente. Des écarts possibles de la hauteur de remblai par rapport aux indications des plans, ainsi qu'une dispersion touchant les poids volumiques (voir annexe A) seront pris en considération dans cette détermination.
- 2.3.4 Des mesures appropriées doivent être prises dans la base du projet si des écarts possibles peuvent dépasser les tolérances d'exécution usuelles, par exemple lors de la mise en place de revêtements, de la surélévation de remblais ou lorsque le second œuvre définitif d'un bâtiment n'est pas encore connu au moment du dimensionnement de la structure porteuse.
- 2.3.5 Les effets d'un éventuel enlèvement des éléments non-structuraux doivent être examinés.

3 PRÉCONTRAINTÉ

3.1 Généralités

Les forces de précontrainte sont à considérer comme des actions permanentes.

3.2 Valeurs caractéristiques

- 3.2.1 La valeur caractéristique P_k de la force de précontrainte est généralement égale à la force de précontrainte agissant au moment considéré pour la vérification. Les pertes de précontrainte dues aux frottements, au retrait, au fluage et à la relaxation seront prises en compte.
- 3.2.2 Pour la vérification de la sécurité structurale dans la zone des ancrages et des changements de direction des câbles, la force de précontrainte $P_d = \gamma_p \cdot P_k$ est considérée comme une action prépondérante. Les facteurs de charge γ_p sont indiqués dans les normes SIA 262 et SIA 267.

4 TERRAIN DE FONDATION

4.1 Généralités

4.1.1 Les actions dues au terrain de fondation seront définies en conformité avec les prescriptions de la norme SIA 267.

4.1.2 Les actions dues au terrain de fondation comprennent en particulier:

- les poids propres du sol, de la roche et de l'eau,
- les poussées des terres et les surcharges de terre,
- la pression hydraulique et la pression d'eau interstitielle,
- les tassements et les soulèvements indépendants de l'ouvrage,
- les déplacements et les déformations indépendants de l'ouvrage.

4.1.3 L'analyse des actions dues au terrain de fondation sera basée sur une étude géotechnique, effectuée avec compétence à partir d'une reconnaissance du terrain adaptée au projet de construction et au problème posé.

4.1.4 La durée des actions, l'exécution des travaux ainsi que l'interaction entre la structure porteuse et le terrain de fondation seront prises en considération.

4.1.5 Les actions dues au terrain de fondation seront traitées comme des actions permanentes, variables ou accidentelles selon leur variabilité, leur durée et la probabilité de leur apparition.

Sont considérées comme des actions permanentes:

- la surcharge de la terre et le poids propre du sol,
- la poussée des terres due au poids propre du sol, même en cas de modification causée par la poussée d'Archimède,
- la poussée des terres causée par des charges ou des forces extérieures permanentes,
- la pression hydraulique et la pression d'eau interstitielle lorsqu'elles présentent une faible variabilité,
- les déplacements et les déformations tendant de manière monotone vers une valeur limite fixe,
- d'autres actions sans variabilité ou ne présentant qu'une faible variabilité.

Sont considérées comme des actions variables:

- la poussée des terres causée par des charges ou des forces extérieures variables,
- la pression hydraulique et la pression d'eau interstitielle lorsqu'elles présentent une forte variabilité,
- les déplacements et les déformations d'allure non monotone ou ne tendant vers aucune valeur limite,
- d'autres actions présentant une forte variabilité.

Sont considérées comme des actions accidentelles:

- une crue extrême répertoriée dans les cartes de dangers, due par exemple à une rupture de digue,
- une pression hydraulique extrême, due par exemple à une rupture de conduite,
- les forces et les mouvements causés par des événements accidentels, par exemple un glissement de terrain, une lave torrentielle ou une avalanche,
- un séisme,
- d'autres actions de grande intensité et de faible probabilité d'occurrence.

Si une action est constituée d'une partie permanente et d'une partie variable, par exemple la poussée des terres due à une charge variable agissant sur la fondation ou la pression hydraulique lors de variations du niveau d'eau, cette action sera considérée globalement, selon la partie prépondérante, soit comme une action permanente, soit comme une action variable.

4.1.6 La valeur caractéristique d'une action due au terrain de fondation peut être déterminée par:

- une analyse basée sur la mécanique des sols,
- une déduction tirée du comportement du terrain de fondation ou de la structure porteuse,
- des essais à grande échelle,
- des essais sur modèle d'une échelle appropriée,
- des valeurs tirées de l'expérience, transposables au cas considéré.

4.1.7 Selon la situation de dimensionnement, une valeur inférieure ou supérieure d'une action peut être considérée. La valeur caractéristique de l'action doit par conséquent être définie avec les valeurs inférieures et supérieures des données géométriques et géotechniques.

- 4.1.8 Des redistributions de la poussée des terres dans le plan et dans l'espace peuvent être prises en considération si elles agissent favorablement. Elles doivent être prises en considération si leur action est défavorable. La redistribution de la charge doit être compatible avec les rigidités et le déplacement relatif de la structure porteuse et du terrain de fondation et doit pouvoir être reprise par la structure porteuse et/ou par le terrain de fondation.

4.2 Poids propre du sol

- 4.2.1 En règle générale, la valeur caractéristique du poids propre du sol G_{Ek} est déterminée sur la base de la valeur caractéristique du poids volumique du sol γ_{ek} et de la valeur de dimensionnement du volume du sol V_d :

$$G_{Ek} = \gamma_{ek} \cdot V_d \quad (1)$$

- 4.2.2 Lorsque la structure porteuse réagit de manière sensible au poids propre du sol et que le poids propre présente une fourchette de variation supérieure à 5%, le calcul sera effectué avec une valeur inférieure et/ou supérieure $G_{Ek,inf}$ et/ou $G_{Ek,sup}$, respectivement.

- 4.2.3 Pour déterminer le poids propre du sol, on tiendra compte de la poussée d'Archimède et de la force d'écoulement de la nappe phréatique.

- 4.2.4 Dans le cas d'un remblai de terre posé sur un ouvrage, on ajoutera, lorsque la hauteur du remblai est faible (< 1 m), 25 cm au moins à sa hauteur nominale pour tenir compte des écarts possibles lors des déplacements de terre par rapport aux indications des plans. Cette majoration n'est pas nécessaire dans le cas des toits plats recouverts d'un remblai de hauteur strictement contrôlée (verdissement extensif ou remblai de gravier). Lorsque la hauteur du remblai est supérieure, c'est la norme SIA 267 qui s'applique.

4.3 Poussée des terres

4.3.1 Généralités

- 4.3.1.1 Comme poussée des terres, on considère :

- la poussée active,
- la poussée active majorée,
- la poussée des terres au repos,
- la poussée passive.

Dans certains cas particuliers, on tiendra également compte de :

- la pression de compactage,
- la pression de fluage et la pression d'écoulement plastique,
- la pression de gonflement.

- 4.3.1.2 La poussée des terres sera déterminée sur la base d'un modèle représentatif du terrain de fondation et de la structure porteuse, selon des méthodes reconnues de la mécanique des sols.

- 4.3.1.3 Pour déterminer la poussée des terres, on considérera en particulier :

- le poids volumique, la rigidité et la résistance au cisaillement du sol,
- l'inclinaison des parois et du terrain, la rugosité des parois et le compactage des remblais,
- la poussée d'Archimède et la force d'écoulement,
- la rigidité de la structure porteuse ou de l'ouvrage de soutènement,
- le déplacement relatif entre le terrain et la structure porteuse ou l'ouvrage de soutènement,
- le poids propre non-structural, les charges dues au trafic et les charges des fondations,
- les forces des étais et des ancrages,
- les séismes et les actions dynamiques.

- 4.3.1.4 Selon le comportement de la structure porteuse, la compacité du sol et la situation de dimensionnement, la vérification de la sécurité structurale et celle de l'aptitude au service peuvent être effectuées avec des poussées des terres différentes.

En règle générale, on utilisera les valeurs de poussée des terres indiquées dans le tableau 1. Pour les ouvrages de soutènement, on tiendra compte des dispositions de la norme SIA 267.

Tableau 1 Hypothèses simplificatrices concernant la poussée des terres

Déplacements et déformations	Vérification de la sécurité structurale	Vérification de l'aptitude au service
Possibles	poussée active	poussée active majorée
Possibles dans une mesure limitée	poussée active majorée	poussée des terres au repos
Impossibles ou possibles dans une faible mesure	poussée des terres au repos	poussée des terres au repos

4.3.1.5 Dans le cas de poussée passive, la compatibilité entre la pression définie et la déformation de la structure dans l'état-limite considéré sera contrôlée. S'il y a incompatibilité, la valeur de la poussée passive sera réduite de manière appropriée ou le terrain de fondation sera considéré comme un élément de la structure porteuse et comme participant à la résistance à la déformation.

4.3.1.6 La pression de compactage du remblai de structures porteuses doit être considérée si une telle pression est exercée dans la situation de dimensionnement considérée. La pression de compactage dépend du processus de remblayage, de l'énergie de compactage appliquée, de l'épaisseur des couches et de la largeur du remblai, ainsi que du comportement en déformation de la structure porteuse. En cas de fort compactage, la pression appliquée peut être supérieure à la poussée des terres au repos.

4.3.2 Valeurs caractéristiques

4.3.2.1 La valeur caractéristique de la poussée des terres E_k sera généralement déterminée sur la base de la valeur caractéristique F_{Ek} d'une charge ou d'une force extérieure engendrant la poussée des terres, des valeurs caractéristiques X_k des données géotechniques importantes et des valeurs de dimensionnement a_d des données géométriques déterminantes:

$$E_k = F \{F_{Ek}, X_k, a_d\} \quad (2)$$

4.3.2.2 En présence de sols à grains fins, on tiendra compte avec prudence de la diminution de la poussée des terres provoquée par la cohésion.

Pour les sols à grains fins avec $c'_k > 0$, on admettra la valeur $c'_k = 0$ jusqu'à la profondeur critique de poussée nulle (domaine avec poussée négative selon calcul théorique) ou une poussée des terres minimale de $e_{ah,k} = 5 \text{ kN/m}^2$. Dans ce cas aussi, on pourra généralement admettre une distribution simplifiée de la poussée des terres selon le tableau 2.

4.3.2.3 Dans le cas d'une paroi verticale, la valeur caractéristique de la poussée active, due au poids propre du sol ou à une surcharge de terre permanente uniformément répartie, peut être déterminée approximativement à l'aide des coefficients de poussée active K_{ah} donnés dans l'annexe B:

$$e_{ah,k} = K_{ah} \cdot (\sum \gamma_{ek} \cdot \Delta z + g_{0k}) - 2 \cdot c'_k \cdot \sqrt{K_{ah}} \quad (3)$$

$$e_{av,k} = e_{ah,k} \cdot \tan \delta_k \quad (4)$$

En règle générale, on choisira l'angle de frottement à la paroi δ_k comme suit:

- $\delta_k = 2\varphi'_k/3$ pour les parois rugueuses en cas de déplacement relatif suffisant entre la structure porteuse et le sol,
- $\delta_k = 0$ pour les parois lisses ou en l'absence de déplacement relatif suffisant entre la structure porteuse et le sol.

La figure 1 définit les signes de δ_k .

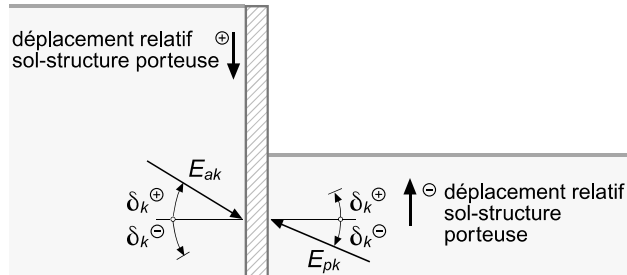
L'équilibre de toutes les forces parallèles à la paroi sera contrôlé.

- 4.3.2.4 Pour un terrain incliné d'un angle β ($\beta \leq \varphi'_k$) et des sols normalement consolidés le coefficient de poussée des terres au repos K_0 peut être déterminé avec la valeur caractéristique de l'angle de frottement effectif φ'_k comme suit :

$$K_0 = \frac{(1 - \sin \varphi'_k) \cdot (1 + \sin \beta)}{\cos \beta} \quad (5)$$

La direction de la poussée des terres au repos est admise parallèle à la pente du terrain.

Figure 1 Règle des signes pour l'angle de frottement sol-paroi δ_k



- 4.3.2.5 Dans le cas d'une paroi verticale la valeur caractéristique de la poussée passive peut être déterminée de manière analogue au chiffre 4.3.2.3, en utilisant les coefficients de poussée passive K_{ph} donnés dans l'annexe B.

$$e_{ph,k} = K_{ph} \cdot (\sum \gamma_{ek} \cdot \Delta z + g_{0k}) + 2 \cdot c'_k \cdot \sqrt{K_{ph}} \quad (6)$$

$$e_{pv,k} = e_{ph,k} \cdot \tan \delta_k \quad (7)$$

En règle générale, on choisira l'angle de frottement sol-paroi δ_k suivant :

- $\delta_k = -\varphi'_k/2$ pour les parois rugueuses en cas de déplacement relatif suffisant entre la structure porteuse et le sol,
- $\delta_k = 0$ pour les parois lisses ou en l'absence de déplacement relatif suffisant entre la structure porteuse et le sol.

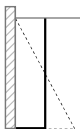
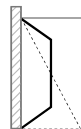
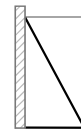
La figure 1 définit le signe de δ_k .

L'équilibre de toutes les forces parallèles à la paroi sera contrôlé.

4.3.3 Répartition de la poussée des terres

- 4.3.3.1 La répartition de la poussée des terres due au poids propre du sol dépend de la nature du terrain de fondation, du genre et de la rigidité de l'appui fourni par la structure porteuse ainsi que de l'exécution des travaux. En règle générale, on pourra utiliser la répartition simplifiée donnée dans le tableau 2.
- 4.3.3.2 Lorsque les structures porteuses sont ancrées, on tiendra compte de l'effet des ancrages précontraints sur la grandeur et la répartition de la poussée des terres.
- 4.3.3.3 La répartition de la poussée des terres due aux charges de la fondation et du trafic ainsi qu'à la surcharge de la terre, sera définie en tenant compte de la diffusion des contraintes dans le sol. En règle générale, on pourra admettre de manière simplifiée une répartition triangulaire ou rectangulaire des charges.

Tableau 2 Répartition simplifiée de la poussée des terres

Cas	1	2	3
Terrain de fondation, sol	moyennement à fortement compact	moyennement à fortement compact	tendre, meuble
Appui	simple à double	> double	quelconque
Redistribution de la poussée des terres	possible	possible	partiellement possible
Répartition de la poussée des terres sur une paroi de soutènement ¹⁾	 rectangulaire	 trapézoïdale ²⁾	 triangulaire

¹⁾ La grandeur globale de la poussée des terres redistribuée correspond à la valeur déterminée selon le chiffre 4.3.2.

²⁾ La répartition des charges trapézoïdale doit être définie en tenant compte de l'appui de la structure porteuse et de la valeur limite de la résistance à la poussée des terres au sommet de la paroi de soutènement. Lorsque la paroi est haute ($h > 10$ m), la redistribution de la poussée des terres est limitée.

4.4 Pression hydraulique

4.4.1 Généralités

4.4.1.1 Les conditions hydrogéologiques et leurs variations imputables aux interventions constructives doivent être suffisamment connues pour pouvoir déterminer les actions dues aux eaux souterraines.

4.4.1.2 Pour déterminer les actions dues aux eaux souterraines, on prendra particulièrement en considération :

- la structure du terrain de fondation et la stratigraphie ainsi que la perméabilité des différentes couches,
- la position des aquifères et leurs conditions de pression,
- les effets des dispositifs constructifs tels que barrières, introductions d'eau ou drainages, en tenant compte des cas extrêmes,
- le refoulement d'eaux souterraines dû à un ouvrage,
- l'accumulation d'eaux souterraines dans un remblai plus perméable que le terrain de fondation en place,
- les modifications du régime des eaux souterraines consécutives au défrichage et à la réalisation de nouvelles plantations,
- les effets des influences climatiques telles que précipitations ou gel sur le régime des eaux souterraines,
- l'apport ultérieur d'eau, par exemple à la suite d'une crue, d'une inondation ou d'une rupture de conduite.

4.4.1.3 L'effet de l'eau peut être pris en compte de deux manières :

- sous la forme de pression totale de l'eau, en combinaison avec la charge volumique totale du sol (contraintes totales),
- sous la forme de force d'écoulement, en combinaison avec la charge volumique du sol soumis à la poussée d'Archimède (contraintes effectives).

4.4.1.4 La poussée d'Archimède, le renard hydraulique et les aquifères artésiens seront considérés selon les dispositions de la norme SIA 267.

4.4.2 Valeurs caractéristiques

4.4.2.1 La valeur caractéristique de la pression hydraulique sera fixée en règle générale sur la base de mesures piézométriques ou de modélisations hydrogéologiques du terrain. Dans les cas simples, la valeur caracté-

ristique de la pression hydraulique peut être déterminée à partir de la valeur caractéristique du poids volumique de l'eau γ_{wk} et de la valeur de dimensionnement de la hauteur d'eau h_{wd} :

$$w_k = F\{\gamma_{wk}, h_{wd}\} \quad (8)$$

4.4.2.2 La valeur caractéristique de la pression hydraulique doit être fixée comme étant la plus défavorable dans la situation de dimensionnement considéré, compte tenu du chiffre 4.1.2. La pression hydraulique déterminante peut être la pression hydraulique minimale ou maximale. Sa valeur sera basée sur des mesures de niveau ou de pression d'eau réalisées durant une longue période, sur des corrélations entre des mesures locales de courte durée et des séries de mesures de longue durée ou sur des estimations prudentes conformes aux directives de la norme SIA 267.

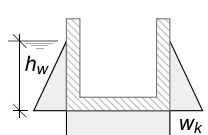
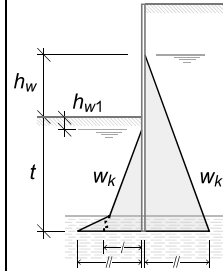
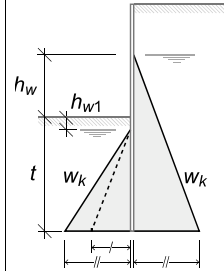
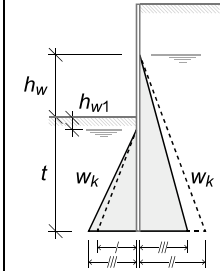
4.4.2.3 Lorsque le niveau d'eau est réglé par des mesures particulières telles que drainages ou déversoirs, sa valeur ainsi contrôlée peut être prise comme niveau d'eau de dimensionnement si l'aptitude au fonctionnement de ces mesures particulières est garantie pendant toute leur durée d'utilisation.

4.4.3 Répartition de la pression hydraulique

4.4.3.1 L'hétérogénéité et l'anisotropie ($k_h > k_v$) des couches ainsi que la stratification du terrain influencent les pressions hydrauliques dans le terrain de fondation. Cet effet se a notamment pris en compte dans la modélisation de l'égalisation des différences de potentiel

4.4.3.2 La répartition de la pression hydraulique sera déterminée en tenant compte des indications du chiffre 4.4.1.2. Dans les cas idéalisés décrits dans le tableau 3, on peut appliquer la répartition simplifiée de la pression hydraulique qui correspond à la situation considérée.

Tableau 3 Répartition simplifiée de la pression hydraulique

Cas	1	2	3	4
Ouvrage	Bâtiment dans la nappe phréatique	Paroi de soutènement dans la nappe phréatique	Paroi de soutènement dans la nappe phréatique	Paroi de soutènement dans la nappe phréatique
Terrain de fondation	tous	pieu de la paroi encastré dans une couche imperméable de grande épaisseur	homogène et anisotrope ($k_h > k_v$) ou hétérogène, couche perméable au pied de la paroi	homogène et isotrope (cas rare)
Écoulement idéalisé	pas d'écoulement	pas d'écoulement dans le terrain de fondation perméable: $i = 0$. Écoulement dans la couche imperméable au pied de la paroi ¹⁾	abaissement de la pression uniquement le long de la face interne de la paroi $i = \frac{h_w + h_{w1}}{t - h_{w1}}$	abaissement de la pression constant le long des deux faces de la paroi $i = \frac{h_w + h_{w1}}{h_w + 2 \cdot t - h_{w1}}$
Répartition idéalisée de la pression hydraulique				
Pression hydr. maximale	$w_k = \gamma_{wk} \cdot h_w$	$w_{k,I} = \gamma_{wk} \cdot (t - h_{w1})$ $w_{k,II} = \gamma_{wk} \cdot (h_w + t)$	$w_{k,II} = \gamma_{wk} \cdot (h_w + t)$	$w_{k,III} = (1+i) \cdot \gamma_{wk} \cdot (t - h_{w1})$

¹⁾ Il peut être négligé si les conditions liées au renard hydraulique selon la norme SIA 267 sont respectées et que la longueur d'encastrement est faible.

- 4.4.3.3 En présence d'un sol à grains fins, on tiendra compte d'une possible pression hydraulique causée par la rétention d'eau dans les remblais de la fouille ainsi que dans les fissures dues aux déformations ou au retrait du sol. En l'absence de drainage, le niveau de la nappe phréatique doit être admis au moins égal au niveau de la face supérieure de la couche imperméable ou, le cas échéant, au niveau de la surface du terrain.

4.5 Déplacements et déformations

- 4.5.1 Les déplacements et les déformations du terrain de fondation imposés à une structure porteuse seront déterminés sur la base d'une modélisation représentative du terrain, selon des méthodes reconnues de la mécanique des sols.
- 4.5.2 En cas de forte interaction entre la structure porteuse et le terrain de fondation, les déplacements et les déformations seront considérés comme des grandeurs dépendant du système global « structure porteuse-terrain de fondation ».
- 4.5.3 La valeur caractéristique d'un déplacement ou d'une déformation du terrain de fondation imposés à une structure porteuse sera déterminée, du point de vue formel, de manière analogue à l'équation (2).
 F_{Ek} désigne alors la valeur caractéristique d'une force ou d'une charge causant une déformation du terrain de fondation.
La valeur caractéristique peut également être déterminée directement à l'aide d'observations, d'essais ou de valeurs empiriques. La valeur choisie doit être suffisamment fiable et suivre les principes appliqués pour fixer les valeurs caractéristiques.
- 4.5.4 L'hétérogénéité du terrain de fondation sera prise en considération par la variation de la grandeur et de la répartition des valeurs de rigidité. Ceci s'applique aussi aux sols paraissant homogènes.

4.6 Autres actions

- 4.6.1 Pour autant qu'elle se manifeste et qu'elle n'ait pas déjà été prise en compte ailleurs, l'influence d'autres actions dues au terrain de fondation sera considérée lors de l'analyse et du dimensionnement des structures porteuses. Exemples :
- les pressions de fluage et de reptation,
 - le retrait et le gonflement du sol,
 - les tassements dus à l'abaissement de la nappe phréatique,
 - le gel et la formation de glace,
 - les vibrations et les forces dynamiques,
 - les forces hydrodynamiques dues à des vagues.
- L'influence de telles actions sera prise en considération sur la base de reconnaissances du terrain et sur celle de valeurs représentatives empiriques.
- 4.6.2 L'effet des séismes sera pris en compte selon les indications de la norme SIA 267.
- 4.6.3 Les actions citées aux chiffres 4.6.1 et 4.6.2 peuvent souvent être mieux contrecarrées par des mesures constructives ou par l'élimination de l'action que par le seul dimensionnement.

5 NEIGE

5.1 Généralités

- 5.1.1 Les charges de neige sont à considérer comme des actions fixes variables.
- 5.1.2 La grandeur et la répartition de la charge de neige sont influencées par le climat, la topographie, l'emplacement et la forme de l'ouvrage, ainsi que par les effets du vent, la nature de la couverture du toit et les échanges thermiques à la surface de la toiture.
- 5.1.3 La situation locale et les conditions particulières favorisant les amoncellements de neige sont à prendre en considération.
- 5.1.4 Les dispositions suivantes ne sont pas applicables aux ouvrages se trouvant à une altitude supérieure à 2000 m, ni à ceux situés en des lieux exposés à des conditions extrêmes d'enneigement et de vent. Dans de tels cas, la charge de neige devra être déterminée sur la base d'investigations spécifiques à l'ouvrage concernant les hauteurs de neige et les conditions d'amoncellement.
- 5.1.5 Sur les toitures accessibles aux piétons ou aux véhicules, les éventuelles accumulations causées par le déblaiement de la neige doivent être considérées au moyen d'une disposition appropriée des charges.
- 5.1.6 Pour les ponts, en particulier pour les ponts en auge, la possibilité d'accumulation de neige due au vent et aux engins de déblaiement doit être prise en compte et considérée lors de la disposition des charges.
- 5.1.7 Les charges de neige qui s'exercent sur des éléments non-structuraux appliqués sur des toits (par ex. installations solaires) seront admises par analogie. Leurs effets sur la structure porteuse et sur l'infrastructure doivent être considérés.

5.2 Valeurs caractéristiques

- 5.2.1 La valeur caractéristique de la charge de neige sera déterminée selon le chiffre 5.2.2. La valeur caractéristique peut être calculée sur cette base si des valeurs expérimentales fiables de la charge de neige, acquises pendant de nombreuses années à l'endroit même du futur ouvrage ou au sujet de cet endroit, existent ou que des investigations spécifiques à l'ouvrage concernant la charge de neige ont été réalisées. Une valeur caractéristique différente de celle donnée selon le chiffre 5.2.2 doit être suffisamment justifiée dans la base du projet (par exemple au moyen de séries de mesures).
- 5.2.2 La valeur caractéristique de la charge de neige sur les toitures, rapportée à la surface horizontale recouverte, est définie par :

$$q_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_T \cdot s_k \quad (9)$$

- 5.2.3 Les coefficients de forme de toiture μ_i tiennent compte de la différence entre la charge de neige sur les toitures et celle sur un terrain horizontal. Ils sont à déterminer selon les figures 2 à 5.
- 5.2.4 Selon l'exposition au vent de l'ouvrage, le coefficient d'exposition C_e prend les valeurs suivantes :
- exposition au vent normale $C_e = 1,0$
 - endroit fortement exposé au vent $C_e = 0,8$
 - endroit protégé du vent $C_e = 1,2$.
- 5.2.5 Le coefficient thermique C_T est généralement égal à 1,0. Il est possible de choisir une valeur plus petite si le processus de la fonte des neiges est accéléré par une forte transmission de chaleur à la surface du toit. L'influence d'une défaillance des installations techniques sur la transmission de chaleur admise devra être examinée au préalable, par exemple dans le cas de toitures vitrées recouvrant des locaux chauffés.
- 5.2.6 La valeur caractéristique de la charge de neige sur un terrain horizontal est calculée au moyen de l'équation suivante :

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] \cdot 0,4 \text{ kN/m}^2 \geq 0,9 \text{ kN/m}^2 \quad (10)$$

L'altitude de référence h_0 (en m) peut être déterminée selon l'annexe D. La correction concernant l'altitude tient compte du climat régional.

5.3 Disposition des charges

- 5.3.1 La disposition des charges sur des toitures de bâtiments exposées à des conditions normales de vent doit être prise en considération selon les indications de la figure 3 :
- modèle de charge 1 amoncellement uniforme, pas de transport par le vent,
 - modèle de charge 2 amoncellement non uniforme dû au transport par le vent.
- 5.3.2 Un toit incliné sur un seul pan doit être traité comme la moitié d'une toiture symétrique.
- 5.3.3 La charge de neige n'a pas besoin d'être prise en compte pour une pente de toit supérieure à 60° , pour autant que le glissement de la neige sur l'ensemble de la toiture ne soit pas empêché.
- 5.3.4 Si un glissement de la neige sur la toiture est rendu difficile ou même empêché, par exemple lorsque des grilles ou autres arête-neige sont installés ou qu'un parapet longe le bord inférieur du toit, la valeur μ_1 , sera choisie égale à 0,8.
- 5.3.5 Pour les bâtiments équipés d'un toit quasi horizontal (sa déclivité étant inférieure à env. 10°) de longueur et de largeur supérieure à 20 m, μ_1 doit être majoré selon la figure 4, indépendamment de la hauteur du bâtiment et de la direction principale du vent.
- 5.3.6 Pour les bâtiments équipés d'un toit étagé ou ceux dont le toit est proche d'un ouvrage plus élevé, il faut appliquer une charge supplémentaire de répartition triangulaire selon la figure 5 sur la surface de toiture inférieure (doublement de μ_1 le long du décrochement). Cela permet de considérer les éventuels glissements de neige et le transport par le vent depuis la partie du toit située en amont. La longueur d'influence l_s correspond au double de la hauteur du décrochement Δh .
- 5.3.7 Une corniche doit être prise en considération pour dimensionner les éléments de toiture en porte-à-faux des ouvrages situés à plus de 800 m d'altitude. La hauteur et la saillie de la corniche seront admises égales à la moitié de la hauteur de la neige sur la toiture. Cette hauteur de neige sera calculée sur la base de la charge de neige selon le chiffre 5.2.2, avec une charge volumique de 3 kN/m^3 . La charge de la corniche est admise comme une charge linéaire répartie au bord du toit.

5.4 Charge volumique de la neige

- 5.4.1 La charge volumique de la neige varie à l'intérieur d'une même couche. Elle augmente généralement avec sa durée d'application et dépend du lieu et surtout de l'altitude. Jusqu'à une altitude de 1000 m, la valeur moyenne de la charge volumique est de 3 kN/m^3 pendant la période où la charge est maximale. Pour les endroits situés à une plus grande altitude, on admettra une valeur moyenne supérieure.
- 5.4.2 Les valeurs indicatives de la charge volumique moyenne de la neige sur un terrain horizontal sont :
- | | |
|---|----------------------|
| – neige fraîche | $1,0 \text{ kN/m}^3$ |
| – neige tassée (quelques heures à quelques jours après sa chute) | $2,0 \text{ kN/m}^3$ |
| – ancienne neige (quelques semaines à quelques mois après sa chute) | $3,5 \text{ kN/m}^3$ |
| – neige mouillée | $4,0 \text{ kN/m}^3$ |
| – neige fabriquée par des moyens techniques | $5,0 \text{ kN/m}^3$ |

Figure 2 Coefficients de forme de toiture, en fonction de l'angle d'inclinaison de la toiture α

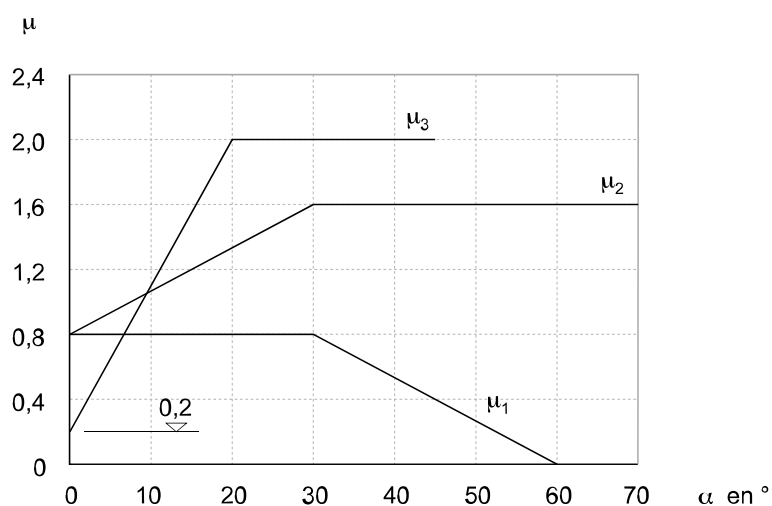


Figure 3 Disposition de la charge de neige sur les toitures

Modèle de charge 1			
Modèle de charge 2	 		
	$\mu_{11} = \mu_1(\alpha_1) \quad \mu_{12} = \mu_1(\alpha_2)$	$\mu_{2m} = \mu_2 \cdot \left(\frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} \right)$	$\mu_3 = \mu_3(\alpha) \quad \alpha_0 = 60^\circ$

Figure 4 Majoration du coefficient de forme de toiture pour les bâtiments de grandes dimensions

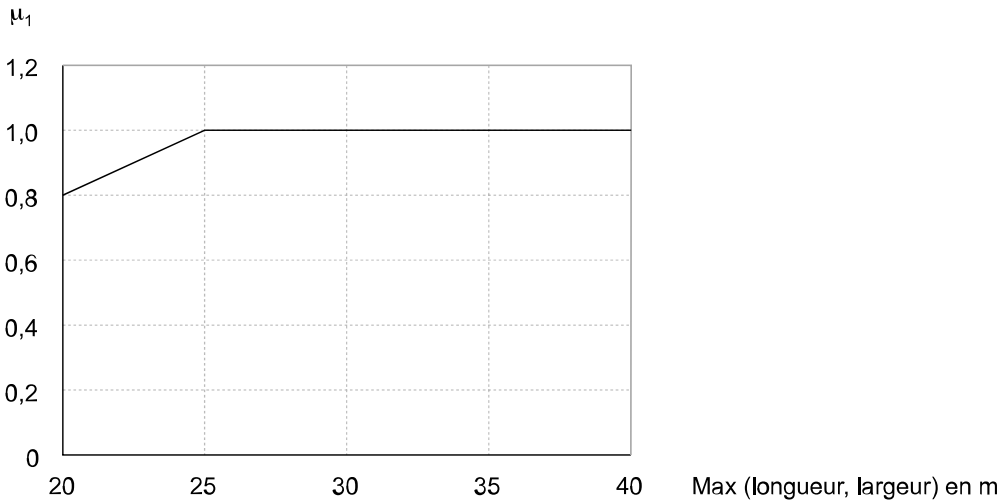
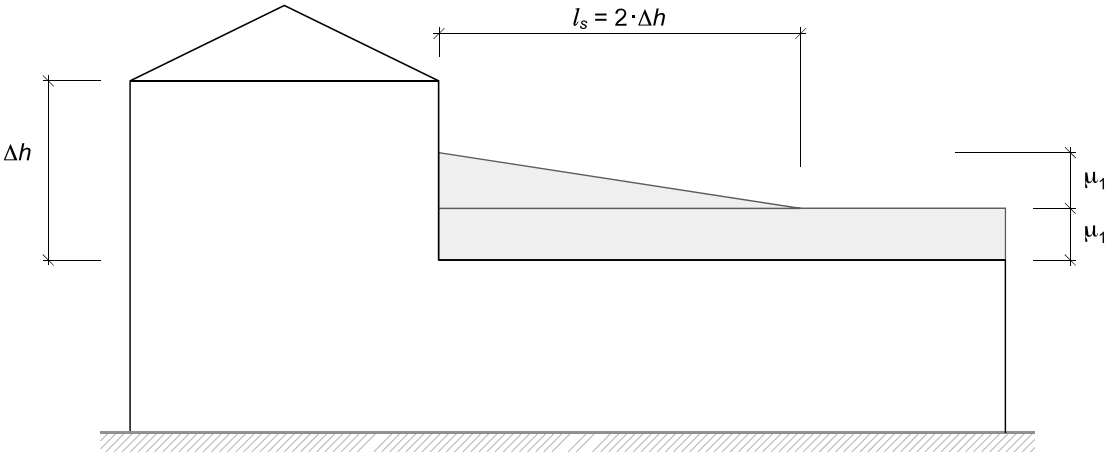


Figure 5 Coefficients de forme de toiture pour la charge de neige sur un toit étagé



6 VENT

6.1 Généralités

- 6.1.1 Le vent est à considérer comme une action fixe variable. Les rafales de vent et leur effet dynamique sur les ouvrages sont modélisés au moyen de pressions statiques et de forces selon les dispositions qui suivent.
- 6.1.2 Les dispositions suivantes sont applicables :
- aux bâtiments et aux autres ouvrages dont la hauteur ne dépasse pas 200 m,
 - aux ponts dont la réponse dynamique est négligeable, à savoir en règle générale les ponts-routes et les ponts ferroviaires de portée inférieure à 40 m.
- 6.1.3 Avec l'appui d'experts, on pourra également appliquer les dispositions qui suivent :
- aux mâts haubanés et aux mâts d'éclairage,
 - aux ponts dont la réponse dynamique doit être déterminée, aux ponts suspendus et aux ponts haubanés.
- 6.1.4 En règle générale, il est admis que les forces dues au vent agissent perpendiculairement à la surface considérée. Les forces de frottement agissant parallèlement à de grandes surfaces seront prises en compte selon les indications de l'annexe C.
- 6.1.5 On prendra en considération la modification de la surface frappée par le vent, causée par la présence simultanée d'autres actions, comme la neige, le trafic ou la formation de glace.
- 6.1.6 Les éventuels effets d'interférence engendrés par les rangées ou les groupes d'ouvrages seront pris en considération selon les indications et les références de la norme SIA 261/1.
- 6.1.7 La réalisation d'essais en soufflerie ou de simulations numériques par CFD est recommandée lorsque les frais de réalisation et la configuration inhabituelle de l'ouvrage ou de ses environs le justifient ou lorsque des effets dynamiques extraordinaires sont à craindre pour l'ouvrage ou pour les ouvrages avoisinants.
- 6.1.8 Le comportement dynamique des bâtiments élevés, des câbles, des mâts, des cheminées, des ponts élan-cés et des structures porteuses similaires sera contrôlé. Les effets des actions correspondants seront déterminés et évalués selon les indications et les références de la norme SIA 261/1.
- 6.1.9 On examinera la résistance à la fatigue des structures porteuses ou des éléments de construction soumis à des vibrations induites par le vent.
- 6.1.10 Les changements de pression provoqués à l'intérieur d'un ouvrage par des portes ouvertes devant se fermer en cas de tempête seront considérés comme des actions accidentelles.
- 6.1.11 Les charges dues au vent qui s'exercent sur des éléments non-structuraux appliqués sur des toits (par ex. installations solaires) seront admises par analogie. Leurs effets sur la structure porteuse et sur l'infrastructure doivent être considérés.

6.2 Valeurs caractéristiques

6.2.1 Pression dynamique

- 6.2.1.1 La pression dynamique q_p dépend de la nature du vent, de la rugosité du sol, de la morphologie du terrain et de la hauteur de référence. Elle est déterminée comme suit :

$$q_p = c_h \cdot q_{p0} \quad (11)$$

- 6.2.1.2 Le coefficient du profil de répartition du vent c_h tient compte du profil des vitesses du vent, en fonction de la hauteur sur sol z et de la rugosité du sol due à la présence de constructions et de végétation. Il est illustré à la figure 6 en fonction de la hauteur z et peut être calculé au moyen de l'équation suivante :

$$c_h = 1,6 \cdot \left[\left(\frac{z}{z_g} \right)^{\alpha_r} + 0,375 \right]^2 \quad (12)$$

La hauteur du gradient z_g et l'exposant de la rugosité du sol α_r , sont définis dans le tableau 4. Pour les catégories de terrain II, IIa, III et pour des hauteurs z inférieures à 5 m, on introduira $z = 5$ m dans l'éq. (12). Pour la catégorie de terrain IV et pour des hauteurs z inférieures à 10 m, on introduira la valeur $z = 10$ m. Pour des hauteurs z supérieures à 30 m, on utilisera le profil de la catégorie de terrain III pour la catégorie IV.

Figure 6 Coefficient du profil de répartition du vent c_h en fonction de la hauteur z et de la catégorie de terrain II, IIa, III et IV

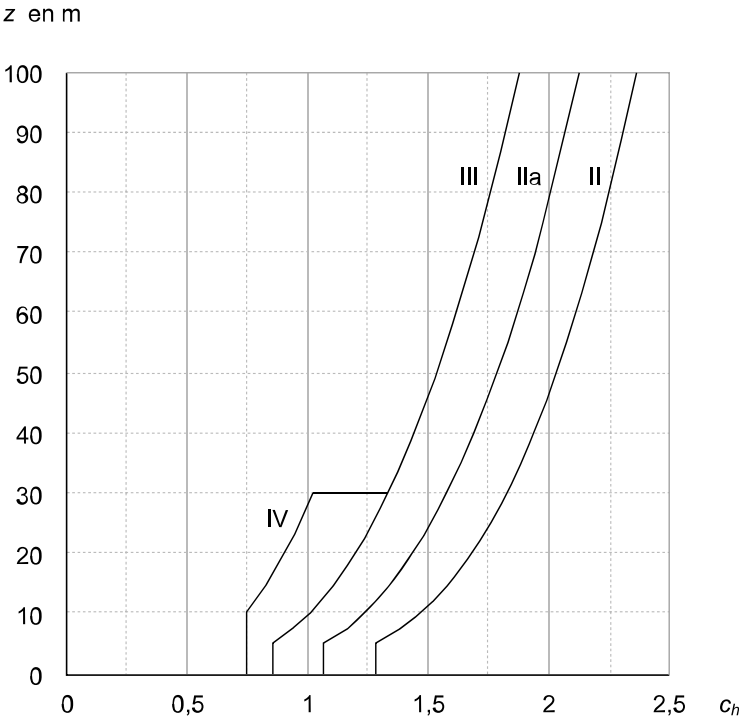


Tableau 4 Hauteur du gradient z_g et exposant de la rugosité du sol α_r

Catégorie de terrain	Exemples	z_g en m	α_r
II	rive lacustre	300	0,16
IIa	grande plaine	380	0,19
III	localité, milieu rural	450	0,23
IV	zone urbaine étendue	526	0,30

- 6.2. .3

La valeur de référence de la pression dynamique q_{p0} sera définie selon l'annexe E. Elle correspond à la vitesse de pointe (rafales de vent de quelques secondes) pour $z = 10$ m et pour la catégorie de terrain III. Sa période de retour est e 50 ans.
- 6.2.1.4

Une majoration de la pression dynamique q_{p0} devra être examinée de cas en cas pour les ouvrages situés dans des endroits soumis à des conditions de vent extraordinaires, par exemple sur un sommet, sur une arête de montagne ou dans une pente.

6.2.2 Pressions exercées par le vent

6.2.2.1 Les valeurs caractéristiques des pressions exercées par le vent sur des surfaces extérieures et intérieures, respectivement, seront déterminées comme suit :

$$q_{ek} = c_{pe} \cdot q_p \quad (13)$$

$$q_{ik} = c_{pi} \cdot q_p \quad (14)$$

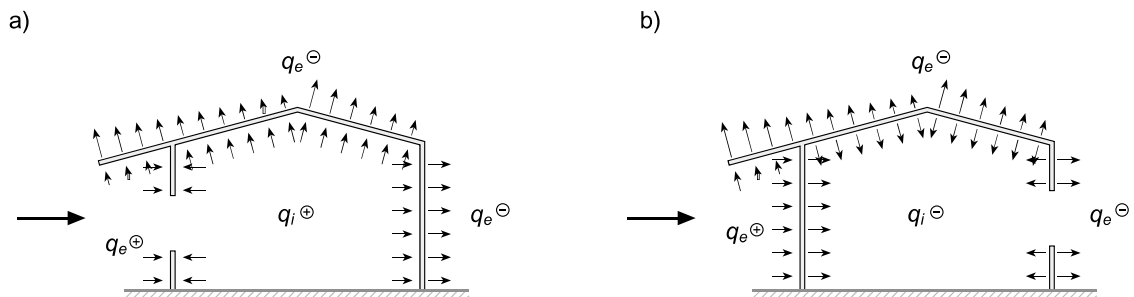
6.2.2.2 Les coefficients de pression c_{pe} et c_{pi} seront déterminés selon l'annexe C. Ils tiennent compte de la direction d'incidence du vent et de l'influence de la forme de l'ouvrage et de ses éléments. Le coefficient de pression intérieure c_{pi} est fonction de la position et des dimensions des zones perméables ou des ouvertures (fenêtres, portes, ventilation) dans le bâtiment.

6.2.2.3 Sans autre indication de l'annexe C, la pression dynamique q_p sera déterminée au point le plus élevé de l'ouvrage et sa distribution admise constante sur la hauteur de celui-ci.

6.2.2.4 L'influence de la vitesse accrue du vent sur des ouvrages situés au sommet d'un talus raide, de déclivité minimale 40° et de hauteur ne dépassant pas 50 m, peut être évaluée approximativement en additionnant la hauteur du talus à celle de l'ouvrage.

6.2.2.5 La convention appliquée pour les signes des pressions exercées par le vent est indiquée à la figure 7 : la pression (positive) engendre une force dirigée vers la surface, la succion (négative) une force s'éloignant de la surface.

Figure 7 Pressions exercées par le vent sur des surfaces : (a) perméabilité prépondérante de la surface exposée au vent ; (b) perméabilité prépondérante de la surface située sous le vent



6.2.3 Forces dues au vent

6.2.3.1 Les forces dues au vent agissant sur un ouvrage ou sur un élément de construction seront déterminés :

- en appliquant les coefficients de force dans le calcul,
- par intégration des pressions locales agissant sur la surface considérée.

6.2.3.2 La valeur caractéristique de la force globale due au vent agissant sur un ouvrage ou un élément de construction est déterminée directement par :

$$Q_k = c_{red} \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot A_{ref} \quad (15)$$

ou de manière indirecte par la sommation vectorielle des forces dues au vent agissant sur les différents éléments de construction de la façon suivante :

$$Q_k = c_{red} \cdot c_d \cdot \sum c_{fi} \cdot q_{pi} \cdot A_{refi} \quad (16)$$

Le coefficient de force c_f , la pression dynamique q_p et la surface de référence A_{ref} sont rapportés à l'ensemble de l'élément de construction ou de l'ouvrage dans l'équation (15), respectivement à l'élément de construction i considéré dans l'équation (16). Le facteur de réduction c_{red} , le facteur dynamique c_d et les coefficients de force c_f ou c_{fi} , sont définis selon le chapitre 6.3 ou selon l'annexe C.

- 6.2.3.3 Lorsque la force exercée par le vent sur un élément de construction est déterminée par intégration des pressions locales, on utilisera les valeurs caractéristiques suivantes pour les forces extérieures, intérieures et de frottement agissant sur ses surfaces :

$$Q_{ek} = c_d \cdot q_{ek} \cdot A_{ref} \quad (17)$$

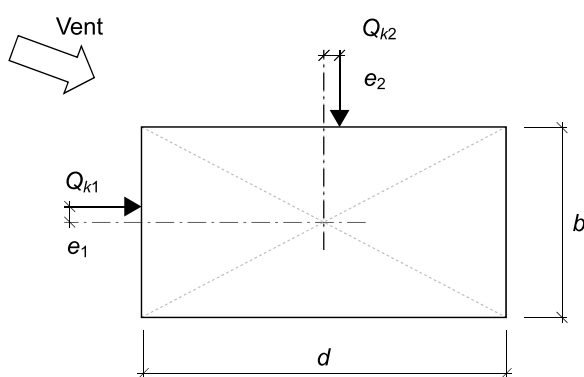
$$Q_{ik} = q_{ik} \cdot A_{ref} \quad (18)$$

$$Q_{frk} = c_{fr} \cdot q_p \cdot A_{ref} \quad (19)$$

Les pressions exercées par le vent q_{ek} et q_{ik} , la pression dynamique q_p , le coefficient de frottement c_{fr} et la surface de référence A_{ref} se rapportent ici à la surface de l'élément considérée. Le facteur dynamique c_d et le coefficient de frottement c_{fr} sont respectivement définis selon le chapitre 6.3 et l'annexe C.

- 6.2.3.4 La sollicitation en torsion peut être déterminée en appliquant la figure 8 si les tableaux ne comprennent aucune valeur pertinente et qu'aucun essai n'est disponible. Les forces sont prises en compte avec une excentricité d'au moins 5% de la dimension correspondante du bâtiment.

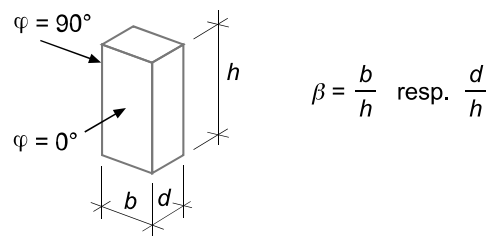
Figure 8 Excentricités pour déterminer la sollicitation en torsion



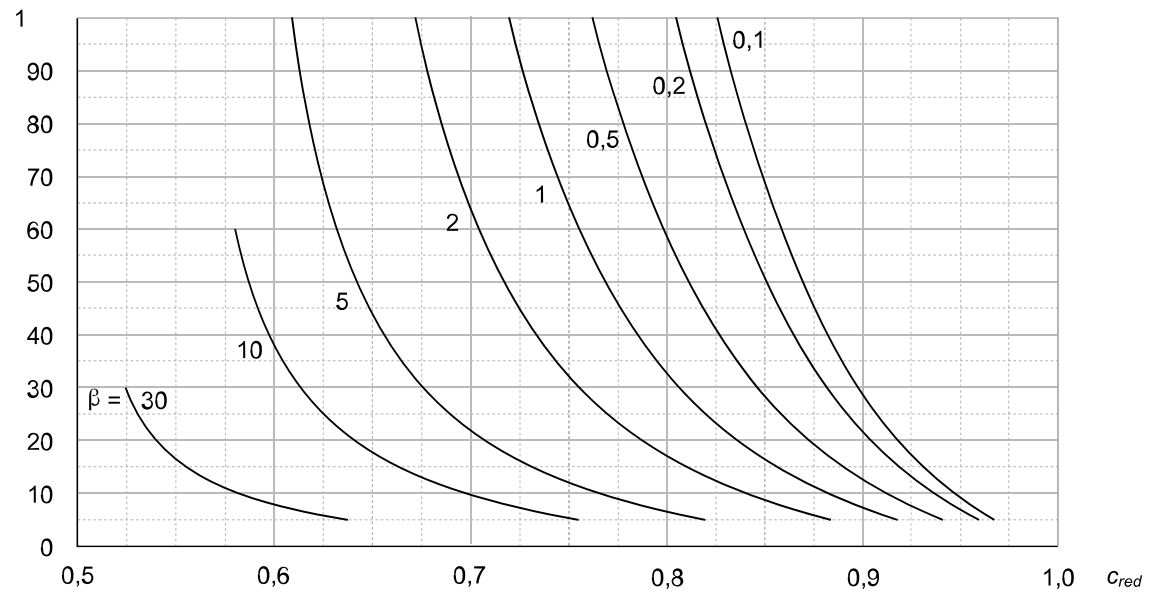
6.3 Facteur de réduction et facteur dynamique

- 6.3.1 Le facteur de réduction c_{red} est applicable aux forces dues au vent qui agissent sur l'ensemble de l'ouvrage. Il prend en compte l'influence de la répartition spatiale des pressions exercées par le vent.
- 6.3.2 Pour les surfaces de toiture et la superstructure des ponts, le facteur de réduction c_{red} est égal à 1,0.
- 6.3.3 Le facteur de réduction c_{red} sera déterminé selon la figure 9 pour deux surfaces de référence orthogonales entre elles. Les deux valeurs ainsi obtenues s'appliquent à des directions du vent qui s'écartent de moins de 15° des directions de référence. La plus défavorable de ces deux valeurs sera utilisée pour toutes les autres directions du vent.
- 6.3.4 Le facteur dynamique c_d prend en compte la majoration dynamique due à la résonance de la structure porteuse causée par les turbulences agissant en direction du vent. Il dépend de la fréquence propre, de la forme propre et de l'amortissement de la structure porteuse.
- 6.3.5 Le facteur dynamique c_d sera généralement déterminé selon la norme SIA 261/1. Il prend la valeur 1,0 dans les cas suivants :
- bâtiments jusqu'à une hauteur de 15 m,
 - bâtiments comportant des parois ou des cadres porteurs, dont la hauteur est inférieure à 100 m et ne dépasse pas quatre fois leur dimension dans la direction du vent,
 - cheminées dont la hauteur est inférieure à 60 m et ne dépasse pas 6,5 fois leur diamètre,
 - éléments de façade et de toiture dont la fréquence propre de vibration est supérieure à 5 Hz.

Figure 9 Facteur de réduction c_{red} en fonction des dimensions de l'ouvrage



h en m



7 TEMPÉRATURE

7.1 Généralités

- 7.1.1 Les dispositions qui suivent sont applicables pour des variations de température liées aux conditions atmosphériques. Ces variations sont à considérer comme des actions variables.
- 7.1.2 On tiendra compte des variations de température provenant du procédé d'exécution (par ex. pose d'un revêtement hydrocarboné) ou de l'utilisation (par ex. cheminées industrielles, silos, constructions comportant des espaces réfrigérés ou chauffés, chaussées avec chauffage incorporé). Celles-ci seront définies de manière spécifique au projet et inscrites dans la base du projet.
- 7.1.3 Les actions thermiques résultant d'un incendie seront traitées selon le chapitre 15.
- 7.1.4 Les variations de température provoquent des déformations de la structure porteuse, qui créent un état d'auto-contraintes lorsqu'elles sont entravées.
- 7.1.5 À défaut d'indications plus précises, les déformations peuvent être calculées à l'aide des coefficients de dilatation thermique donnés dans le tableau 5.

Tableau 5 Coefficients de dilatation thermique

Matériau	α_T en $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
Béton	10
Acier	10
Bois de résineux et de feuillus	
– tangentiel	25 à 60
– radial	15 à 45
– longitudinal	3 à 6
Brique de terre cuite	6
Verre	9
Aluminium	24

7.2 Valeurs caractéristiques

- 7.2.1 En règle générale, la variation de température dans une section transversale se décompose en trois parties selon la figure 10:
- une partie uniforme ΔT_1 , qui se réfère à la température moyenne annuelle du lieu. L'écart possible entre la température moyenne durant l'exécution et la température moyenne du lieu doit être pris en compte dans le calcul.
 - une partie linéaire ΔT_2 , qui résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Cette partie linéaire sera surtout prise en considération pour les ponts et les structures porteuses similaires. On examinera son influence sur les autres structures.
 - une partie non linéaire ΔT_3 . En règle générale, cette partie ne sera pas prise en considération.
- 7.2.2 La valeur moyenne annuelle de la température du lieu sur le Plateau est de 10 °C. Des indications plus précises sont données dans la norme SIA 261/1.
- 7.2.3 On ne tiendra compte des variations de température le long de l'axe ou du plan médian d'un élément de construction ou entre différentes zones d'une structure porteuse que dans des cas particuliers tels qu'ensoleillement unilatéral extrême. De même, le saut de température entre les différentes parties d'une section n'est à considérer que dans des cas particuliers.

- 7.2.4 Les valeurs caractéristiques ΔT_{1k} des variations uniformes de température applicables aux structures porteuses exposées aux intempéries sont données dans le tableau 6.
- 7.2.5 Les valeurs caractéristiques ΔT_{2k} de la partie linéaire de la variation de température applicables aux ponts-routes à chaussée revêtue et aux structures similaires sont indiquées dans le tableau 7. Lorsque la chaussée de la structure n'est pas protégée par un revêtement, des valeurs plus élevées sont possibles. Pour les ponts-rails avec voies ballastées, on pourra réduire de 50% les valeurs positives données dans le tableau 7.
- 7.2.6 Pour la vérification de l'aptitude au service des appuis mobiles et des joints de dilatation des ponts, les valeurs des variations uniformes de température du tableau 6 seront majorées de 50%.

Figure 10 Décomposition de la variation de température dans une section

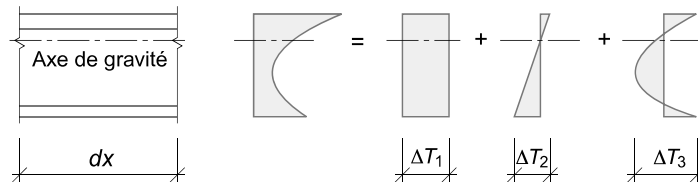


Tableau 6 Valeurs caractéristiques de la variation uniforme de température pour des structures exposées aux intempéries

Mode de construction	ΔT_{1k} en °C
Béton non armé	± 15
Béton armé ou précontraint	± 20
Acier	± 30
Mixte acier-béton	± 25
Bois	± 20
Maçonnerie	± 15
Aluminium	± 30

Tableau 7 Valeurs caractéristiques de la partie linéaire de la variation de température pour les ponts-routes avec chaussée revêtue et pour les structures porteuses similaires

Type de structure	Face supérieure plus chaude ΔT_{2k} en °C	Face supérieure plus froide ΔT_{2k} en °C
Ponts métalliques	+ 10	– 6
Ponts en béton ¹⁾ $h \leq 1,0$ m $h \geq 3,0$ m	+ 12 + 8	– 4 – 3
Ponts de construction mixte Dalle Poutre métallique	+ 12 0	– 4 0

¹⁾ h = hauteur de la section ; pour des hauteurs entre 1 m et 3 m, les valeurs pourront être interpolées linéairement.

8 EXPLOITATION DES BÂTIMENTS

8.1 Généralités

- 8.1.1 Les charges utiles pour les bâtiments comprennent les charges provenant de l'utilisation normale par des personnes, les charges du mobilier, des marchandises et du contenu des réservoirs et des conduites, ainsi que les actions des machines et des véhicules légers à moyennement lourds. Elles sont à considérer comme des actions variables.
- 8.1.2 Les surfaces utiles pour les bâtiments sont classées par catégories selon le tableau 8.
- 8.1.3 Les charges utiles seront définies selon les chiffres 8.2 et 8.3.
- 8.1.4 On examinera l'influence dynamique des machines et des véhicules sur la sollicitation et la fatigue de la structure porteuse.

8.2 Valeurs caractéristiques

- 8.2.1 Les valeurs caractéristiques à utiliser figurent dans le tableau 8 sous la forme de charges de surface q_k et de charges concentrées Q_k . Celles-ci tiennent compte d'éventuels rassemblements de personnes ou d'empilements de marchandises.
- 8.2.2 Les valeurs caractéristiques des charges utiles pour les surfaces de la catégorie E seront définies selon les caractéristiques spécifiques de l'ouvrage, en prenant en considération un éventuel effet dynamique. Elles seront indiquées dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.
- 8.2.3 Les surfaces accessibles aux véhicules d'un poids total excédant 16 t seront en règle générale considérées selon le chapitre 10.
- 8.2.4 On tiendra compte d'éventuelles accumulations d'eau sur les surfaces des catégories F et H.

8.3 Disposition des charges

- 8.3.1 En règle générale, les charges utiles seront placées dans leur position la plus défavorable.
- 8.3.2 Pour le dimensionnement des éléments de construction verticaux des bâtiments à plusieurs étages et dans les cas simples, on pourra admettre une répartition uniforme de la charge utile sur la surface totale des étages.
- 8.3.3 Dans les bâtiments à plusieurs étages avec la charge utile considérée comme action prépondérante, on appliquera, par groupe d'étages à surfaces utiles de la même catégorie, les valeurs caractéristiques pour deux des étages, tandis que, pour les autres, on admettra des valeurs réduites par les coefficients de réduction ψ_1 indiqués dans la norme SIA 260.

8.4 Mesures particulières

- 8.4.1 La valeur maximale de la charge utile fixée dans la convention d'utilisation pour les surfaces utiles de la catégorie E devra être affichée dans les locaux concernés.
- 8.4.2 Les accès aux surfaces utiles de la catégorie F seront limités par des mesures constructives.
- 8.4.3 Les surfaces utiles des catégories F et G seront désignées comme telles et signalisées.

Tableau 8 Catégories de surfaces utiles et valeurs caractéristiques des charges utiles

Catégorie	Genre de surface utile	Exemples	q_k en kN/m ²	Q_k en kN
A	Surfaces d'habitation	A1: Locaux dans les immeubles et les maisons d'habitation, services des hôpitaux, chambres d'hôtel, cuisines et toilettes	2	2 ¹⁾
		A2: Balcons	3	2 ¹⁾
		A3: Escaliers	4	2 ¹⁾
B	Bureaux		3	2 ¹⁾
C	Locaux de réunion	C1: Surfaces avec tables et chaises	3	4 ¹⁾
		C2: Surfaces avec sièges fixes	4	4 ¹⁾
		C3: Surfaces librement accessibles, surfaces de sport et de jeu, surfaces pouvant accueillir des rassemblements de personnes	5	4 ¹⁾
D	Surfaces de vente	Grands magasins, commerces	5	4 ¹⁾
E	Surfaces d'entreposage et de fabrication	E trepôts, bibliothèques et leurs accès, halles de fabrication	2) 3)	2) 3)
F	Surfaces de stationnement et surfaces accessibles aux véhicules de poids < 3,5 t	Parkings à étages, surfaces de parc, garages	2 ³⁾	20 ^{3) 4)}
G	Surfaces de stationnement et surfaces accessibles aux véhicules de 3,5 t à 16 t	Rampes d'accès, zones de livraison, zones accessibles aux véhicules du service du feu	5 ³⁾	90 ^{3) 4)}
H	Toitures non accessibles ⁵⁾	Toits uniquement accessibles pour des travaux d'entretien	0,4	1 ¹⁾

¹⁾ Surface d'application 50 mm x 50 mm; Q_k ne doit pas être combiné avec q_k . Pour les surfaces d'entrepôts équipées d'étagères ou les surfaces accessibles aux engins de levage, on fixera la valeur Q_k en tenant compte des spécificités du projet.

²⁾ Voir le chiffre 8.2.2.

³⁾ On admettra que Q_k et q_k agissent simultanément.

⁴⁾ Deux charges concentrées $Q_k/2$ distantes de 1,8 m sur des surfaces d'application de 200 mm x 200 mm.

⁵⁾ Selon leur utilisation, les toits accessibles aux personnes et aux véhicules seront considérés comme des surfaces des catégories A à G.

9 TRAFIC NON MOTORISÉ

9.1 Généralités

- 9.1.1 Les dispositions suivantes s'appliquent aux actions variables consécutives à une utilisation normale des ouvrages pour le trafic non motorisé ainsi qu'à des actions accidentelles comme le passage imprévu de véhicules lourds.
- 9.1.2 Les ouvrages destinés au trafic non motorisé comprennent:
- les passerelles pour piétons et cyclistes,
 - les passages supérieurs des quais de gare,
 - les ébarcadères,
 - les trottoirs des ponts-routes,
 - les passerelles de service.
- 9.1.3 On tiendra compte des dispositions du chapitre 10 pour les trottoirs des ponts-routes qui ne sont pas séparés de la surface dévolue au trafic routier par des garde-corps fixes.
- 9.1.4 Les dispositions du chapitre 13 sont applicables pour déterminer les forces agissant sur les garde-corps.

9.2 Valeurs caractéristiques

- 9.2.1 Les actions dues à l'utilisation normale seront étudiées à l'aide de deux modèles de charge indépendants l'un de l'autre et n'agissant pas simultanément.
- 9.2.2 Le modèle de charge 1 représente le cas d'un important rassemblement de personnes sur l'ouvrage. On admettra que son effet est celui d'une charge uniformément répartie de valeur caractéristique $q_k = 4 \text{ kN/m}^2$ agissant dans la position la plus défavorable.
- 9.2.3 Le modèle de charge 2 décrit les sollicitations locales provenant des véhicules d'entretien légers. Il est représenté par une charge concentrée de valeur caractéristique $Q_k = 10 \text{ kN}$ dont la surface d'application correspond à un carré de 0,10 m de côté ou à un cercle de 0,11 m de diamètre.
- 9.2.4 Sur les passerelles de service, on pourra admettre des charges réduites par rapport à celles des modèles de charge 1 et 2. La réduction sera définie en fonction des spécificités du projet et sera indiquée dans la convention d'utilisation et dans la base du projet. En règle générale, on respectera les valeurs minimales $q_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$ et $Q_k = 2 \text{ kN}$.
- 9.2.5 Pour les véhicules d'entretien lourds, on fixera la valeur caractéristique de la charge concentrée Q_k et sa surface d'application en tenant compte des spécificités du projet. Ces valeurs seront indiquées dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.
- 9.2.6 Conjointement à la charge du trafic résultant de l'utilisation normale, on prendra en compte une force horizontale Q_{hk} agissant dans l'axe et à la hauteur de la chaussée. La grandeur de Q_{hk} correspond soit à 10% de la somme de la charge répartie uniformément q_k , soit à 60% de la charge concentrée Q_k .

9.3 Actions accidentelles

Si la circulation sur l'ouvrage n'est pas empêchée par une installation spécifique permanente, le passage imprévu de véhicules lourds sera considéré comme une action accidentelle et un modèle de charge approprié sera défini dans la base du projet.

Excitation dynamique

La sensibilité aux vibrations des ouvrages dévolus au trafic non motorisé doit être étudiée. La fréquence des pas correspond à environ 2 Hz en cas de marche et elle varie entre 2,4 Hz et 3,5 Hz en cas de course. On tiendra compte des valeurs indicatives des fréquences propres des passerelles pour piétons et cyclistes données dans la norme SIA 260.

10 TRAFIC ROUTIER

10.1 Généralités

- 10.1.1 Les dispositions suivantes s'appliquent aux charges et aux forces consécutives à une utilisation normale par le trafic routier. Ces dernières sont à considérer comme des actions libres variables.
- 10.1.2 Les pistes cyclables et les trottoirs non accessibles aux véhicules seront traités selon le chapitre 9.
- 10.1.3 Les ouvrages sollicités simultanément par des charges de véhicules routiers et ferroviaires doivent être dimensionnés sur la base de la plus défavorable des situations de dimensionnement suivantes :
- la totalité de la chaussée est sollicitée par les charges du trafic routier,
 - la construction est sollicitée par les charges du trafic ferroviaire dans la zone des voies ferrées et par les charges du trafic routier sur le reste de la chaussée.
- Les charges dues au trafic ferroviaire doivent être déterminées selon les chapitres 11 ou 12. En règle générale, les charges du trafic routier et du trafic ferroviaire doivent être considérées simultanément comme actions prépondérantes.
- 10.1.4 Les dispositions du chiffre 13 sont valables pour la détermination des forces agissant sur les garde-corps. Le choc des véhicules sera pris en considération conformément au chapitre 14.
- 10.1.5 Les actions dues au trafic routier seront déterminées à l'aide des modèles de charge décrits plus loin et considérées sous la forme de groupes d'actions. On admettra que ces actions agissent dans la position la plus défavorable.
- 10.1.6 Les effets dynamiques sont inclus dans les modèles de charge traités ci-après. On tiendra en outre compte du chiffre 10.3.4 pour les zones des joints de dilatation de la chaussée.
- 10.1.7 Ces modèles de charge ne représentent pas les actions dues à des véhicules spéciaux utilisés sur les chantiers routiers.
- 10.1.8 Pour les ponts-routes dont la portée est supérieure à 200 m, les modèles de charge décrits ci-dessous devront être complétés par des investigations spéciales.

10.2 Modèles de charge et valeurs caractéristiques

10.2.1 Voies de circulation fictives

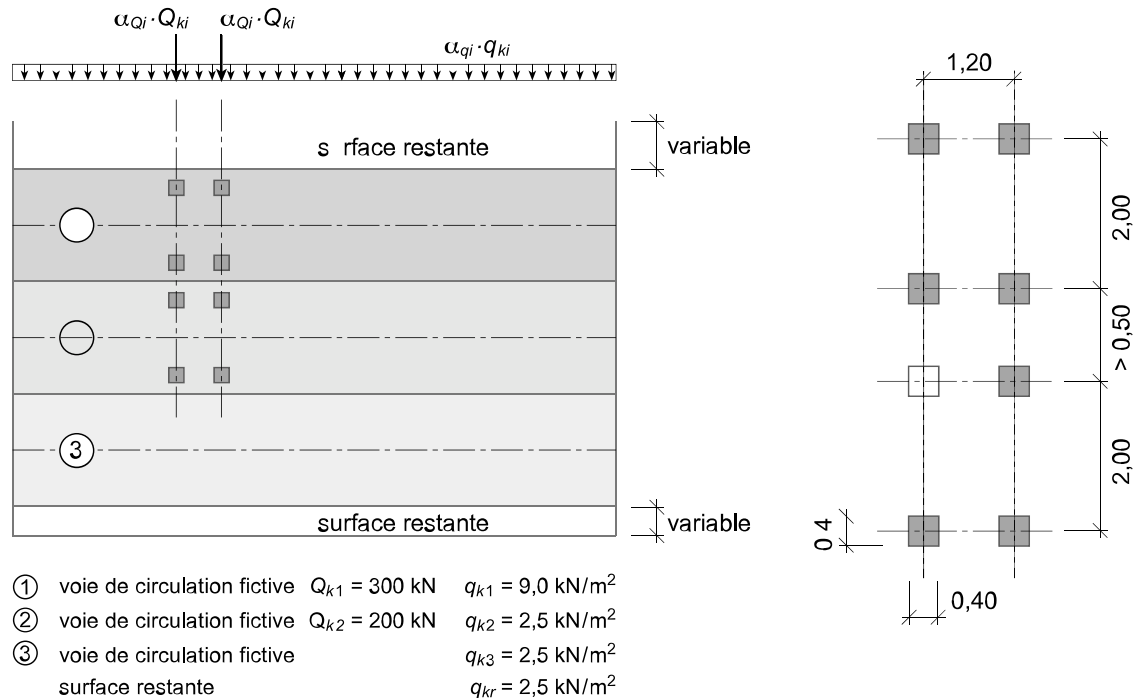
- 10.2.1.1 La surface accessible au trafic routier doit être subdivisée en voies de circulation fictives et en surfaces restantes selon la figure 11 et le tableau 9.
- 10.2.1.2 Lorsque la surface accessible au trafic routier est subdivisée en deux chaussées pour le trafic bidirectionnel :
- chacune des deux chaussées doit être subdivisée en voies de circulation fictives lorsque la barrière centrale séparant les directions n'est pas amovible,
 - l'ensemble de la surface accessible au trafic routier doit être subdivisé en une seule série de voies de circulation fictives lorsque la barrière centrale séparant les directions est amovible.
- 10.2.1.3 Lorsque les voies de circulation fictives déterminées selon les chiffres 10.2.1.1 et 10.2.1.2 se trouvent sur la même superstructure ou infrastructure, elles feront l'objet d'une seule numérotation, conformément à la figure 11 et au tableau 9. Mais lorsque les voies de circulation fictives se trouvent sur des superstructures ou des infrastructures différentes, chaque superstructure ou infrastructure fera l'objet d'une numérotation propre.

10.2.2 Modèle de charge 1

- 10.2.2.1 Le modèle de charge 1 prend en compte des charges concentrées et uniformément réparties pour modéliser le trafic de voitures et de camions.

- 10.2.2.2 Conformément à la figure 11, on considérera, dans les voies de circulation fictives, la charge d'un groupe d'essieux à deux axes chacun, disposé symétriquement par rapport à l'axe de la voie. La charge d'essieu, définie par $\alpha_{Qi} \cdot Q_{ki}$, est transmise à l'ouvrage moitié-moitié par deux roues à surfaces d'application carrées de 0,4 m de côté. Les valeurs caractéristiques Q_{ki} et les coefficients α_{Qi} seront introduits dans le calcul selon les indications du tableau 10 et les chiffres 10.3.2 et 10.3.3, respectivement.

Figure 11 Disposition possible des charges dans le modèle de charge 1 (dimensions en m)



- 10.2.2.3 On peut admettre que les groupes de charges d'essieu dans les voies de circulation fictives 1 et 2 agissent dans la même section transversale.
- 10.2.2.4 Pour déterminer les sollicitations locales, les groupes de charges d'essieu peuvent être disposés asymétriquement par rapport à l'axe des voies de circulation. La distance minimale entre les surfaces d'application des deux groupes de charges d'essieu est de 0,5 m (voir figure 11).
- 10.2.2.5 En plus du groupe de charges d'essieu, on admettra une charge $\alpha_{qi} \cdot q_{ki}$ uniformément répartie sur la voie de circulation fictive. Les valeurs caractéristiques q_{ki} et les coefficients α_{qi} seront introduits dans le calcul selon les indications du tableau 10 et selon les chiffres 10.3.2 et 10.3.3.
- 10.2.2.6 Sur les surfaces restantes de la chaussée, on admettra une charge uniformément répartie $\alpha_{qr} \cdot q_{kr}$. Les valeurs de q_{kr} et α_{qr} seront déterminées selon les indications du tableau 10 et les chiffres 10.3.2 et 10.3.3.
- 10.2.2.7 Le nombre, la disposition et la numérotation des voies de circulation fictives devant être appliqués dans le cas traité seront choisis de manière à ce que la position des charges soit la plus défavorable possible dans la situation de dimensionnement considérée.

Tableau 9 Nombre et largeur des voies de circulation fictives

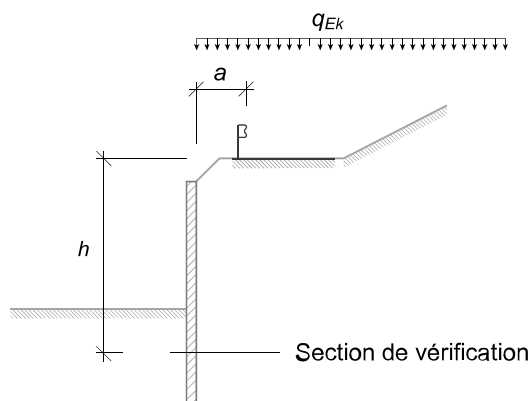
Largeur de la chaussée	Nombre de voies de circulation fictives	Largeur de la voie de circulation fictive	Largeur des surfaces restantes
$b < 5,4 \text{ m}$	$n = 1$	3 m	$b - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq b \leq 6,0 \text{ m}$	$n = 2$	$b/2$	0
$6,0 \text{ m} < b$	$n = \text{partie entière de } b/(3 \text{ m})$	3 m	$b - n \cdot 3 \text{ m}$

Tableau 10 Valeurs caractéristiques des charges Q_{ki} et q_{ki} dans le modèle de charge 1

Position des charges		Q_{ki} en kN	q_{ki} en kN/m ²
Voie de circulation 1	($i = 1$)	300	9,0
Voie de circulation 2	($i = 2$)	200	2,5
Voie de circulation 3	($i = 3$)	—	2,5
Autres voies de circulation	($i > 3$)	—	2,5
Surface restante	($i = r$)	—	2,5

10.2.2.8 Le modèle de charge 1 n'est pas applicable pour déterminer la poussée des terres agissant sur un ouvrage de soutènement sous l'effet des charges dues au trafic routier. Elle peut être déterminée d'une manière simplifiée en appliquant une charge de surface q_{Ek} infinie, dirigée verticalement et répartie uniformément selon la figure 12.

Figure 12 Disposition et valeur caractéristique de la charge répartie q_{Ek} pour évaluer la poussée due au trafic routier sur les ouvrages de soutènement

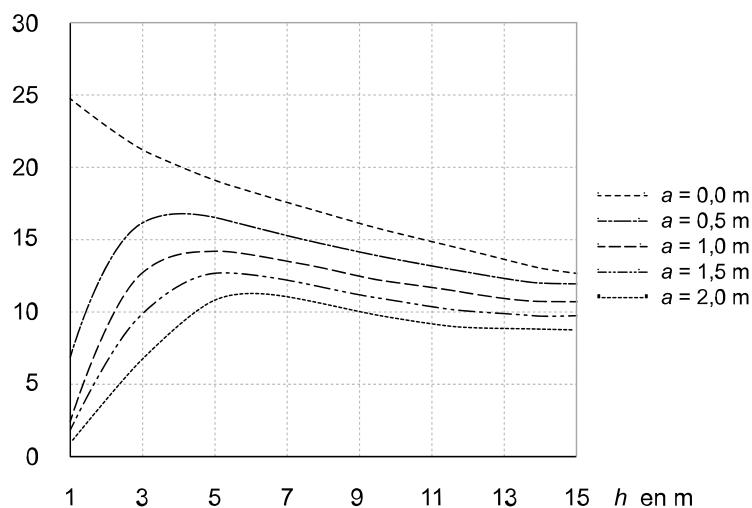


a : largeur de la surface non accessible au trafic routier

h : hauteur de la surface de roulement par rapport à la section de vérification

q_{Ek} : valeur caractéristique de la charge répartie pour évaluer la poussée due au trafic routier sur les ouvrages de soutènement

q_{Ek} en kN/m²



10.2.3 Modèle de charge 3

Le modèle de charge 3 représente des charges concentrées et des charges uniformément réparties pour modéliser des transports lourds sur les axes routiers ouverts aux transports exceptionnels. Des informations détaillées peuvent être tirées de la norme SIA 261/1.

10.2.4 Forces dues au démarrage et au freinage

10.2.4.1 Les forces dues au démarrage et au freinage sont respectivement modélisées par des forces horizontales QA_k et QB_k , appliquées au niveau de la chaussée.

10.2.4.2 Les valeurs caractéristiques QA_k et QB_k se composent de parts proportionnelles aux charges du modèle de charge 1 agissant sur la voie de circulation fictive 1

$$QA_k = QB_k = 1,2 \cdot \alpha_{Q1} \cdot Q_{k1} + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{k1} \cdot b_1 \cdot l \quad (20)$$

On respectera ici la condition $QA_k = QB_k \leq 900$ kN. b_1 et l écrivent la largeur de la voie de circulation fictive 1 et la longueur de la structure porteuse, respectivement la distance entre les joints de dilatation du tronçon de la structure considéré.

10.2.4.3 En règle générale, on admettra que les forces dues au démarrage et au freinage agissent dans l'axe de la voie de circulation fictive 1. Pour autant que l'excentricité n'exerce pas d'influence déterminante sur la sollicitation de la structure porteuse, on pourra également admettre que la ligne d'action coïncide avec l'axe de la chaussée.

10.2.5 Forces centrifuges et forces agissant transversalement

10.2.5.1 En règle générale, les forces centrifuges et les forces agissant transversalement ont une importance secondaire. Si leur action est susceptible d'entraîner des sollicitations notoires, on appliquera les dispositions qui suivent.

10.2.5.2 On admettra que les forces centrifuges QZ_k agissent radialement à la hauteur de la surface de la chaussée et en des endroits quelconques du tronçon courbe de la structure porteuse.

10.2.5.3 La valeur caractéristique de QZ_k sera admise proportionnelle à la somme des charges $Q_v = \sum \alpha_{Qi} \cdot (2 \cdot Q_{ki})$ de tous les groupes de charges d'essieu selon le modèle de charge 1. Elle sera déterminée selon le tableau 11 en fonction du rayon de courbure r .

10.2.5.4 On admettra que la force de freinage longitudinale QB_k agit simultanément avec une force de freinage transversale dont la valeur caractéristique s'élève à $0,25 \cdot QB_k$.

Tableau 11 Valeurs caractéristiques des forces centrifuges

Rayon de courbure r	QZ_k
$r < 200$ m	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \text{ m} \leq r \leq 1500$ m	$Q_v \cdot (40 \text{ m}/r)$
$r > 1500$ m	0

10.2.6 Groupes d'actions

10.2.6.1 On admettra que le modèle de charge 1 agit simultanément avec les forces horizontales.

10.2.6.2 Le modèle de charge 3 ne devra pas être combiné simultanément avec les forces horizontales.

10.3 Coefficients

- 10.3.1 Les actions sur les structures porteuses des routes dépendent de la composition du trafic, de sa densité et de la fréquence de formation des bouchons. Ces influences peuvent être prises en compte dans le modèle de charge 1 au moyen des coefficients α_{Qj} , α_{qi} et α_{qr} .
- 10.3.2 Dans les cas normaux, les coefficients α_{Qj} , α_{qi} et α_{qr} seront admis égaux à 0,9.
- 10.3.3 Pour les structures porteuses des routes d'importance secondaire dont la largeur de la chaussée ne dépasse pas 6 m, les coefficients α_{Qj} , α_{qi} et α_{qr} peuvent être réduits d'entente avec le maître de l'ouvrage et l'autorité de surveillance. Leur valeur minimale ne sera cependant pas inférieure à 0,65.
- 10.3.4 Dans les zones des joints de dilatation de la chaussée, une augmentation des charges d'essieu due à des actions dynamiques plus marquées doit être considérée. L'augmentation doit être prise en compte avec un coefficient dynamique $\Phi = 1,3$ jusqu'à une distance de 3 m du joint de dilatation.
- 10.3.5 Pour la poussée due au trafic routier sur les ouvrages de soutènement, les coefficients α_{Qj} , α_{qi} et α_{qr} seront admis égaux à 1,0.

10.4 Fatigue

10.4.1 Généralités

- 10.4.1.1 En règle générale, la résistance à la fatigue de certains éléments de construction des structures porteuses des routes soumis à des cycles de charge sera étudiée.
- 10.4.1.2 Le nombre de cycles de charge est déterminé en fonction de la durée d'utilisation et du volume de trafic attendu.
- 10.4.1.3 La durée d'utilisation sera de 100 ans, pour autant qu'elle ne soit pas fixée différemment dans la convention d'utilisation.
- 10.4.1.4 En l'absence de données précises sur le volume de trafic attendu, on pourra tenir compte des valeurs indicatives du tableau 12.
- 10.4.1.5 Les influences du volume de trafic attendu, du spectre de charge et de la durée d'utilisation prévue peuvent être prises en compte à l'aide du facteur d'équivalence de dommage selon l'annexe G.

Tableau 12 Valeurs indicatives de la fréquence des poids lourds

Catégorie de routes	Exemple	Nombre de véhicules d'un poids supérieur à 3,5 t par an, par direction de circulation et par voie lente selon la SN EN 1991-2	Nombre de véhicules d'un poids supérieur à 3,5 t par an, par direction de circulation et par voie lente en Suisse ¹⁾
1	Routes nationales	2 000 000	1 400 000
2	Routes principales	500 000	350 000
3	Routes collectrices	125 000	87 500
4	Routes de desserte	50 000	35 000

¹⁾ Le trafic européen est décrit par des valeurs extrêmes. Les valeurs le concernant ont été réduites de 30% pour décrire le volume du trafic en Suisse et pour calculer les facteurs d'équivalence de dommage.

10.4.2 **Modèle de charge de fatigue**

- 10.4.2.1 Pour vérifier la sécurité structurale à la fatigue, on utilisera les charges du modèle de charge 1. Seules les charges d'essieu $\alpha_{Q1} \cdot Q_{ki}$ seront prises en compte pour déterminer respectivement la sollicitation maximale et la sollicitation minimale. Il est indiqué de disposer les charges d'essieu d'une manière symétrique par rapport à l'axe de la voie de circulation de droite, dont la position est définie dans la convention d'utilisation. L'affectation de la bande d'arrêt d'urgence à la circulation n'est prise en compte que dans des cas exceptionnels.
- 10.4.2.2 En cas de trafic bidirectionnel ou pour les ponts à plusieurs voies de circulation séparées, le facteur partiel d'équivalence de dommage λ_4 sera déterminé avec les charges d'essieu de la voie de circulation fictive 1 pour chaque voie de circulation supplémentaire.
- 10.4.2.3 Dans les zones des joints de dilatation de la chaussée, on augmentera les charges d'essieu conformément aux indications du chiffre 10.3.4.

11 TRAFIC FERROVIAIRE À VOIE NORMALE

11.1 Généralités

- 11.1.1 Les dispositions suivantes s'appliquent aux charges et aux forces dues au trafic ferroviaire normal sur des voies à écartement des rails de 1435 mm et pour une vitesse de base allant jusqu'à 200 km/h. Ces sollicitations seront considérées comme des actions libres variables.
- 11.1.2 Le déraillement de véhicules ferroviaires sera considéré comme une situation de dimensionnement accidentelle et traité selon le chiffre 11.5.
- 11.1.3 Le choc de véhicules ferroviaires sera considéré comme une situation de dimensionnement accidentelle et traité selon le chapitre 14.
- 11.1.4 Les actions dues au trafic ferroviaire seront prises en compte sous la forme de groupes d'actions et déterminées sur la base des modèles de charge décrits ci-après. On admettra qu'elles agissent dans la position la plus défavorable. Les actions exerçant une influence positive seront négligées.
- 11.1.5 On tiendra compte des effets dynamiques des charges dues au trafic ferroviaire au moyen du coefficient dynamique Φ , selon les indications du chiffre 11.3.1.
- 11.1.6 La composition du trafic ferroviaire sur une ligne sera prise en considération par la classification des actions exprimée avec le coefficient α du chiffre 11.3.3.
- 11.1.7 La structure porteuse sera dimensionnée pour le nombre et la position prévus des voies. On désignera des positions alternatives des voies. Celles-ci, de même que le nombre et le degré d'occupation des voies, seront fixés dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.
- 11.1.8 On tiendra compte des écarts de l'axe de la voie par rapport à la position théorique ainsi que de la répartition inégale des charges de roues sur les rails selon le chiffre 11.2.6. La répartition des charges par les rails, les traverses et le ballast pourra être déterminée selon le même chiffre 11.2.6.
- 11.1.9 Les modèles de charge suivants seront définis d'entente avec l'autorité de surveillance et indiqués dans la convention d'utilisation et dans la base du projet:
- modèles de charge pour voies de raccordement et lignes à plusieurs voies,
 - modèles de charge pour voies errées assimilables à celles de tramways ainsi que pour lignes spéciales telles que chemins de fer à crémaillère, funiculaires et chemins de fer historiques.
- 11.1.10 Des essais de charge seront programmés et exécutés d'entente avec l'autorité de surveillance.
- 11.1.11 Les modèles de charge à appliquer pour des vitesses de base supérieures à 200 km/h seront fixés d'entente avec l'autorité de surveillance et indiqués dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.
- 11.1.12 Les forces aérodynamiques dues au trafic ferroviaire ayant une vitesse de base supérieure à 200 km/h seront prises en considération pour les structures porteuses situées à proximité immédiate de la voie. Ces forces seront définies d'entente avec l'autorité de surveillance et indiquées dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.
- 11.1.13 Les modèles de charge décrits ci-après ne doivent pas être utilisés pour le dimensionnement des éléments de voie.

11.2 Modèles de charge et valeurs caractéristiques

11.2.1 Charges dues au trafic ferroviaire

- 11.2.1.1 Les charges dues au trafic ferroviaire seront prises en compte à l'aide des trois modèles de charge décrits dans la figure 13 et le tableau 13:
- Modèle de charge 1: représente l'effet statique du trafic ferroviaire normal,
 - Modèle de charge 2: représente l'effet statique du trafic ferroviaire normal sur des poutres continues,
 - Modèle de charge 3: représente l'effet statique d'un transport ferroviaire lourd.

- 11.2.1.2 L'autorité de surveillance désignera les lignes pour lesquelles le modèle de charge 3 ne doit pas être pris en considération.
- 11.2.1.3 Le modèle de charge 2 ne sera appliqué qu'une seule fois par voie et le modèle de charge 3 qu'une seule fois par structure porteuse.
- 11.2.1.4 Les valeurs caractéristiques des charges dues au trafic ferroviaire définies dans la figure 13 doivent être multipliées par le coefficient dynamique Φ du chiffre 11.3.1.

Figure 13 Modèles de charge sur les lignes ferroviaires à voie normale (dimensions en m)

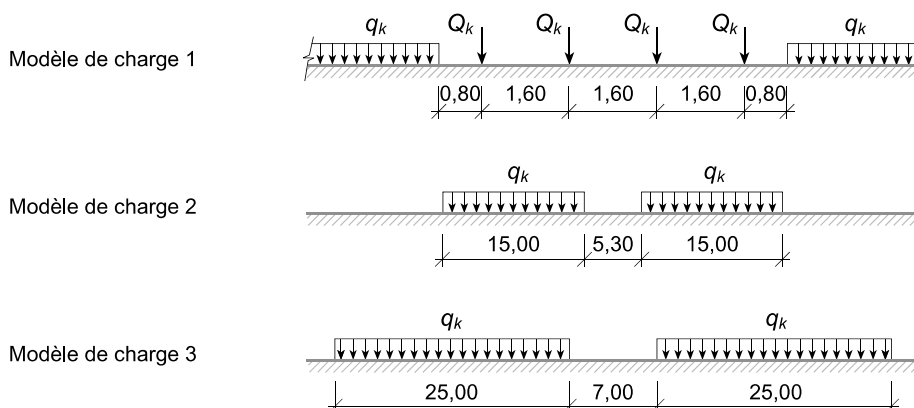


Tableau 13 Valeurs caractéristiques des charges dues au trafic ferroviaire à voie normale

Modèle de charge	Q_k en kN	q_k en kN/m
1	250	80
2	–	133
3	–	150

- 11.2.1.5 Le calcul de la poussée des terres due au trafic ferroviaire et agissant sous les voies ou à proximité immédiate de celles-ci peut être réalisé à l'aide des modèles de charge 1, 2 ou 3 en admettant une répartition uniforme sur une largeur de 3 m et jusqu'à une profondeur de 0,7 m sous le plan de roulement. Le coefficient dynamique peut être négligé.
- 11.2.2 **Forces dues au démarrage et au freinage**
- 11.2.2.1 Les forces dues au démarrage et au freinage agissent dans l'axe de la voie et sont appliquées au niveau du plan de roulement. Elles seront considérées comme uniformément réparties sur la longueur l sollicitée par les charges dues au trafic ferroviaire.
- 11.2.2.2 Les valeurs caractéristiques QA_k et QB_k des forces dues au démarrage et au freinage seront calculées à l'aide du tableau 14. Elles s'appliquent aux structures supportant tous les types de superstructures et de voies, par exemple aux longs rails soudés et aux rails éclissés avec ou sans dispositif de dilatation. Dans le cas de constructions particulières, comme les ponts transbordeurs et les ponts mobiles, ces valeurs doivent être augmentées de 25%.

Tableau 14 Valeurs caractéristiques des forces dues au démarrage et au freinage sur les lignes ferroviaires à voie normale (longueur l en m)

Modèle de charge	QA_k en kN	QB_k en kN
1	$33 \cdot l \leq 1000$	$20 \cdot l \leq 6000$
2	$33 \cdot l \leq 1000$	$20 \cdot l$
3	$33 \cdot l \leq 1000$	$35 \cdot l$

- 11.2.2.3 Pour les structures porteuses d'une longueur l supérieure à 300 m, les valeurs caractéristiques des forces dues au freinage seront fixées d'entente avec l'autorité de surveillance. Elles seront indiquées dans la convention d'utilisation et dans la base du proje .

11.2.3 Force de lacet

- 11.2.3.1 L'effet des chocs latéraux provoqués par les mouvements de lacet des véhicules est pris en compte par une force horizontale concentrée, placée dans la position la plus défavorable. Cette force agit au niveau du plan de roulement, perpendiculairement à l'axe de la voie. Une répartition de la charge par l'ensemble rails-traverses peut être prise en compte comme indiqué dans la figure 14.
- 11.2.3.2 La valeur caractéristique QS_k de la force de lacet est égale à 100 kN.

11.2.4 Force centrifuge

- 11.2.4.1 On tiendra compte de l'effet de la force centrifuge sur les tronçons de voie courbes.
- 11.2.4.2 La force centrifuge agit en direction radiale à une hauteur $h_{QZ} = 1,8$ m au-dessus du plan de roulement.
- 11.2.4.3 La valeur caractéristique de la force centrifuge sera déterminée en fonction des valeurs caractéristiques du trafic ferroviaire Q_k ou q_k selon la figure 13 et le tableau 13:

$$QZ_k = \frac{\eta \cdot v^2 \cdot Q_k}{r \cdot g} \quad (21)$$

$$qZ_k = \frac{\eta \cdot v^2 \cdot q_k}{r \cdot g} \quad (22)$$

où g désigne l'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$), r le rayon de courbure (en m), v la vitesse de base (en m/s) et η le coefficient de réduction selon le chiffre 11.3.2.

- 11.2.4.4 La vitesse de base sera définie d'entente avec l'autorité de surveillance et indiquée dans la convention d'utilisation et dans la base du projet. Pour le modèle de charge 3, cette vitesse sera de 80 km/h (22,2 m/s) au maximum.
- 11.2.4.5 Sur les tronçons où la vitesse de base est supérieure à 120 km/h, on distinguera les hypothèses suivantes:
- modèle de charge 1 ou modèle de charge 2 multiplié par le coefficient α et forces centrifuges calculées pour une vitesse de 120 km/h,
 - modèle de charge 1 ou modèle de charge 2 multiplié par le coefficient η et forces centrifuges calculées pour la vitesse de base fixée.

11.2.5 Groupes d'actions

- 11.2.5.1 Les charges dues au trafic ferroviaire et les forces correspondantes dues au démarrage et au freinage, les forces de lacet et les forces centrifuges seront traitées en tant que groupes d'actions. Les groupes d'actions à considérer pour le dimensionnement seront fixés d'entente avec l'autorité de surveillance sur la base des dispositions qui suivent.
- 11.2.5.2 Pour le dimensionnement des structures porteuses à deux voies, les charges dues au trafic ferroviaire seront appliquées comme suit:
- sur les deux voies, le modèle de charge 1 ou le modèle de charge 2,
 - sur une voie le modèle de charge 1 et sur l'autre voie le modèle de charge 2,
 - le cas échéant, sur une voie le modèle de charge 3 et sur l'autre voie le modèle de charge 1 ou le modèle de charge 2,
 - sur les deux voies la force due au démarrage ou au freinage lorsque le trafic a le droit de circuler dans le même sens sur les deux voies,
 - sur une voie la force due au démarrage et sur l'autre voie la force due au freinage lorsque le trafic n'a pas le droit de circuler dans le même sens sur les deux voies.
- 11.2.5.3 Pour le dimensionnement des structures porteuses à trois voies ou plus, les actions à considérer seront fixées d'entente avec l'autorité de surveillance. Elles seront indiquées dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.

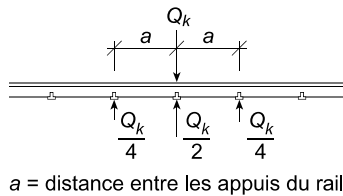
- 11.2.5.4 Si les forces dues au démarrage et au freinage sont prises en compte avec la valeur caractéristique, on considérera 50% de la valeur caractéristique des forces de lacet et des forces centrifuges.
- 11.2.5.5 Si les forces de lacet et les forces centrifuges sont prises en compte avec la valeur caractéristique, on considérera 50% de la valeur caractéristique des forces dues au démarrage et au freinage.
- 11.2.5.6 Les courses à faible vitesse seront aussi prises en considération sur les tronçons de voie courbes. Dans ce cas, les charges dues au trafic ferroviaire seront considérées sans les forces centrifuges.

11.2.6 Excentricité des charges et répartition des charges par les rails, les traverses et le ballast

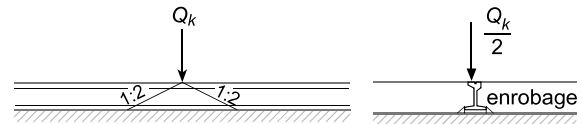
- 11.2.6.1 Pour les structures porteuses avec voies ballastées, on tiendra compte d'un écart de l'axe de la voie de ± 100 mm par rapport à sa position théorique.
- 11.2.6.2 Pour les modèles de charge 1 et 2, on tiendra compte d'une excentricité de la charge d'essieu de $1/18$ de l'écartement des rails due à un chargement non uniforme des véhicules ferroviaires. Aucune excentricité ne sera considérée pour le modèle de charge 3.
- 11.2.6.3 Les excentricités des charges d'essieu causées par le dévers de la voie, par les forces centrifuges et par les forces dues au vent seront prises en compte selon la figure 14 et superposées à celles indiquées aux chiffres 11.2.6.1 et 11.2.6.2.
- 11.2.6.4 La répartition des charges par les rails, les traverses et le ballast peut être définie selon la figure 14. Des répartitions de charge plus favorables peuvent être admises si elles sont justifiées par un calcul faisant intervenir l'élasticité de l'assise.

Figure 14 Répartition des charges par les rails, les traverses et le ballast, et excentricité des charges

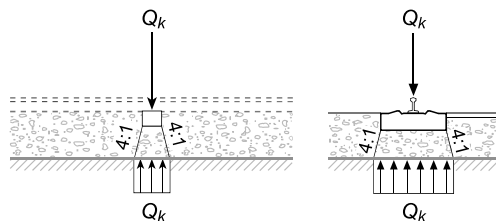
a) Rail



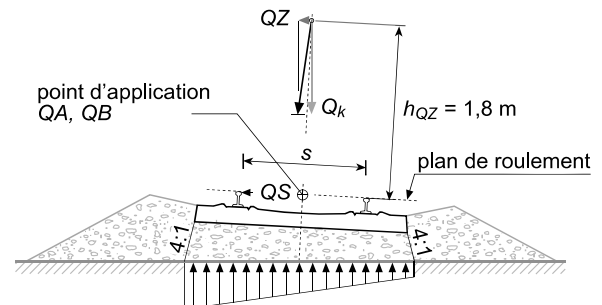
b) Rails à gorge sur assise en béton



c) Traverses et ballast



d) Point d'application et actions



11.3 Coefficients

11.3.1 Coefficient dynamique

11.3.1.1 Les effets dynamiques provoqués par les irrégularités de la voie et du matériel roulant seront pris en compte par le coefficient dynamique

$$\Phi = \frac{1,44}{\sqrt{l_{\phi}} - 0,2} + 0,82 \quad (1 \leq \Phi \leq 1,67) \quad (23)$$

où l_{ϕ} (en m) désigne la longueur déterminante selon le tableau 15.

Tableau 15 Longueurs déterminantes pour la détermination du coefficient dynamique

Cas	Élément de construction	Longueur déterminante l_{ϕ}
Direction longitudinale		
1	Poutres et dalles simples	Portée
2	Poutres et dalles continues sur n travées	$l_{\phi} = \frac{\sum l_i \cdot k}{n} \quad (k = 1 + 0,1 \cdot n \leq 1,5)$
3	Arcs, tirant des ponts bow string	Demi-portée
4	Ponts-portiques à une seule travée	$l_{\phi} = \frac{1,3 \cdot (l_{s1} + l_r + l_{s2})}{3}$
5	Ponts-portiques à plusieurs travées	Comme le cas 2 plus, comme portées supplémentaires, les longueurs des montants des cadres d'extrémité
Direction transversale		
	Tablier métallique avec raidisseurs longitudinaux et entretoises (tablier orthotrope avec ballast)	
6	Tablier dans les deux directions	Trois fois la distance entre les entretoises
7	Raidisseurs longitudinaux y compris les porte-à-faux de longueur allant jusqu'à 0,5 m	Trois fois la distance entre les entretoises
8	Entretoises	Double de la longueur de l'entretoise
	Tablier métallique sans raidisseurs longitudinaux (tablier orthotrope avec ballast)	
9	Tablier dans les deux directions	Double de la distance entre les entretoises plus 3 m
10	Entretoises	Double de la distance entre les entretoises plus 3 m
	Tablier en béton (avec ballast)	
11	Tablier comme élément d'une poutre à caisson	Trois fois la distance entre les âmes
12	Porte-à-faux du tablier	Trois fois la distance entre les âmes
13	Pont en auge avec tablier précontraint transversalement	Double de la portée du tablier plus 3 m
14	Pont en auge avec tablier précontraint longitudinalement	Double de la portée du tablier ou portée des longerons (la plus petite valeur est déterminante)
Direction verticale		
15	Suspentes des arcs à sous-tirant	Quatre fois la distance longitudinale entre les suspentes
16	Piliers, appareils d'appuis, tirants d'appuis, articulations	Analogue au cas 1 à 5

11.3.1.2 Si la sollicitation d'un élément de construction se compose de plusieurs contributions correspondant chacune à une fonction porteuse, chaque contribution sera définie en tenant compte de la longueur déterminante propre à la fonction porteuse considérée.

11.3.1.3 Pour les ponts en arc ainsi que pour les ponts en béton de tous les types de construction dont l'épaisseur de la couverture h est supérieure à 1,0 m, le coefficient dynamique peut être réduit comme suit :

$$\Phi_{red} = \Phi - \frac{h - 1}{10} \geq 1 \quad (24)$$

où h (en m) désigne l'épaisseur de la couverture incluant le ballast depuis le niveau supérieur du tablier jusqu'au niveau supérieur de la traverse, respectivement depuis le sommet de l'extrados pour les ponts voûtés.

11.3.1.4 Le coefficient dynamique ne doit pas être considéré dans le calcul des forces dues au démarrage et au freinage, des forces de lacet et des forces centrifuges.

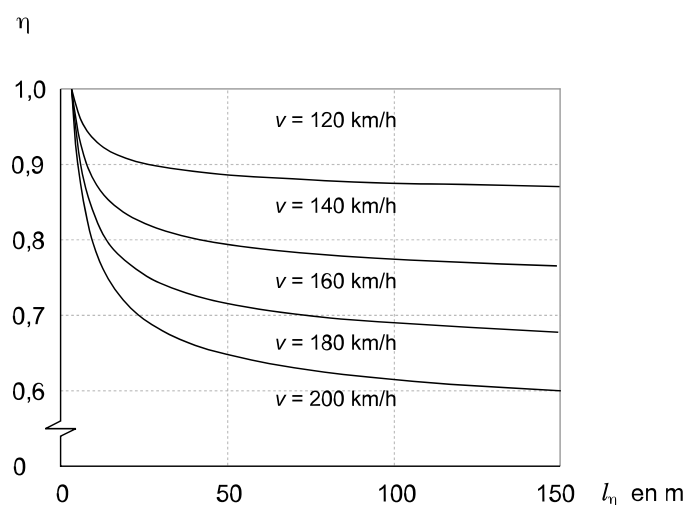
11.3.1.5 Dans les modèles de charge due au déraillement 1 et 2, le coefficient dynamique Φ vaut 1,0.

11.3.1.6 Pour les appuis avec un élanement $\lambda < 30$, les culées, les fondations, les murs de soutènement et la pression sous les semelles de fondation, on peut admettre que $\Phi = 1$.

11.3.2 Coefficient de réduction pour les forces centrifuges

Pour des vitesses $v > 120$ km/h admises localement, la valeur de la force centrifuge peut être réduite à l'aide du coefficient η de la figure 15. l_η désigne la longueur de la partie chargée de la voie en courbe.

Figure 15 Coefficient de réduction pour la détermination des forces centrifuges



11.3.3 Coefficient pour la classification des modèles de charge normalisés

11.3.3.1 Dans le cas normal, le coefficient α est égal à 1,33. Une réduction de cette valeur jusqu'à $\alpha = 1$ est possible d'entente avec l'autorité de surveillance, pour autant qu'elle soit justifiée par une analyse appropriée. Les valeurs réduites de α seront indiquées dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.

11.3.3.2 Toutes les charges et les forces d'un groupe d'actions doivent être multipliées par le même coefficient α . Les modèles de charge 1 et 2 et les forces dues au démarrage et au freinage, les forces centrifuges et les forces de lacet qui leur correspondent, ainsi que les modèles de charge due au déraillement et les poussées des terres causées par le trafic ferroviaire doivent être multipliés par α . Le modèle de charge 3 n'est pas classifié, $\alpha = 1,0$.

11.4 Fatigue

11.4.1 Généralités

- 11.4.1.1 Pour les structures porteuses des lignes ferroviaires, la résistance à la fatigue de tous les éléments porteurs soumis à des sollicitations répétées sera étudiée.
- 11.4.1.2 La combinaison de trafics correspond au « trafic standard avec charge d'essieu $\leq 22,5$ t » selon la SN EN 1991-2. Le volume du trafic standard par an et par voie se monte à $25 \cdot 10^6$ t. Il est possible de différencier le volume du trafic selon l'annexe G. Le chiffre G.3.2 fournit des indications sur le volume du trafic sur le réseau ferroviaire suisse à voie normale.
- 11.4.1.3 La durée d'utilisation sera de 100 ans, pour autant qu'elle ne soit pas fixée différemment dans la convention d'utilisation.

11.4.2 Modèle de charge de fatigue

- 11.4.2.1 On utilisera le modèle de charge 1 pour la vérification de la sécurité structurale à la fatigue. Les valeurs caractéristiques devront être multipliées par le coefficient dynamique Φ selon le chiffre 11.3.1 et par $\alpha = 1,0$. On tiendra compte des influences des forces centrifuges. Les forces de lacet et les forces dues au démarrage et au freinage peuvent généralement être négligées.
- 11.4.2.2 Pour les structures porteuses comportant plusieurs voies, le modèle de charge de fatigue sera appliqué sur deux voies au maximum, les charges étant en position défavorable.
- 11.4.2.3 Dans des cas particuliers, la vérification de la sécurité à la fatigue pourra être effectuée à l'aide d'un modèle de charge spécial approuvé par l'autorité de surveillance. Ce modèle de charge sera justifié et décrit dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.

11.5 Déraillement

11.5.1 Généralités

- 11.5.1.1 Les structures porteuses des lignes ferroviaires à voie normale seront dimensionnées de telle sorte que le déraillement d'un véhicule ferroviaire n'entraîne pas une défaillance de la structure porteuse, en particulier la perte de la stabilité d'ensemble. Le dommage causé à la construction devra être réduit au minimum.
- 11.5.1.2 Des mesures destinées à empêcher des dégâts aux éléments porteurs situés au-dessus de la voie seront prévues. Ces mesures, définies d'entente avec l'autorité de surveillance, seront indiquées dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.

11.5.2 Modèles de charge due au déraillement

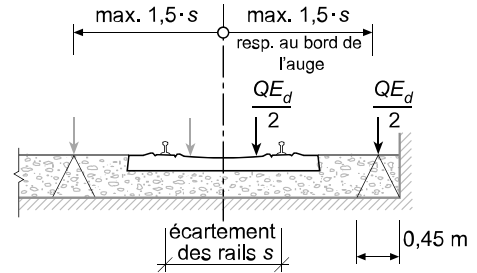
- 11.5.2.1 Les charges exercées par des véhicules ferroviaires lors de leur déraillement seront prises en considération à l'aide des deux modèles de charge décrits dans la figure 16 :
- modèle de charge due au déraillement 1 correspond au modèle de charge de la figure 13 et représente le déraillement de véhicules ferroviaires demeurant dans l'emprise des voies sur le tablier du pont,
 - modèle de charge due au déraillement 2 représente des véhicules ferroviaires déraillés restant en équilibre sur le bord du pont et chargeant le bord du tablier.
- 11.5.2.2 Les modèles de charge due au déraillement 1 et 2 ne doivent pas être considérés comme agissant simultanément. Le modèle de charge due au déraillement 1 sera utilisé pour examiner les états-limites de type 2 selon la norme SIA 260 et le modèle de charge due au déraillement 2 pour examiner les états-limites de type 1 ou 2.

- 11.5.2.3 Les valeurs de dimensionnement des charges dues au déraillement sont données dans le tableau 16.
- 11.5.2.4 Pour les structures porteuses à plusieurs voies, on tiendra compte, en plus de la charge due au déraillement, du modèle de charge 3 sur une voie et, le cas échéant, du modèle de charge 1 ou du modèle de charge 2 sur une autre voie. Les coefficients dynamiques selon le chiffre 11.3.1 et le coefficient α selon le chiffre 11.3.3 seront pris en considération.

Figure 16 Modèles de charge due au déraillement

Modèle de charge due au déraillement 1

Répartition longitudinale selon la figure 13
(modèle de charge 1)



Modèle de charge due au déraillement 2

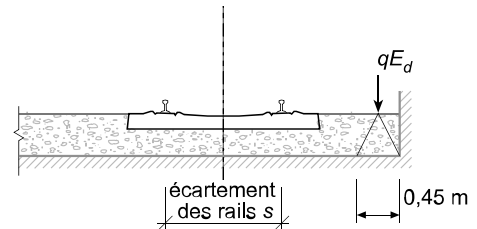
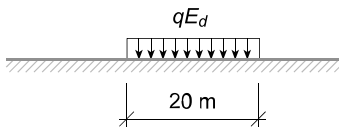


Tableau 16 Valeurs de dimensionnement des charges dues au déraillement sur les lignes ferroviaires à voie normale

Modèle de charge due au déraillement			
1		2 Longueur de la structure porteuse $l \geq 20$ m	2 Longueur de la structure porteuse $l \leq 6,4$ m
qE_d en kN/m	QE_d en kN	qE_d en kN/m	qE_d en kN/m
110	350	145	220

Pour les structures porteuses de longueur comprise entre $l \geq 6,40$ m et $l \leq 20$ m, les valeurs de dimensionnement qE_d peuvent être interpolées linéairement.

12 TRAFIC FERROVIAIRE À VOIE ÉTROITE

12.1 Généralités

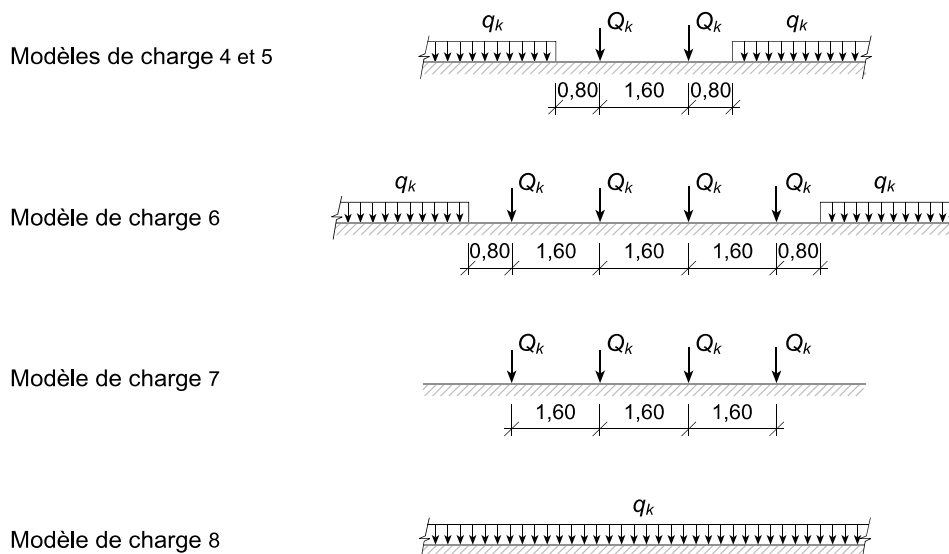
- 12.1.1 Les dispositions suivantes s'appliquent aux charges et aux forces dues au trafic ferroviaire sur des voies à écartement des rails allant de 750 mm à 1200 mm et pour une vitesse de base allant jusqu'à 120 km/h. Ces sollicitations seront considérées comme des actions libres variables.
- 12.1.2 Le déraillement de véhicules ferroviaires sera considéré comme une situation de dimensionnement accidentelle et traité selon le chiffre 12.5.
- 12.1.3 Les chiffres 11.1.3 à 11.1.10 et 11.1.13 s'appliquent également au trafic ferroviaire à voie étroite.
- 12.1.4 Les modèles de charge pour des vitesses de base supérieures à 120 km/h seront fixés d'entente avec l'autorité de surveillance. Ils seront indiqués dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.

12.2 Modèles de charge et valeurs caractéristiques

12.2.1 Charges dues au trafic ferroviaire

- 12.2.1.1 Les charges dues au trafic ferroviaire seront prises en compte à l'aide des cinq modèles de charge décrits dans la figure 17 et le tableau 17 :
- Modèle de charge 4 représente l'effet statique du trafic urbain (gabarits d'espace libre C et A) ou du trafic d'agglomération (gabarit d'espace libre A),
 - Modèle de charge 5 représente l'effet statique du trafic normal à locomotives, avec ou sans transport de wagons sur trucs (gabarits d'espace libre A et B),
 - Modèles de charge 6 et 7 représentent l'effet statique du transport de wagons sur bogies transporteurs (gabarit d'espace libre B),
 - Modèle de charge 8 représente l'effet statique d'un « train à vide ».
- 12.2.1.2 Les valeurs caractéristiques des modèles de charge 4 à 7 doivent être multipliées par le coefficient dynamique Φ selon le chiffre 11.3.1.
- 12.2.1.3 Le modèle de charge 8 ne sera utilisé que sur les tronçons à une voie, comme action concomitante en relation avec l'action prépondérante vent.

Figure 17 Modèles de charge sur les lignes ferroviaires à voie étroite (dimensions en m)



- 12.2.1.4 Le calcul de la poussée des terres due au trafic ferroviaire et agissant sous les voies ou à proximité immédiate de celles-ci peut être réalisé à l'aide des modèles de charge 4 à 7 en admettant une répartition uniforme sur une largeur égale à deux fois l'écartement des rails et jusqu'à une profondeur de 0,6 m sous le plan de roulement. Le coefficient dynamique peut être négligé.

Tableau 17 Valeurs caractéristiques des charges dues au trafic ferroviaire à voie étroite

Modèle de charge	Q_k en kN	q_k en kN/m
4	130	25
5	160	50
6	160	70
7	200	–
8	–	15

12.2.2 Forces dues au démarrage et au freinage

- 12.2.2.1 Les chiffres 11.2.2.1 et 11.2.2.2 sont aussi applicables au trafic ferroviaire à voie étroite. Les valeurs caractéristiques des forces dues au démarrage et au freinage causées par le trafic ferroviaire à voie étroite doivent toutefois être déterminées à l'aide du tableau 18.

Tableau 18 Valeurs caractéristiques des forces dues au démarrage et au freinage sur les lignes ferroviaires à voie étroite

Modèle de charge	QA_k en kN	QB_k en kN
4	$0,3 \cdot (\sum Q_k + q_k \cdot l_q) \leq 250$	$0,25 \cdot (\sum Q_k + q_k \cdot l_q) \leq 1250$
5	$0,3 \cdot (\sum Q_k + q_k \cdot l_q) \leq 500$	$0,25 \cdot (\sum Q_k + q_k \cdot l_q) \leq 2500$
6	$0,3 \cdot (\sum Q_k + q_k \cdot l_q) \leq 500$	$0,25 \cdot (\sum Q_k + q_k \cdot l_q) \leq 3500$

l_q = longueur à laquelle q_k doit se référer

- 12.2.2.2 Le chiffre 11.2.2.3 est aussi applicable au trafic ferroviaire à voie étroite, mais uniquement pour des structures porteuses de longueur l supérieure à 200 m.

12.2.3 Force de lacet

- 12.2.3.1 Le chiffre 11.2.3.1 est aussi applicable au trafic ferroviaire à voie étroite.
- 12.2.3.2 La valeur caractéristique de la force de lacet dépend du genre de trafic et se monte à :
- Modèle de charge 4 $QS_k = 50$ kN
 - Modèle de charge 5 $QS_k = 60$ kN
 - Modèles de charge 6 et 7 $QS_k = 80$ kN.

12.2.4 Force centrifuge

- 12.2.4.1 Les chiffres 11.2.4.1 à 11.2.4.3 sont aussi applicables au trafic ferroviaire à voie étroite. Les valeurs caractéristiques des forces correspondantes dues au trafic ferroviaire Q_k et q_k doivent toutefois être déterminées selon la figure 17 et le tableau 17.
- 12.2.4.2 Pour les modèles de charge 6 et 7, la vitesse v peut être admise égale à 60 km/h.

12.2.5 Groupes d'actions

- 12.2.5.1 Les chiffres 11.2.5.1 et 11.2.5.3 à 11.2.5.6 sont aussi applicables au trafic ferroviaire à voie étroite.
- 12.2.5.2 Pour le dimensionnement des structures porteuses à deux voies, on disposera les charges dues au trafic ferroviaire comme suit:
- selon le type de trafic, le modèle de charge 4 et/ou 5 sur les deux voies,
 - sur les tronçons utilisés pour le transport de wagons sur bogies transporteurs, le modèle de charge 6 ou 7 sur une voie et, selon le type de trafic, le modèle de charge 4 ou 5 sur l'autre voie,
 - sur les deux voies la force due au démarrage et au freinage lorsque le trafic a le droit de circuler dans le même sens sur les deux voies,
 - sur une voie la force due au démarrage et sur l'autre voie la force due au freinage lorsque le trafic n'a pas le droit de circuler dans le même sens sur les deux voies.

12.2.6 Excentricité des charges et répartition des charges par les rails, les traverses et le ballast

- 12.2.6.1 Le chiffre 11.2.6.1 est aussi applicable au trafic ferroviaire à voie étroite.
- 12.2.6.2 Pour tous les modèles de charge, on tiendra compte d'une excentricité de $\frac{1}{18}$ de l'écartement des rails due à un chargement non uniforme des véhicules ferroviaires.
- 12.2.6.3 Les excentricités des charges d'essieu causées par le dévers de la voie, par les forces centrifuges et par les forces dues au vent seront prises en compte et superposées à celles indiquées au chiffre 12.2.6.2.
- 12.2.6.4 Le chiffre 11.2.6.4 est aussi applicable au trafic ferroviaire à voie étroite.

12.3 Coefficients

- 12.3.1 Coefficient dynamique
- Les chiffres 11.3.1 et 11.3.2 sont aussi applicables au trafic ferroviaire à voie étroite.
- 12.3.2 Coefficient pour la classification des modèles de charge normalisés
- En règle générale, le coefficient α appliqué pour classer les modèles de charge 4 à 7 a la valeur 1,0.

12.4 Fatigue

- 12.4.1 Les dispositions du chiffre 11.4 sont également applicables par analogie au trafic ferroviaire à voie étroite.
- 12.4.2 On utilisera le modèle de charge 4 ou 5 pour vérifier la sécurité structurale à la fatigue. Le chiffre G.4.2. de l'annexe G fournit des indications sur le volume du trafic sur les lignes à voie étroite. Le volume devant être considéré est fixé par l'exploitant de l'infrastructure.

12.5 Déraillement

12.5.1 Les dispositions du chiffre 11.5 sont également applicables par analogie au trafic ferroviaire à voie étroite.

12.5.2 Pour le trafic ferroviaire à voie étroite, les valeurs de dimensionnement des charges dues au déraillement sont données dans le tableau 19.

Tableau 19 Valeurs de dimensionnement des charges dues au déraillement sur les lignes ferroviaires à voie étroite

Modèle de charge	Modèle de charge due au déraillement		
	1		2
	qE_d en kN/m	QE_d en kN	qE_d en kN/m
4	35	180	50 ¹⁾
5	70	220	80 ¹⁾
6	100	220	110 ¹⁾
7	–	280	180 ²⁾

¹⁾ Valeur de dimensionnement pour les structures porteuses de longueur ≥ 20 m. Pour les structures porteuses de longueur < 20 m, la valeur de dimensionnement qE_d sera déterminée en multipliant par 1,4 la valeur caractéristique selon le modèle de charge considéré et en appliquant la longueur effective de la structure porteuse.

²⁾ Pour une longueur de 6,5 m.

13 GARDE-CORPS

13.1 Généralités

- 13.1.1 Comme garde-corps pour les personnes, on distingue dans cette norme les barrières et les parapets.
- 13.1.2 Comme garde-corps pour les véhicules, on distingue dans cette norme les glissières de sécurité, les parapets et les autres dispositifs similaires.
- 13.1.3 Les dispositions suivantes s'appliquent aux forces provoquées par des personnes sur les garde-corps en cas d'utilisation normale. Ces forces sont à considérer comme des actions variables et à prendre en compte comme des forces statiques horizontales uniformément réparties. On admettra qu'elles agissent à la hauteur de la main courante de la barrière ou à la hauteur du couronnement du parapet (toutefois à une hauteur maximale de 1,20 m).
- 13.1.4 Les forces engendrées par des véhicules sur les garde-corps seront considérées comme des actions accidentelles et traitées selon le chapitre 14.

13.2 Valeurs caractéristiques

- 13.2.1 Les forces provoquées par des personnes sur les garde-corps à l'intérieur des bâtiments dépendent des catégories de surfaces utiles décrites au chapitre 8. Leurs valeurs caractéristiques q_k sont indiquées dans le tableau 20.
- 13.2.2 Les forces provoquées par des personnes sur les garde-corps des ponts et des passerelles de service sont indépendantes du type d'ouvrage. Leurs valeurs caractéristiques q_k sont indiquées dans le tableau 20.
- 13.2.3 Le danger causé par une foule dense de personnes sur des surfaces permettant un rassemblement et sur des ponts sera pris en compte selon les spécificités du projet. La valeur q_k sera fixée en conséquence et indiquée dans la base du projet.

Tableau 20 Valeurs caractéristiques des forces horizontales agissant sur les garde-corps pour les personnes

Type d'ouvrage	Utilisation		q_k en kN/m
Bâtiments	Catégorie	Genre de surface utile	
	A, B, D	locaux habitables, administratifs et commerciaux	0,8
	C	salles de réunion	1,6 ¹⁾
	E, F, G	entrepôts, locaux de fabrication, garages et surfaces accessibles aux véhicules	0,8 ²⁾
Ponts	tous les genres de trafic		1,6 ^{1) 3)}
Passerelles de service	non accessibles au public		0,4

¹⁾ q_k doit être augmenté jusqu'à 3,0 kN/m au moins lorsqu'un rassemblement de personnes est possible.

²⁾ Pour des utilisations particulières des entrepôts et des locaux de fabrication, q_k sera fixé selon les spécificités du projet.

³⁾ q_k peut être réduit d'au maximum 50 % lorsqu'un rassemblement de personnes est impossible.

14 CHOC

14.1 Généralités

- 14.1.1 Les actions dues aux chocs sont à considérer comme des actions accidentelles.
- 14.1.2 Un danger de choc peut être causé par :
- les véhicules routiers et ferroviaires,
 - les bateaux,
 - les hélicoptères et les avions,
 - la chute d'éléments de machines, d'appareils et de grues,
 - la chute d'éléments de construction,
 - les chutes de pierres, de blocs de rocher et de glace.
- 14.1.3 Selon les possibilités, des mesures préventives seront prises afin d'éliminer ou d'atténuer le danger créé par les chocs et leurs actions. La mise en œuvre d'ouvrages de protection ou l'adaptation de la conception de la structure porteuse permettent souvent d'écarter ces risques. L'efficacité des ouvrages de protection sera vérifiée.
- 14.1.4 Si aucune mesure visant à éliminer ou atténuer le danger de choc n'est envisageable et si la défaillance de l'élément de construction touché peut conduire à la ruine ou à un grave dommage de l'ensemble de la structure porteuse, une résistance ultime suffisante devra alors être assurée.
- 14.1.5 Les actions sur la structure porteuse dues aux chocs dépendent de la masse et de la vitesse du corps percutant ainsi que de la répartition de la masse, de la capacité de déformation et des propriétés d'amortissement du corps et de la structure porteuse. Les actions dues aux chocs sont modélisées par des forces statiques de remplacement conformément aux dispositions qui suivent.
- 14.1.6 Les dispositions suivantes ne sont applicables qu'aux chocs mous, dans lesquels une grande partie de l'énergie cinétique est transformée par la déformation du corps percutant lui-même ou d'un ouvrage de protection déformable. Les chocs durs ne peuvent pas être décrits à l'aide de forces statiques de remplacement.
- 14.1.7 Des analyses dynamiques peuvent être nécessaires si la défaillance due à un choc sur une structure porteuse occasionne des dommages importants.
- 14.1.8 Selon les spécificités du projet, on définira les forces de remplacement correspondant aux chocs dus à des bateaux, à des hélicoptères, à des avions, à la chute d'éléments de machines, d'appareils et de grues ou d'éléments de construction. Ces forces seront indiquées dans la base du projet.

14.2 Chocs provenant de véhicules routiers

- 14.2.1 On tiendra compte des chocs provenant de véhicules routiers lorsque la structure porteuse se trouve à moins de 3 m du bord de la chaussée à l'intérieur des localités ou à moins de 10 m hors des localités. Ces distances doivent être admises comme étant des valeurs indicatives. Des particularités locales, comme une route très raide, des talus et des virages étroits, seront considérées avec un soin particulier. On appliquera en outre les directives de la VSS 40561 (sécurité passive dans le domaine routier).
- 14.2.2 Les valeurs de base des forces dues aux chocs imputables à des véhicules routiers Q_{0d} sont indiquées dans le tableau 21 et celles des forces dues aux chocs imputables à des éléments d'un véhicule routier et à son chargement sont indiquées au chiffre 14.2.7. Ces valeurs de base sont considérées comme étant les valeurs de dimensionnement Q_d des forces dues aux chocs, pour autant qu'elles ne puissent pas ou ne doivent pas être réduites ou majorées.
- 14.2.3 La valeur de base de la force due au choc imputable à un véhicule routier Q_{0d} peut être réduite, d'entente avec le maître de l'ouvrage ou avec l'autorité de surveillance, en présence d'un système de retenue de véhicules autorisé par la SN EN 1317-1 et exigé par la VSS 40561 (par ex. système 66 ou 68 selon la directive « Dispositifs routiers de retenue de véhicules » de l'Office fédéral des routes). La valeur réduite est alors considérée comme étant la valeur de dimensionnement Q_d de la force due au choc.

Tableau 21 Valeur de base des forces dues aux chocs imputables à des véhicules routiers

Type d'ouvrage	Utilisation	Choc frontal	Choc latéral
		$Q_{0d,x}$ en kN ¹⁾	$Q_{0d,y}$ en kN ¹⁾
Route	Hors des localités	1000	500
	Dans les localités	750	300

¹⁾ x: dans la direction du trafic, y: perpendiculairement à la direction du trafic.

14.2.4 Il faut examiner s'il y a lieu de majorer la valeur de base de la force due au choc imputable à un véhicule routier Q_{0d} lorsqu'il n'est pas possible d'installer un dispositif de sécurité conforme aux normes comprenant un système de retenue de véhicules ou que la structure porteuse doit être considérée comme étant très fortement menacée. La directive « Chocs provenant de véhicules routiers » de l'Office fédéral des routes fournit des indications détaillées à ce sujet. La valeur majorée est alors considérée comme étant la valeur de dimensionnement Q_d de la force due au choc.

14.2.5 La force due au choc agit horizontalement et de manière uniformément répartie sur une surface rectangulaire d'une hauteur de 0,40 m et d'une largeur de 1,50 m (la largeur de l'élément de construction si celle-ci est inférieure).

14.2.6 Pour les routes, la force due au choc agit comme une force concentrée horizontale à la hauteur la plus défavorable, soit entre 0,75 m et 1,5 m au-dessus de la chaussée.

14.2.7 L'effet d'un choc imputable à des éléments d'un véhicule routier et à son chargement sur les structures porteuses situées au-dessus de la chaussée sera considéré en assignant les valeurs de base suivantes à la force due au choc:

- choc frontal $Q_{0hd,x} = 500$ kN
- choc latéral $Q_{0hd,y} = 60$ kN.

La force due au choc agit selon les indications du chiffre 14.2.5 et elle doit être considérée jusqu'à une hauteur libre de 6,0 m au-dessus de la chaussée. Pour les hauteurs libres entre 5,0 m et 6,0 m, la force due au choc peut passer linéairement à zéro.

Dans les bâtiments, la force due au choc ne doit pas être supérieure à la valeur de dimensionnement de la force due au choc donnée dans le tableau 22 pour l'usage correspondant.

14.2.8 Pour les bâtiments, on admettra généralement que la force due au choc agit à 0,6 m au-dessus de la chaussée, dans la direction la plus défavorable. La force due au choc imputable à un véhicule routier d'un poids supérieur à 3,5 t agira à une hauteur de 1,2 m. On appliquera la valeur de dimensionnement de la force due au choc Q_{gd} donnée dans le tableau 22.

Tableau 22 Valeur de dimensionnement de la force due au choc contre un bâtiment imputable à un véhicule routier

Type d'ouvrage	Utilisation		Choc frontal	Choc latéral
			$Q_{gd,x}$ en kN ¹⁾	$Q_{gd,y}$ en kN ¹⁾
Bâtiment	E ³⁾	Surfaces d'entreposage et de fabrication	2)	
	F ³⁾	Surfaces de stationnement et surfaces accessibles aux véhicules de poids inférieur à 3,5 t	60	
	G ³⁾	Surfaces de stationnement et surfaces accessibles aux véhicules de poids entre 3,5 t à 16 t	180	

¹⁾ x: dans la direction du trafic, y: perpendiculairement à la direction du trafic.

²⁾ Q_{gd} et la hauteur d'action de la force au-dessus de la chaussée seront définis selon les spécificités du projet. Pour les chariots élévateurs et sans examen plus approfondi, on admettra la valeur $Q_{gd} = 5 \cdot G_k$, où G_k représente la valeur caractéristique de la charge totale du véhicule chargé.

³⁾ Catégories de surfaces utiles selon le chapitre 8.

14.3 Chocs provenant de véhicules ferroviaires

14.3.1 Les chocs occasionnés par des véhicules ferroviaires sur les structures porteuses doivent être considérés si la structure porteuse se trouve dans la zone menacée par des véhicules ferroviaires qui déraillent ou quittent la voie. L'étendue de la zone menacée dépend de la vitesse de base, de l'écartement des rails, de la présence d'aiguillages et du nombre de personnes susceptibles d'être atteintes en cas de dommage à la structure porteuse.

14.3.2 Pour les structures porteuses sur/dans lesquelles la densité de personnes est généralement faible à moyenne, comme les ponts routiers (< 40 000 véhicules/jour), les ponts ferroviaires (< 120 trains/jour), les passerelles pour piétons et cyclistes et les bâtiments à un ou deux niveaux n'hébergeant aucun local résidentiel, commercial ou de fabrication, l'étendue de la zone menacée et les valeurs de dimensionnement des forces dues aux chocs imputables au trafic ferroviaire à voie normale peuvent être tirées du tableau 23 si aucun aiguillage ne se trouve à une distance inférieure à la distance critique l_{cr} et si la vitesse de base des véhicules ferroviaires ne dépasse pas 120 km/h. Dans tous les autres cas, les actions dues aux chocs provenant de véhicules ferroviaires seront tirées de l'annexe 1 des dispositions d'exécution de l'ordonnance sur les chemins de fer (DE-OCF).

14.3.3 La distance critique l_{cr} (en m) vaut:

$$l_{cr} = \frac{v^2}{80} \quad (25)$$

avec v = vitesse de base en km/h

14.3.4 Pour le trafic ferroviaire à voie normale, la force due au choc est admise comme une force concentrée horizontale agissant à 1,8 m au-dessus du niveau moyen du plan de roulement. Ses composantes Q_{dx} et Q_{dy} selon le tableau 23 seront réparties uniformément sur des surfaces rectangulaires de 1 m en direction verticale et de 2 m en direction horizontale.

Tableau 23 Valeurs de dimensionnement des forces dues aux chocs occasionnés par des véhicules ferroviaires sur des structures porteuses situées sur des tronçons de voie normale selon le chiffre 14.3.2

Élément de construction	Distance a jusqu'à l'axe de la voie en m ¹⁾	Q_{dx} en kN ^{2) 3)}	Q_{dy} en kN ^{2) 3)}
Pilier, paroi	$3 \leq a < 5$	4000	1500

¹⁾ Pour les structures porteuses situées à une distance $a > 5$ m, aucune force due au choc ne doit être considérée. Ces structures ne doivent pas être plus proches que la distance minimale de 3 m.

²⁾ Q_{dx} agit parallèlement à l'axe de la voie et Q_{dy} perpendiculairement à l'axe de la voie.

³⁾ Sur les tronçons où la vitesse de base ne dépasse pas 60 km/h, les forces dues au choc pourront être réduites de 25%. Sur les tronçons où la vitesse de base ne dépasse pas 40 km/h, les forces dues au choc pourront être réduites de 50%.

15 INCENDIE

15.1 Généralités

- 15.1.1 Les dispositions qui suivent concernent la protection contre l'incendie ainsi que les actions thermiques et mécaniques engendrées par le feu.
- 15.1.2 L'action thermique est à considérer comme une action prépondérante accidentelle.
- 15.1.3 Les déformations et les effets dus à un incendie ainsi que les modifications des propriétés mécaniques et thermiques d'une structure porteuse et leur influence sur le comportement de la structure seront pris en compte selon les indications des normes SIA 262 à SIA 266.

15.2 Protection contre l'incendie

- 15.2.1 Les objectifs de la protection contre l'incendie fixés dans la convention d'utilisation seront réalisés à l'aide d'un concept de protection approprié. Celui-ci sera précisé dans la base du projet.
- 15.2.2 Le concept de protection contre l'incendie tient compte du risque encouru, de l'utilisation prévue de l'ouvrage et du genre de structure porteuse. Les mesures de protection contre l'incendie doivent être conçues conformément aux dispositions ci-après.
- 15.2.3 Le concept de protection contre l'incendie sera réalisé en appliquant des mesures constructives, techniques et d'organisation coordonnées entre elles.
- Les mesures constructives comprennent :
- des chemins de fuite et de sauvetage sûrs,
 - la subdivision du bâtiment en compartiments coupe-feu,
 - l'utilisation de matériaux de construction appropriés
 - le dimensionnement des éléments de construction pour assurer une résistance au feu suffisante,
 - la garantie de l'approvisionnement en eau d'extinction à l'extérieur et à l'intérieur du bâtiment,
 - l'aménagement d'accès et de places de parc pour les véhicules du service du feu.
- Les mesures techniques comprennent par ex. :
- des dispositifs d'alarme et d'extinction d'incendie automatiques,
 - des installations d'extraction de fumée et de chaleur,
 - des dispositifs de détection des gaz et de protection contre la foudre,
 - alimentation électrique de sécurité,
 - systèmes de mise en surpression.
- Les mesures d'organisation comprennent :
- le service du feu,
 - le service de surveillance par des rondes (veille au feu),
 - l'instruction du personnel,
 - la planification du cas d'incendie,
 - le contrôle périodique des mesures définies dans le concept de protection contre l'incendie.
- 15.2.4 Les prescriptions de protection incendie de l'AEAI doivent obligatoirement être respectées.
- 15.2.5 Les éléments de construction formant les compartiments coupe-feu doivent être à même d'empêcher l'expansion du feu et de la fumée pendant la durée d'action considérée de l'incendie et de limiter l'élévation de la température sur le côté non exposé directement au feu.
- 15.2.6 Les matériaux de construction sont classés sur la base d'essais normalisés ou d'autres procédures reconnues par l'AEAI. Les critères déterminants sont notamment la réaction au feu, la densité de fumée, la formation de gouttelettes ou de particules enflammées et la corrosivité.

- 15.2.7 La vérification de la sécurité structurale pour la situation de dimensionnement Incendie peut être effectuée au choix selon les manières suivantes :
- vérification dans le domaine du temps, sur la base de la durée de résistance au feu,
 - vérification dans le domaine de la résistance, sur la base de la résistance ultime,
 - vérification dans le domaine de la température, sur la base de la température critique.

15.3 Action thermique

- 15.3.1 Le dégagement de chaleur en cas d'incendie doit être pris en considération à l'aide de courbes nominales d'évolution de la température en fonction du temps (courbe ISO-incendie normalisée, courbe incendie externe et courbe incendie hydrocarboné) ou à l'aide de courbes d'évolution de la température en fonction du temps dépendantes de paramètres (incendies naturels). La norme SIA 261/1 contient les références nécessaires à ce sujet.
- 15.3.2 En l'absence d'investigations plus précises, on utilisera les valeurs caractéristiques de la courbe ISO-incendie normalisée.
- 15.3.3 Si des résultats d'essais d'incendie ou des simulations numériques sont disponibles, l'action thermique pourra être adaptée en conséquence, d'entente avec l'autorité de protection contre l'incendie. L'application des méthodes de preuves relatives à la protection incendie est réglée par les prescriptions de protection incendie de l'AEAI.

16 SÉISME

16.1 Généralités

- 16.1.1 Les prescriptions suivantes décrivent les actions sismiques et les principes pour concevoir correctement les structures porteuses face aux séismes.
- 16.1.2 L'élaboration de projet parasismique a pour buts la protection des personnes, la limitation des dommages et la garantie de l'aptitude au fonctionnement d'ouvrages importants soumis à l'action du séisme de dimensionnement.
- 16.1.3 La répartition des ouvrages en classes d'ouvrages (CO) selon le chiffre 16.3 permet de définir le degré de protection.
- 16.1.4 Les actions sismiques sont à considérer comme des actions accidentelles.
- 16.1.5 La vérification de la sécurité structurale est nécessaire pour toutes les classes d'ouvrages, tandis que la vérification de l'aptitude au service se limite à la classe d'ouvrages III.
- 16.1.6 En plus des vérifications par le calcul, des mesures relatives à la conception du projet et des mesures propres à améliorer le comportement de l'ouvrage face à un séisme revêtent une importance particulière. Les principes pour concevoir correctement les structures porteuses face aux séismes seront pris en considération déjà dans les premières phases de la conception de projet.
- 16.1.7 L'aptitude d'une structure porteuse à résister à l'action sismique dans le domaine non linéaire avec considération de la surrésistance peut être prise en compte par une réduction du spectre de réponse élastique au moyen du coefficient de comportement q selon le chiffre 16.2.4. Le coefficient de comportement dépend de la capacité de déformation plastique, de l'écrouissage et de la capacité de dissipation d'énergie de la structure porteuse. Il est à fixer selon les indications des normes SIA 262 à SIA 267.
- 16.1.8 Selon la valeur du coefficient de comportement q , une distinction est faite entre le comportement non ductile et ductile de la structure porteuse. Si le dimensionnement est basé sur le comportement ductile de la structure, on respectera les dispositions correspondantes pour la conception et les dispositions constructives données dans les normes SIA 262 à SIA 267.

16.2 Actions sismiques

16.2.1 Zones sismiques

- 16.2.1.1 La Suisse est subdivisée en cinq zones sismiques Z1a, Z1b, Z2, Z3a et Z3b selon les indications de l'annexe F.
- 16.2.1.2 Une valeur de dimensionnement de l'accélération horizontale du sol a_{gd} est attribuée à chaque zone sismique :
- Z1a $a_{gd} = 0,6 \text{ m/s}^2$
 - Z1b $a_{gd} = 0,8 \text{ m/s}^2$
 - Z2 $a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$
 - Z3a $a_{gd} = 1,3 \text{ m/s}^2$
 - Z3b $a_{gd} = 1,6 \text{ m/s}^2$.
- 16.2.1.3 La valeur de dimensionnement de l'accélération du sol a_{gd} correspond à la composante horizontale maximale de l'accélération du sol, pour la classe de terrain de fondation A, avec une période de retour de référence de 475 ans.

16.2.2 Terrain de fondation

- 16.2.2.1 L'influence de la nature du terrain de fondation est généralement prise en considération par l'attribution du site de l'ouvrage à l'une des classes de terrain de fondation selon le tableau 24.
- 16.2.2.2 Pour la classe de terrain de fondation F ainsi que pour les sites où les particularités du terrain de fondation ne peuvent être décrites selon les critères du tableau 24, il est nécessaire de procéder à une étude de site spectrale pour déterminer l'action sismique.
- 16.2.2.3 Lorsqu'une étude de site spectrale ou un microzonage sismique a été publié par une autorité compétente, cette base est à utiliser pour déterminer l'action sismique. Les exigences vis-à-vis de telles études sont fixées dans la norme SIA 261/1
- 16.2.2.4 Pour le cas de fondations profondes situées dans des sols stratifiés, la désignation d'une classe de terrain de fondation dépend de l'endroit où les forces sismiques agissent. Dans ce cadre, l'action sismique latérale horizontale doit être prise en compte jusqu'à la surface du terrain.

Tableau 24 Classes de terrains de fondation, description du profil stratigraphique, caractéristiques du sol et valeurs des paramètres intervenant dans le spectre de réponse élastique ainsi que dans le spectre de dimensionnement

Classe de terrain de fondat.	Description du profil stratigraphique	$v_{s,30}$ m/s	N_{SPT} nombre de coups/ 0,3 m	c_u kN/m ²	S	T_B s	T_C s	T_D s	l_g m
A	Rocher ou formation géologique similaire avec une couverture de terrain meuble d'au plus 5 m d'épaisseur en surface	> 800	–	–	1,00	0,07	0,25	2,0	600
B	Dépôts de sable et gravier très compact ou d'argile très ferme, d'une épaisseur d'au moins quelques dizaines de mètres, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	500 à 800	> 50	> 250	1,20	0,08	0,35	2,0	500
C	Dépôts de sable et gravier moyennement compact à compact ou d'argile ferme, d'une épaisseur de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	300 à 500	15 à 50	70 à 250	1,45	0,10	0,4	2,0	400
D	Dépôts de terrain meuble non cohésif lâche à moyennement compact (avec ou sans couches cohérentes tendres) ou à prédominance de terrain meuble cohésif de consistance tendre à ferme	< 300	< 15	< 70	1,70	0,10	0,5	2,0	300
E	Couche superficielle de terrain meuble correspondant à la classe C ou D avec une épaisseur comprise entre 5 m et 20 m et une valeur moyenne de $v_s < 500$ m/s, reposant sur un matériau plus ferme avec une valeur $v_s > 800$ m/s	–	–	–	1,70	0,09	0,25	2,0	500
F	Dépôts à structure sensible, organiques ou très tendres (par ex. tourbe, craie lacustre, limon mou) d'une épaisseur supérieure à 10 m	–	–	–	–	–	–	–	–

16.2.3 Spectre de réponse élastique

16.2.3.1 Les spectres de réponse élastique de la composante horizontale de l'action sismique, représentés à la figure 18, sont déterminés comme suit:

$$S_e = a_{gd} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{(2,5 \cdot \eta - 1) \cdot T}{T_B} \right] \quad (0 \leq T \leq T_B) \quad (26)$$

$$S_e = 2,5 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \eta \quad (T_B \leq T \leq T_C) \quad (27)$$

$$S_e = 2,5 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{T_C}{T} \quad (T_C \leq T \leq T_D) \quad (28)$$

$$S_e = 2,5 \cdot a_{gd} \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (T_D \leq T) \quad (29)$$

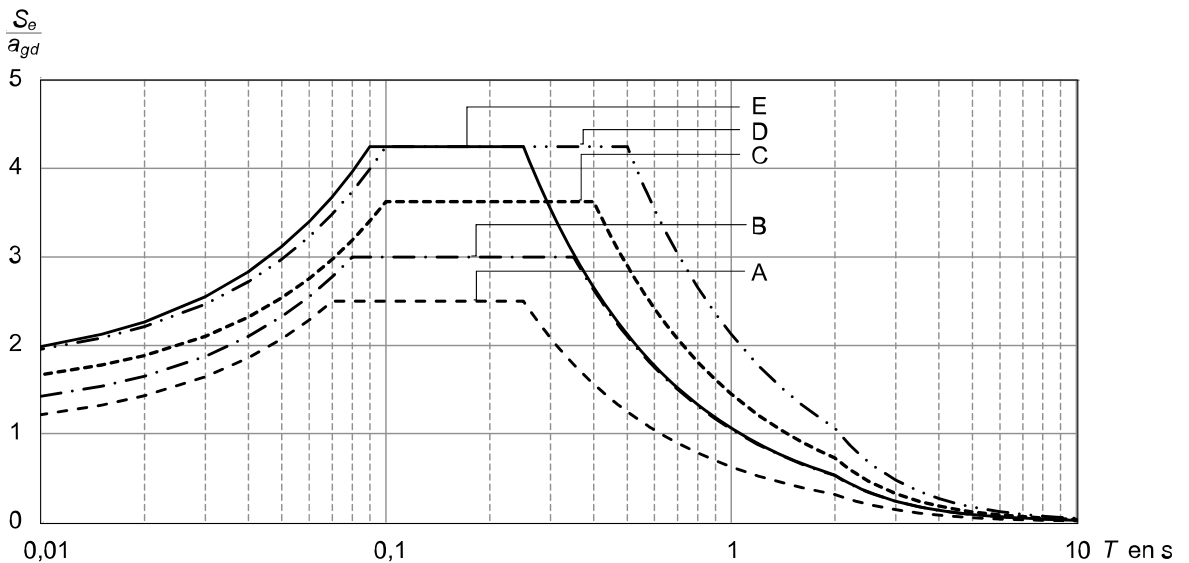
Les valeurs S_e en ordonnée sont des valeurs moyennes. T désigne la période de vibration et η est un coefficient de réduction dépendant du coefficient d'amortissement visqueux ξ , qui vaut 1 lorsque $\xi = 0,05$:

$$\eta = \sqrt{\frac{1}{0,5 + 10 \cdot \xi}} \geq 0,55 \quad (30)$$

Les paramètres S , T_B , T_C et T_D sont donnés dans le tableau 24.

16.2.3.2 Pour la détermination du spectre de réponse élastique de la composante verticale de l'action sismique, les valeurs spectrales S_e seront multipliées par un facteur égal à 0,7.

Figure 18 Spectres de réponse élastique pour $\xi = 0,05$



16.2.4 Spectre de dimensionnement

- 16.2.4.1 Le spectre de dimensionnement de la composante horizontale de l'action sismique est déterminé à partir du spectre de réponse élastique pour un amortissement visqueux de 5%, en tenant compte du coefficient de comportement q et du facteur d'importance γ_f selon le tableau 25 (g désigne l'accélération de la pesanteur):

$$S_d = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S \cdot \left[0,67 + \left(\frac{2,5}{q} - 0,67 \right) \cdot \frac{T}{T_B} \right] \quad (0 \leq T \leq T_B) \quad (31)$$

$$S_d = 2,5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot \frac{S}{q} \quad (T_B \leq T \leq T_C) \quad (32)$$

$$S_d = 2,5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S \cdot \frac{T_C}{T \cdot q} \quad (T_C \leq T \leq T_D) \quad (33)$$

$$S_d = 2,5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2 \cdot q} \geq 0,1 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \quad (T_D \leq T) \quad (34)$$

- 16.2.4.2 Pour la détermination de la valeur de dimensionnement de la composante verticale de l'action sismique, les valeurs du spectre de dimensionnement S_d seront multipliées par un facteur égal à 0,7. Le coefficient de comportement q sera admis égal à 1,5.

- 16.2.4.3 La valeur de dimensionnement du déplacement du sol est définie par:

$$u_{gd} = 0,05 \cdot \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (35)$$

16.3 Classes d'ouvrages

16.3.1 Généralités

- 16.3.1.1 Les ouvrages sont assignés selon les caractéristiques du tableau 25 à l'une des trois classes d'ouvrages avec les facteurs d'importance γ_f correspondants pour la vérification de la sécurité structurale et de l'aptitude au service. La classe d'ouvrages la plus élevée pour laquelle une des caractéristiques est applicable doit être assignée.
- 16.3.1.2 Le tableau 25 ne s'applique pas aux ouvrages tombant sous le coup de l'ordonnance sur les accidents majeurs, qui requièrent une étude de risque. Pour ces ouvrages, les actions sismiques et les règles d'élaboration de projet parasismique doivent être fixées dans le cadre de l'étude de risque.

Tableau 25 Classes d'ouvrages et facteurs d'importance

CO	Caractéristiques	Exemples	Facteur d'importance γ_f	
			Sécurité structurale	Aptitude au service
III	Infrastructure ayant une fonction vitale	– Hôpitaux d'urgence avec leurs équipements et installations – Ouvrages, équipements et installations servant à la protection de la population et ayant une fonction vitale pour la maîtrise de l'évènement (par ex. casernes de pompiers ou garages d'ambulances) – Ponts, galeries de protection, murs de soutènement et talus dans le périmètre d'une voie de communication avec une importance vitale pour l'accessibilité d'une zone habitée ou d'un ouvrage de classe d'ouvrages III après un séisme – Ouvrages, équipements et installations d'une importance vitale pour l'approvisionnement, l'évacuation et les télécommunications	1,5	1,0
II	– Occupation par des personnes $PB > 50$ personnes – Occupation maximale par des personnes $PB_{max} > 500$ personnes – Hôpitaux avec leurs équipements et installations, s'ils n'appartiennent pas à la classe d'ouvrages III – Écoles et jardins d'enfants si $PB_{max} > 10$ personnes – Bâtiments de l'administration publique si $PB_{max} > 10$ personnes – Contient des marchandises ou installations d'une valeur particulièrement élevée – Infrastructure ayant une fonction importante – La défaillance de l'ouvrage menace des ouvrages adjacents avec une fonction d'infrastructure vitale	– Bâtiments de grande taille – Centres commerciaux, stades, cinémas, théâtres et églises – Ponts, galeries de protection, murs de soutènement et talus dans le périmètre d'une voie de communication importante – Ouvrages, équipements et installations importants destinés à l'approvisionnement, à l'évacuation et aux télécommunications	1,2	—*
I	Tous les autres ouvrages pour autant que des égs l'environnement sont exclus.	– Bâtiments d'habitation, bâtiments administratifs et artisanaux – Bâtiments industriels et entrepôts – Parkings – Ponts dont l'importance après un séisme est faible (par ex. passerelles pour piétons et ponts à usage agricole ou forestier, s'ils ne franchissent pas des voies de communication importantes)	1,0	—*

* vérification de l'aptitude au service pas nécessaire

16.3.2 Occupation par des personnes

- 16.3.2.1 L'occupation par des personnes PB est définie comme la moyenne sur la durée d'utilisation du nombre de personnes se trouvant dans ou autour d'un ouvrage et qui sont menacés par sa défaillance.
- 16.3.2.2 Le tableau 26 fournit, pour des cas usuels, des valeurs indicatives d'occupation spécifique par des personnes qui sont à multiplier par l'indicateur propre au type de bâtiment afin de déterminer PB . Pour les bâtiments à usage mixte, l'occupation par des personnes peut être déterminée comme la somme des occupations par des personnes liées aux différents usages.
- 16.3.2.3 L'occupation maximale par des personnes PB_{max} est définie comme le nombre de personnes autorisé dans l'ouvrage selon les prescriptions anti-incendie.

Tableau 26 Valeurs indicatives d'occupations spécifiques

Type de bâtiment	Occupation spécifique par des personnes Personnes/unité	Indicateur propre au bâtiment Unité
Bâtiment d'habitation	0,2 à 0,6	Nombre de chambres
Ecole	1 à 5	Nombre de salles de classe
Immeuble de bureaux	0,5 à 3	100 m ² de surface nette
Salle de réunion	0,003 à 0,3	Nombre de places assises
Hôpital	1,5 à 2,5	Nombre de lits
Centre commercial	7 à 18	100 m ² de surface de vente brute

16.4 Mesures relatives à la conception et mesures constructives

16.4.1 Les mesures constructives applicables aux bâtiments sont indiquées dans le tableau 27. Leur caractère obligatoire dépend de la combinaison de la zone sismique (Z) et de la classe d'ouvrages (CO). D'autres mesures peuvent être prescrites par les dispositions du chiffre 16.7 et par les normes SIA 262 à SIA 267.

Tableau 27 Mesures constructives applicables aux bâtiments

Caractère des mesures	* recommandées	** exceptions à justifier	*** obligatoires	Z1/CO I Z1/CO II Z2/CO I	Z1/CO III Z2/CO II Z3/CO I	Z2/CO III Z3/CO II Z3/CO III
Vue en plan, dispositions constructives						
1. Répartir les éléments servant à reprendre les forces horizontales (cadres, parois porteuses avec noyau, contreventements triangulés, etc.) de la manière la plus symétrique possible dans le plan et les doter de capacités de déformation similaires. Assurer un comportement homogène de la structure par une disposition appropriée des planchers, des contreventements, etc.	*	**	**			
2. Pour les éléments devant reprendre des forces horizontales, éviter des variations (dans la direction verticale) des rigidités et des résistances à la flexion, à l'effort tranchant et à la torsion (exception: transition aux sous-sols).	*	**	**			
3. Constituer un caisson rigide au niveau des sous-sols.	*	**	**			
Construction						
1. Solidariser les éléments préfabriqués aux autres éléments de construction.	***	***	***			
2. Pour les éléments préfabriqués avec appuis mobiles, prévoir une longueur d'appui égale au $1/70$ de la portée, mais à 150 mm au minimum.	***	***	***			
Fondation						
1. Ne pas fonder une structure porteuse sur un terrain de rigidité très variable.	*	**	***			
2. Pour assurer des déplacements uniformes, éviter les fondations isolées situées dans des terrains meubles ou les relier par des traverses, etc.	*	**	***			

16.4.2 On pourra s'écarter des mesures obligatoires exigées dans le tableau 27 sur la base d'une justification fournie par le calcul.

16.4.3 Pour garantir la sécurité contre la chute des éléments porteurs des ponts, il faut respecter les dimensions minimales dans les zones d'appui selon la figure 19 en plus du dimensionnement des appuis:

– pont avec appui fixe sur une culée

$$b_1 \geq b_{min} + a_2 + \frac{2 \cdot l}{l_g} \cdot u_{gd} + d_G + \psi_2 \cdot d_T \leq b_{min} + a_2 + 2 \cdot u_{gd} + d_G + \psi_2 \cdot d_T \quad (36)$$

$$b_2 \geq b_{min} + a_1 + \frac{2 \cdot l}{l_g} \cdot u_{gd} + d_G + \psi_2 \cdot d_T \leq b_{min} + a_1 + 2 \cdot u_{gd} + d_G + \psi_2 \cdot d_T \quad (37)$$

l désigne la longueur du tronçon de pont délimitée par deux joints de dilatation.

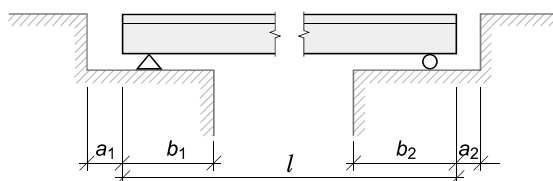
– pont flottant

$$b_2 \geq b_{min} + \left(1,3 + \frac{2 \cdot l}{l_g}\right) \cdot u_{gd} + d_G + \psi_2 \cdot d_T \leq b_{min} + 3,3 \cdot u_{gd} + d_G + \psi_2 \cdot d_T \quad (38)$$

l désigne la longueur du tronçon de pont délimitée par le centre de rigidité de l'appui flottant et le joint de dilatation considéré.

La longueur l_g à partir de laquelle les mouvements du sol peuvent être considérés comme non corrélés est indiquée au tableau 24. La dimension b_{min} mesure 0,4 m. Elle peut être ramenée à 0,3 m dans le cas des passerelles pour piétons. En présence de joints entre des tronçons de ponts, on augmentera b_2 de 30%. Le transfert des charges verticales dans les zones d'appui doit être garanti même lorsque les éléments porteurs des ponts sont décalés.

Figure 19 Dimensions minimales dans les zones d'appui pour garantir la sécurité contre la chute d'éléments porteurs des ponts



16.5 Analyse structurale

16.5.1 Généralités

- 16.5.1.1 Les effets des actions sismiques seront déterminés à l'aide d'un modèle de calcul élastique linéaire. Le comportement non linéaire et l'écroutissement sont pris en considération par l'intermédiaire du coefficient de comportement q . Pour le modèle de la structure porteuse, une rigidité moyenne jusqu'au début de la plastification est à appliquer.
- 16.5.1.2 Si le problème posé l'exige, on pourra procéder à des calculs dans le domaine non linéaire. Dans ce cas, les principes de la présente norme seront pris en considération.
- 16.5.1.3 Un système structural sera considéré comme régulier en plan si les critères suivants sont remplis :
- L'ouvrage est approximativement symétrique en plan par rapport aux deux directions orthogonales en ce qui concerne la rigidité horizontale et la répartition des masses.
 - La forme de l'ouvrage vue en plan est compacte. Les dimensions totales des angles saillants ou des évidements ne dépassent pas 25% de la dimension en plan extérieure de l'ouvrage dans la direction considérée.
 - La rigidité des planchers dans leur plan est grande en comparaison avec la rigidité horizontale des éléments de construction porteurs verticaux.
- 16.5.1.4 Un système structural sera considéré comme régulier en élévation si les critères suivants sont remplis :
- Tous les éléments de construction participant à la reprise des forces horizontales, comme les parois porteuses, les noyaux ou les cadres, relient sans discontinuité la fondation au sommet de l'ouvrage ou de la partie de l'ouvrage.
 - La rigidité horizontale, la résistance ultime face aux forces horizontales et la masse des différents étages restent constantes sur la hauteur de l'ouvrage ou diminuent progressivement de bas en haut, sans variation brusque (exception: transition aux sous-sols).
- 16.5.1.5 Si l'analyse structurale est réalisée sur deux modèles plans de la structure porteuse, on pourra appliquer un coefficient de comportement q différent à chacune des deux directions principales.
- 16.5.1.6 Pour les structures porteuses mixtes, on prendra comme coefficient de comportement q le plus petit coefficient pour les différents types de structures porteuses présents.
- 16.5.1.7 Pour les bâtiments comprenant un sous-sol rigide, on peut considérer le niveau d'encastrement à la base du rez-de-chaussée pour déterminer l'action sismique. Le cheminement des effets des actions doit être suivi jusque dans le sol de fondation.

16.5.1.8 L'interaction entre la structure porteuse et le sol de fondation doit être prise en compte si les déformations du sol de fondation contribuent notablement au déplacement total de l'ouvrage sous l'action sismique. Il suffit généralement de considérer la flexibilité statique des fondations en tenant compte du module de cisaillement dynamique du sol.

16.5.1.9 Les états limites de soulèvement et de renversement sont à vérifier avec un coefficient de comportement $q = 1,0$.

16.5.2 Méthode des forces de remplacement

16.5.2.1 La méthode des forces de remplacement est applicable aux systèmes structuraux pouvant être décrits par deux modèles en deux dimensions de la structure et dont le comportement n'est pas essentiellement influencé par des modes de vibration d'ordre supérieur. Ces conditions sont généralement remplies si les critères de régularité en plan et en élévation indiqués aux chiffres 16.5.1.3 et 16.5.1.4 sont respectés et si les périodes de vibration fondamentales T_1 satisfont la condition suivante dans les deux directions principales.

$$T_1 \leq 4 \cdot T_C \quad (39)$$

16.5.2.2 La période de vibration fondamentale T_1 est généralement déterminée sur la base d'un modèle de la structure incluant des hypothèses de rigidité faites selon le chiffre 16.5.5.2. Pour les bâtiments, le chiffre 16.5.2.3 peut être appliqué.

16.5.2.3 La période de vibration fondamentale T_1 pour les bâtiments peut, pour chaque direction principale, être calculée en utilisant le coefficient de Rayleigh ou être estimée de la façon suivante :

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{u} \quad (40)$$

où T_1 représente la période de vibration fondamentale en s et u (en m) le déplacement horizontal fictif du sommet du bâtiment par rapport au sol sous l'action horizontale des charges permanentes et quasi permanentes, respectivement G_k et $\psi_2 \cdot Q_k$.

16.5.2.4 La force horizontale de remplacement due à l'action sismique sera calculée dans chaque direction principale à l'aide de l'équation suivante :

$$F_d = S_d(T_1) \cdot \sum_j (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_j \quad (41)$$

où $S_d(T_1)$ représente la valeur spectrale du spectre de dimensionnement selon le chiffre 16.2.4.1.

16.5.2.5 Pour les bâtiments, la force horizontale de remplacement agissant sur l'étage i sera déterminée dans les deux directions comme suit :

$$F_{di} = \frac{z_i \cdot (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_i}{\sum_j z_j \cdot (G_k + \sum \psi_2 \cdot Q_k)_j} \cdot F_d \quad (42)$$

où z_i et z_j désignent les hauteurs des étages i et j par rapport au plan dans lequel agit le séisme.

16.5.2.6 Pour les ponts, la méthode des forces de remplacement ne peut être appliquée que pour les ponts poutres et les ponts cadres à une seule travée.

16.5.2.7 Pour tenir compte de l'effet de la torsion sur les bâtiments (due à une excentricité effective ou accidentelle des centres de gravité des masses des différents étages), l'excentricité de la résultante de la force de remplacement agissant sur les étages supérieurs doit être calculée comme suit :

$$e_{d,sup} = 1,5 \cdot e + 0,05 \cdot b \quad (43)$$

$$e_{d,inf} = 0,5 \cdot e - 0,05 \cdot b \quad (44)$$

où e désigne l'excentricité, par rapport au centre de rigidité de l'étage considéré, de la résultante de la force de remplacement agissant sur les étages supérieurs et où b représente la largeur de bâtiment mesurée perpendiculairement à l'action sismique.

16.5.3 Méthode du spectre de réponse

16.5.3.1 La méthode du spectre de réponse sera utilisée pour les ouvrages ne satisfaisant pas aux conditions d'application de la méthode des forces de remplacement énoncées au chiffre 16.5.2.1 ou 16.5.2.6.

16.5.3.2 On utilisera en règle générale un modèle de la structure à trois dimensions. Les systèmes structuraux remplissant les critères du chiffre 16.5.1.3 pourront cependant être calculés dans chacune des deux directions principales à l'aide d'un modèle à deux dimensions.

16.5.3.3 Comme action sismique, la valeur S_d sera appliquée dans chaque direction à prendre en considération.

16.5.3.4 Pour tenir compte de l'effet de torsion dû à une excentricité accidentelle sur les bâtiments, on déterminera la position des centres de gravité des masses des étages dans les deux directions principales comme suit:

$$e_{d,sup} = e + 0,05 \cdot b \quad (45)$$

$$e_{d,inf} = e - 0,05 \cdot b \quad (46)$$

où e désigne l'excentricité effective du centre de gravité des masses par rapport au centre de rigidité de l'étage et où b représente la largeur de l'étage prise perpendiculairement à l'action sismique.

Si deux modèles plans de la structure porteuse sont utilisés, on procédera de manière analogue à celle indiquée au chiffre 16.5.2.7.

16.5.3.5 On prendra en considération les efforts intérieurs et les déplacements par rapport au sol engendrés par tous les modes de vibration qui contribuent notablement au comportement dynamique global de l'ouvrage. En règle générale, la somme des masses modales effectives des modes de vibration considérés doit atteindre au moins 90% de la masse totale de la structure porteuse.

16.5.3.6 La valeur maximale d'un effort intérieur ou d'un déplacement sera déterminée à partir des valeurs correspondantes E_i provenant des modes de vibration considérés. L'équation suivante s'applique:

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2} \quad (47)$$

16.5.4 Composante verticale de l'action sismique

Dans certains cas particuliers, on tiendra également compte de la composante verticale de l'action sismique, par exemple pour les porte-à-faux horizontaux ou pour les poutres supportant des piliers.

16.5.5 Déplacements

16.5.5.1 La valeur de dimensionnement d'un déplacement relatif par rapport à la fondation consécutif à l'action sismique sera déterminée de la manière suivante:

$$u_d = q \cdot u_{sd} \leq \gamma_f \cdot u_e \quad (48)$$

où u_{sd} représente la composante élastique du déplacement par rapport au sol, déterminée sur la base du spectre de dimensionnement, et u_{el} le déplacement calculé à partir du spectre de réponse élastique pour un amortissement visqueux de 5%.

16.5.5.2 Lors de la détermination de u_{sd} et u_{el} on introduira dans le calcul une rigidité moyenne jusqu'au début de l'allongement plastique et on tiendra compte des effets de la torsion causés par l'action sismique.

16.5.5.3 Pour la vérification de l'aptitude au service d'ouvrages de la classe d'ouvrages III, les déformations horizontales sont à limiter à $1/200$ de la hauteur d'étage en présence d'éléments non-structuraux non ductiles et à $1/500$ de la hauteur d'étage en présence d'éléments non-structuraux ductiles.

16.6 Joints parasismiques

- 16.6.1 A titre de protection contre une collision, la largeur des joints situés entre les bâtiments ou entre les parties indépendantes des bâtiments devra être supérieure à la somme des déplacements horizontaux calculés selon le chiffre 16.5.5. Une valeur minimale de 40 mm sera toutefois respectée.
- 16.6.2 Si les déplacements horizontaux sont calculés à l'aide de la méthode du spectre de réponse, la somme des déplacements peut être déterminée selon le chiffre 16.5.3.6.
- 16.6.3 Si les conditions du chiffre 16.6.1 ne peuvent pas être respectées, les bâtiments seront conçus de telle façon qu'une collision éventuelle entre eux ne porte pas atteinte à la sécurité structurale.

16.7 Éléments non-structuraux

- 16.7.1 Si, en cas de défaillance, des éléments de construction non-structuraux d'ouvrages des classes d'ouvrages I, II et III peuvent mettre en danger des personnes ou endommager la structure porteuse, il est nécessaire de vérifier la sécurité structurale pour l'élément de construction lui-même, ses assemblages, ses fixations ou ses ancrages. Les mêmes exigences s'appliquent pour les éléments de construction non-structuraux d'ouvrages des classes d'ouvrages II et III dont la défaillance peut porter préjudice au fonctionnement d'installations importantes, endommager des équipements de grande valeur, ou menacer l'environnement.
- 16.7.2 La force horizontale suivante sera appliquée au centre de gravité des masses de l'élément de construction, dans les deux directions :

$$F_a = \frac{\gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S \cdot G_a}{g \cdot q_a} \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z_a}{h}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \geq \frac{\gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S \cdot G_a}{g \cdot q_a} \quad (49)$$

Dans cette équation, G_a , T_a et z_a désignent le poids propre, la période de vibration fondamentale et la hauteur sur fondation de l'élément de construction. T_1 et h désignent respectivement la période de vibration fondamentale de l'ouvrage dans la direction horizontale considérée et la hauteur totale de l'ouvrage.

- 16.7.3 Le coefficient de comportement q_a pour le dimensionnement des éléments non-structuraux, de leurs assemblages, de leurs fixations ou de leurs ancrages est généralement à fixer à 1,5. Pour la vérification des états limites de soulèvement et de renversement de l'élément non-structural le coefficient de comportement q_a est à fixer à 1,0.

17 EXPLOSION

17.1 Généralités

- 17.1.1 Les fortes surpressions et les hautes températures produites par une explosion sont à considérer comme des actions accidentelles.
- 17.1.2 Les explosions peuvent avoir lieu à l'intérieur d'un ouvrage ou agir sur celui-ci depuis l'extérieur.
- 17.1.3 En règle générale, le danger d'explosion est limité à une zone restreinte. Les effets d'une explosion peuvent cependant avoir une influence sur l'ensemble de l'ouvrage.

17.2 Catégories d'ouvrages

On distingue les catégories d'ouvrages suivantes selon la probabilité d'occurrence d'une explosion et les effets qu'il faut en attendre :

- Catégorie 1 Risque faible d'explosion et dommages mineurs à l'ouvrage et à l'environnement (cas général),
- Catégorie 2 Risque d'explosion moyen à élevé et/ou dommages importants à l'ouvrage et à l'environnement (locaux d'usines chimiques, laboratoires et fabriques de matières explosives; usines à gaz et entrepôts de matières explosives).

17.3 Mesures

- 17.3.1 La priorité sera donnée aux mesures préventives permettant de diminuer la probabilité d'une explosion. Des mesures constructives ne se justifient que si elles peuvent réduire les effets d'une explosion. Lors du choix du concept de la structure, on veillera à ce que la stabilité d'ensemble soit conservée malgré la défaillance d'éléments porteurs isolés exposés à l'action d'une explosion et à ce que la structure porteuse ne subisse aucun dommage excessif.
- 17.3.2 Les mesures constructives seront planifiées dans le cadre d'un concept général de protection. Ce concept comprendra également des mesures relatives à l'exploitation, à l'organisation et à la protection incendie.
- 17.3.3 En règle générale, des mesures constructives ou des vérifications particulières ne sont pas nécessaires pour les ouvrages de la catégorie 1.
- 17.3.4 Pour les ouvrages de la catégorie 2, des mesures constructives particulières doivent être prévues afin de réduire la pression engendrée par une explosion. Elles revêtiront par exemple la forme d'extracteurs ou d'ouvertures permettant d'équilibrer les pressions, de parois de façade en construction légère ou de séparations limitant les dangers d'explosion dans l'ouvrage.
- 17.3.5 Pour les ouvrages de la catégorie 2, les éléments porteurs principaux seront dimensionnés de manière à ce qu'ils puissent résister aux actions dues à une explosion. Les valeurs caractéristiques des pressions et des forces statiques représentant les effets extrêmes de l'explosion seront définies en fonction du projet et indiquées dans la base du projet.

Annexe A (normative)

Charges volumiques, charges de surface et angles de talus naturels

Tableau 28 Charges volumiques moyennes des matériaux

Matériau	Charge volumique kN/m ³	Matériau	Charge volumique kN/m ³
Aluminium	27	Maçonnerie montée sans crépi	
Acier	78,5	briques de terre cuite pleines	18
Béton		briques de terre cuite perforées	13
non armé	24	briques à haute isolation phonique	17
armé	25	briques apparentes perforées	15
Béton léger (à déterminer de cas en cas)		agglomérés de béton pleins	22
Bois		agglomérés de béton perforés	18
résineux en général	5	agglomérés isolants phoniquement	20
feuillus en général	7,5	briques silico-calcaires pleines	20
bois résineux collés	5	briques silico-calcaires perforées	18
panneaux en bois aggloméré	8	agglomérés de béton cellulaire, qualité normale	6
Maçonnerie en pierre		agglomérés de béton cellulaire, haute qualité	7
moellons (calcaire)	24	briques de verre pleines	25
granite	27	briques de verre creuses	14
basalte	30	plaques d'argile cellulaire	12
molasse, grès	24	plaques de plâtre	12
Enduits et crépis		Revêtements de sols	
mortier de chaux	19	dallage en céramique	20
mortier de ciment	22	pierre naturelle	30
mortier de plâtre	12	parquet en bois collé	8
crépis muraux extérieurs	18	linoléum	15
crépis muraux intérieurs	14	Revêtements bitumineux	
		asphalte coulé	24
		revêtement bitumineux (HMT)	24

Tableau 29 Charges moyennes des couvertures et des revêtements par unité de surface

Couverture, revêtement	Charge de surface kN/m ²	Couverture, revêtement	Charge de surface kN/m ²
Ciment armé de fibres	0,18	Sous-toitures	
Tôles profilées, $h = 80$ mm, $d = 0,8$ mm		bardeaux	0,10
en acier	0,12	panneaux de fibres durs	0,05
en aluminium	0,04	panneaux en ciment armé de fibres	0,12
Couverture d'ardoise en ciment armé de fibres		lambris de 24 mm, y.c. une couche de carton bituminé ou une feuille plastique	0,14
recouvrement simple	0,23		
recouvrement double	0,30	Vitrage, y compris châssis	
Tuiles en terre cuite, y compris lattis		verre normal de 5 mm	0,25
tuiles plates, recouvrement double	0,75	verre armé de 6 mm	0,35
tuiles flamandes	0,47	Gravillon, par 10 mm d'épaisseur	0,20
Tuiles en béton, y compris lattis		Carton bitumé, par couche	0,02
tuiles plates	0,55	Feuille plastique	0,02
tuiles flamandes	0,48	Enduits de mortier	0,02

Tableau 30 Charges volumiques et angles de talus naturels des terres, du ballast, des matériaux et denrées stockés

Matériau/denrée	Charge volumique kN/m ³	Angle de talus °	Matériau/denrée	Charge volumique kN/m ³	Angle de talus °
Terres et ballast			Liquides		
sable	15	35	essence	7,3	
tout venant, mélangé	20	27	pétrole, diesel et mazout	8,5	
ballast, concassé	18	35	goudron de houille, bitume	12	
terre, sèche	16	40 à 45	huile minérale de graissage	9,2	
terre, humide	21	20 à 25	huile végétale	9,5	
gravats (en moyenne)	14	30 à 35	Papier		
Combustibles			livres sur étagères	6	
houille	9	35	papier empilé	11	
briquettes, en vrac	9	30	papier en rouleaux	15	
briquettes, empilées	13,5		Fourrage		
coke, en vrac	5		céréales en vrac	7,5	30
bois en bûches:			pommes de terre, betteraves fourragères	7	30
conifère, sec	4,4	45	foin et paille en vrac	1,5	
conifère, humide	6,5	45	herbe en vrac	3,5	
feuillu, sec	7	45	Fumier	9,5	
feuillu, humide	10	45	Denrées alimentaires		
bois en copeaux, en vrac	1,5	25	farine en vrac	6	35
bois en copeaux, compacté	2,5	45	sucres en vrac	9,5	35
Liants			sel en vrac	12	40
chaux hydraulique	12	25	sel en sacs	10	
ciment en silo	16	30			
ciment en sacs	12				
clinker de ciment, en vrac	17	30			

Annexe B (format) Coefficients de poussée des terres

Figure 20 Coefficients K_{ah} pour la composante horizontale de la poussée active sur des parois verticales (selon Coulomb)

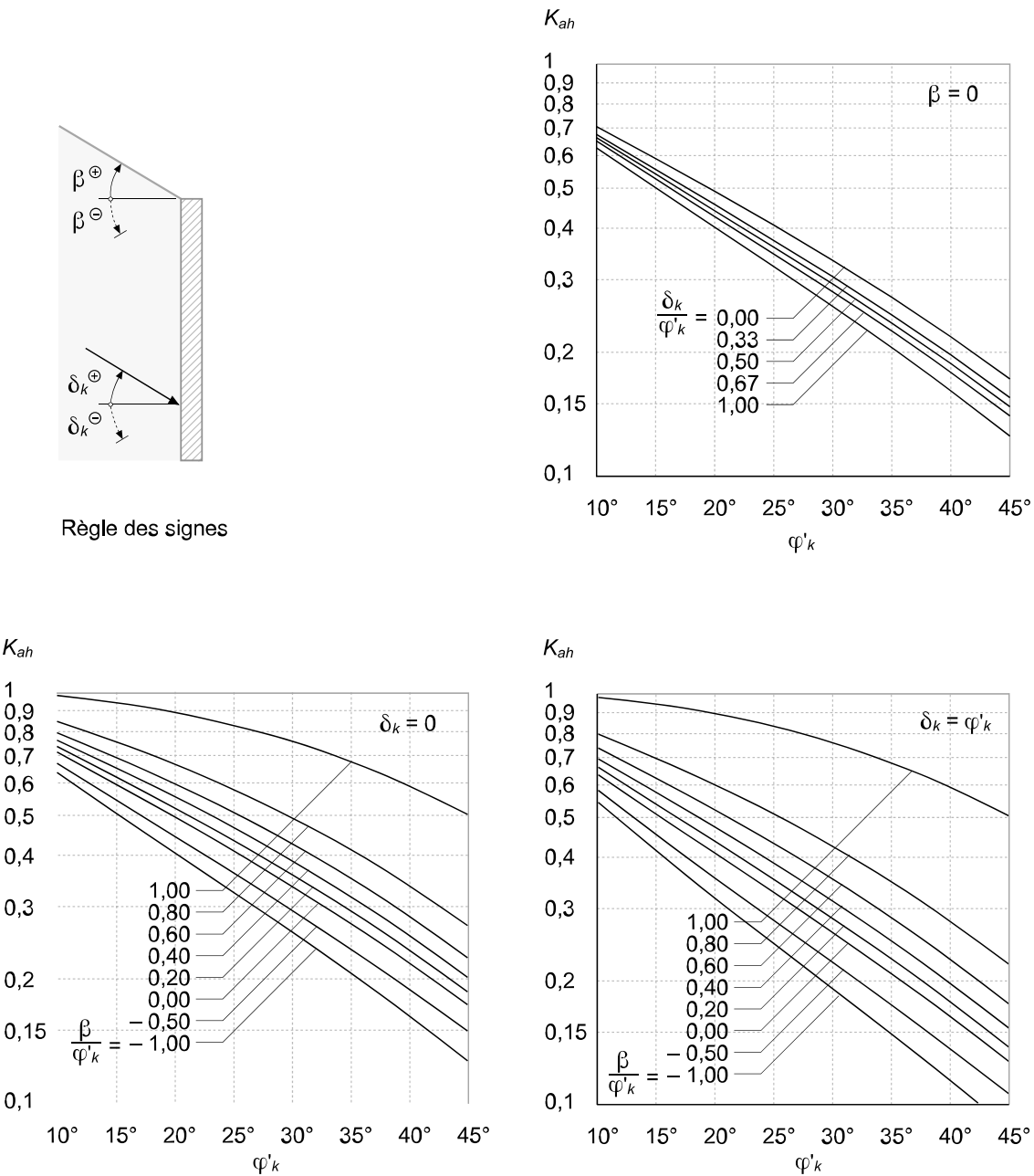
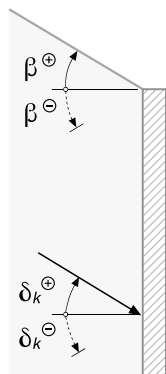
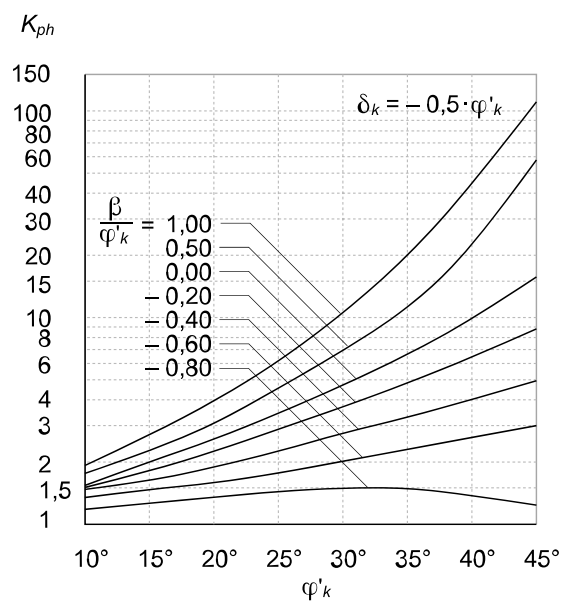
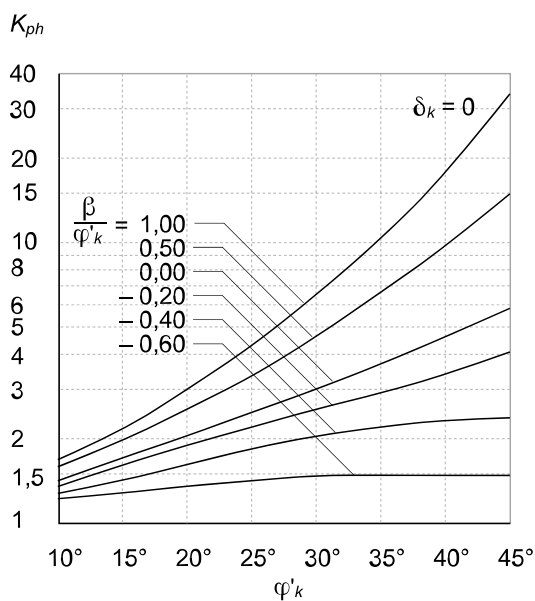
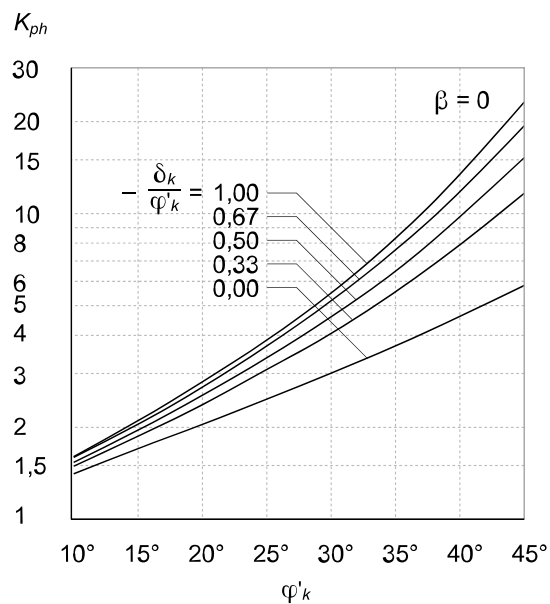


Figure 21 Coefficients K_{ph} pour la composante horizontale de la poussée passive sur des parois verticales (selon Caquot/Kérisel)

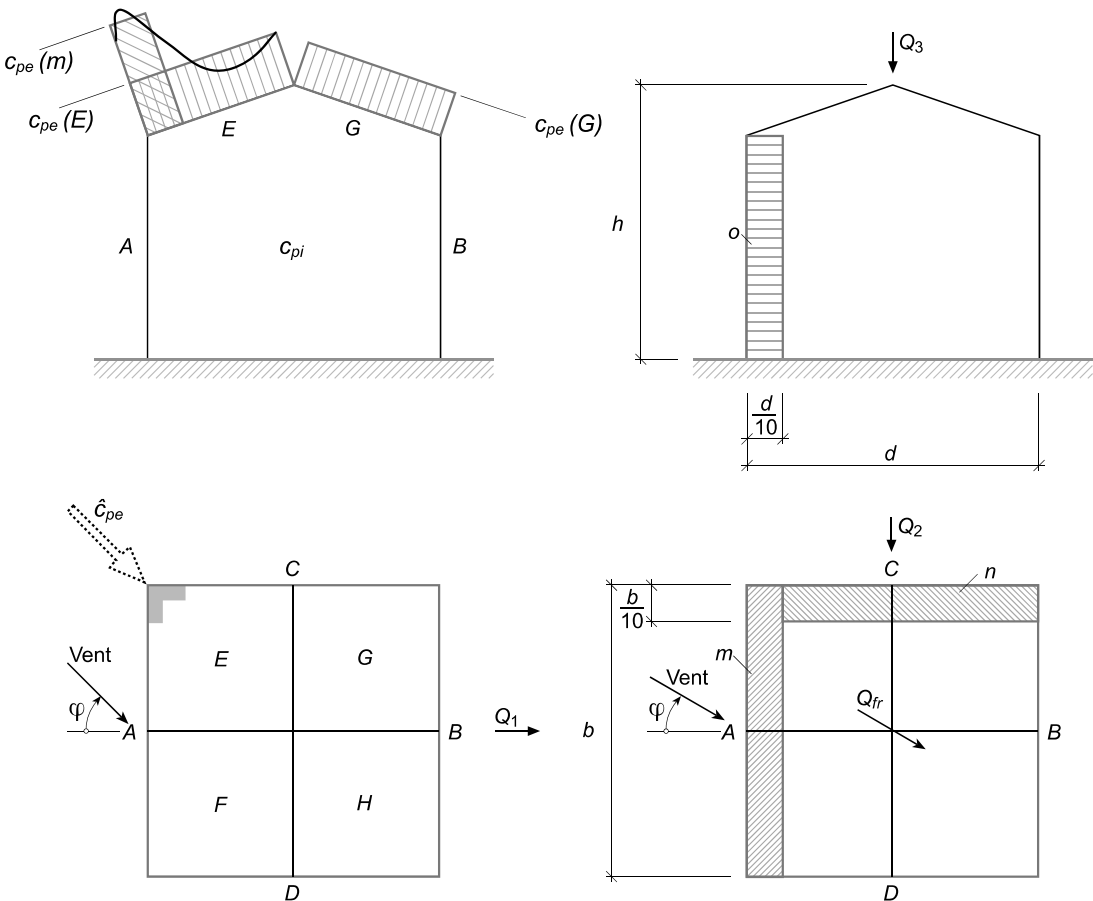


Règle des signes



Annexe C (normative) **Coefficients de force et de pression pour le vent**

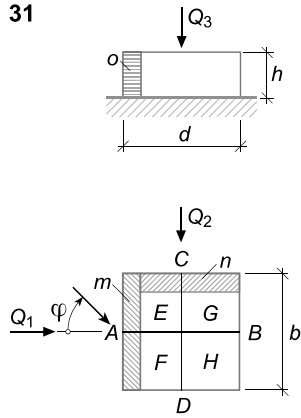
Figure 22 Définition des coefficients de pression, des surfaces des bâtiments et des directions des forces



Surfaces localisées m, n, o Surfaces soumises à une sollicitation locale élevée. Les forces agissant sur elles ne doivent pas être superposées aux forces agissant sur les grandes surfaces.

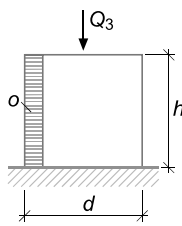
$\hat{c}_{pe}$ Coefficients pour le calcul des pressions maximales qui peuvent agir pendant une courte durée sur des zones sensibles d'un ouvrage (vitres, tuiles et leur fixation).

31

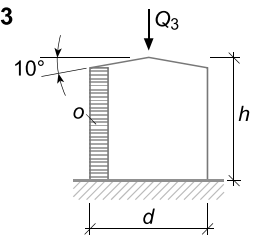
Tableau 31 Coefficients pour $h : b : d = 0,3 : 1 : 1$ à $0,05 : 1 : 1$, toit plat

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force		
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}					C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence		
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	b · h	d · h	d · b
0°	0,7	−0,25	−0,35	−0,35	−0,5	−0,5	−0,25	−0,25	−0,85	−0,45	−0,8	0,15/ −0,21	0,7	−0,25	−0,35	−0,35	0,95	0	−0,38
15°	0,55	−0,25	−0,2	−0,35	−0,5	−0,55	−0,25	−0,3	−0,85	−0,45	−1,0	±0,15	0,55	−0,25	−0,2	−0,35	0,8	0,15	−0,4
45°	0,4	−0,4	0,4	−0,4	−0,45	−0,45	−0,45	−0,25	−0,85	−0,85	−0,45	±0,1	0,4	−0,4	0,4	−0,4	0,8	0,8	−0,4
90°	−0,35	−0,35	0,7	−0,25	−0,5	−0,25	−0,5	−0,25	−0,45	−0,85	0,45	±0,15	−0,35	−0,35	0,7	−0,25	0	0,95	−0,38
									$\hat{c}_{pe} = -2,0$								$c_{fr} = 0$		

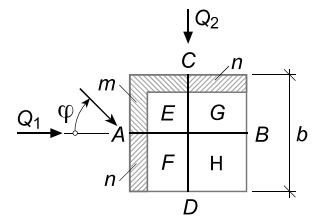
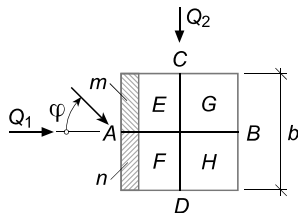
32



33



o: mesure de succion la plus défavorable sur l'arête du bâtiment

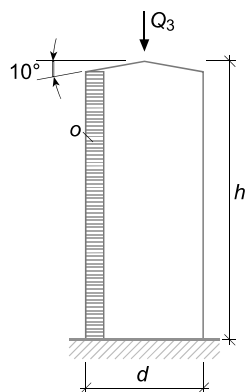
Tableau 32 Coefficients pour $h : b : d = 1 : 1 : 1$, toit plat

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force		
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}				C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés				Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$d \cdot h$	$d \cdot b$
0°	0,75	-0,3	-0,75	-0,75	-1,05	-1,05	-0,45	-0,45	-1,2	-1,2	-0,8	-0,35	0,75	-0,3	-0,8	-0,8	1,05	0	-0,75
15°	0,6	-0,35	-0,5	-0,55	-1,05	-0,8	-0,3	-0,4	-1,2	-1,0	-0,9	-0,25	0,6	-0,35	-0,6	-0,35	0,95	0,05	-0,64
45°	0,35	-0,45	0,35	-0,45	-1,05	-0,6	-0,6	-0,25	-1,5	-0,7	-0,65	±0,1	0,35	-0,45	0,35	-0,45	0,8	0,8	-0,63
90°	-0,75	-0,75	0,75	-0,3	-1,05	-0,45	-1,05	-0,45	-1,8	-0,6	0,55	-0,35	-0,8	-0,8	0,75	-0,3	0	1,05	-0,75
									$\hat{C}_{pe} = -2,0$								$C_{fr} = 0$		

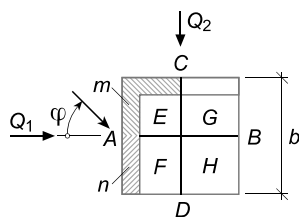
Tableau 33 Coefficients pour $h : b : d = 1 : 1 : 1$, pente du toit 10°

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force		
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}				C_{r1}	C_{r2}	C_{r3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur es côtés				Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$\frac{0,96}{d \cdot h}$	$d \cdot b$
0°	0,75	-0,3	-0,75	-0,75	-1,05	-1,05	-0,4	-0,4	-1,7	-1,7	-0,8	-0,3	0,75	-0,35	-0,75	-0,75	0,9	0	-0,73
15°	0,6	0,4	0,5	-0,55	-1,05	-0,9	-0,35	-0,4	-1,7	-1,7	-0,85	-0,2	0,55	-0,4	-0,45	-0,55	0,86	0,05	-0,68
45°	0,4	-0,45	0,4	-0,45	,05	-0,6	-0,6	-0,35	-1,9	-0,7	-0,65	±0,1	0,45	-0,45	0,45	-0,45	0,74	0,85	-0,65
90°	-0,75	0,75	0,75	-0,3	-1,05	- ,4	-1,05	-0,4	1,7	-1,7	-0,55	-0,	-0,75	-0,75	0,75	-0,35	0	1,05	-0,73
									$\hat{C}_{pe} = -2,0$								$C_{fr} = 0$		

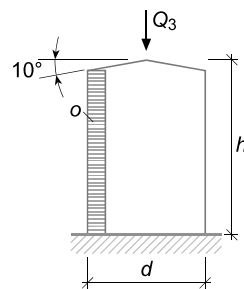
34



o: mesure de succion la plus défavorable sur l'arête du bâtiment



35



o: mesure de succion la plus défavorable sur l'arête du bâtiment

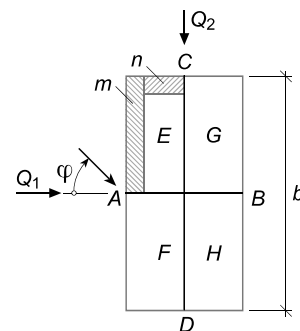


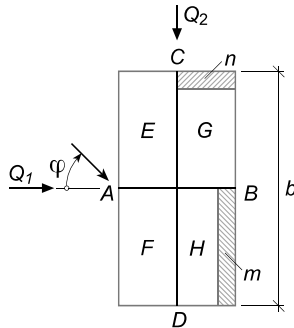
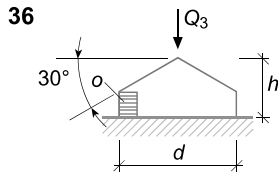
Tableau 34 Coefficients pour $h : b : d = 2,5 : 1 : 1$, pente du toit 10°

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force		
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}					C_{r1}	C_{r2}	C_{r3}
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence		
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$\frac{0,98}{d \cdot h}$	$d \cdot b$
0°	0,85	-0,5	-1,0	-1,0	-1,3	-1,3	-0,5	-0,5	-1,55	-1,55	-1,2	-0,5	0,85	-0,5	-1,1	-1,1	1,27	0	-0,9
15°	0,6	-0,5	-0,7	-0,8	-1,05	-1,0	-0,45	-0,5	-1,4	-1,5	-0,9	-0,4	0,65	-0,65	-0,75	-0,9	1,04	0,1	-0,75
45°	0,35	-0,6	0,35	-0,6	-1,5	-0,65	-0,75	-0,45	-1,9	-1,1	-0,7	-0,15	0,35	-0,65	0,35	-0,65	0,9	0,95	-0,84
90°	-1,0	-1,0	0,85	-0,5	-1,3	-0,7	-1,3	-0,7	-1,55	-0,9	-1,2	-0,5	-1,1	-1,1	0,85	-0,5	0	1,35	-1,0
									$\hat{C}_{pe} = -2,0$								$C_{fr} = 0$		

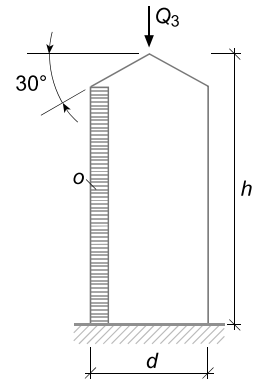
Tableau 35 Coefficients pour $h : b : d = 1,5 : 2 : 1$, pente du toit 10°

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force			
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}					C_{r1}	C_{r2}	C_{r3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$\frac{0,97}{d \cdot h}$	$d \cdot b$	
0°	0,8	−0,4	−0,85	−0,85	−1,1	−1,1	−0,5	−0,5	−1,3	−0,85	−0,9	−0,35	0,8	−0,4	−0,85	−0,85	1,09	0	−0,8	
15°	0,55	−0,4	−0,8	−0,75	−1,05	−0,95	−0,5	−0,55	−1,2	−0,7	−0,85	−0,35	0,55	−0,4	−0,8	−0,65	0,87	−0,05	−0,76	
45°	0,35	−0,5	0,35	−0,55	−1,0	−0,7	−0,7	−0,4	−1,3	−1,1	−0,65	−0,15	0,25	−0,55	0,35	−0,55	0,78	0,9	−0,7	
90°	−0,55	−0,55	0,85	−0,25	−1,05	−0,2	−1,05	−0,2	−0,65	−1,2	−0,5	±0,1	−0,3	−0,3	0,85	−0,25	0	1,1	−0,63	
									$\hat{C}_{pe} = -2,0$									$C_{fr} = 0$		

36



37



o: mesure de succion la plus défavorable sur l'arête du bâtiment

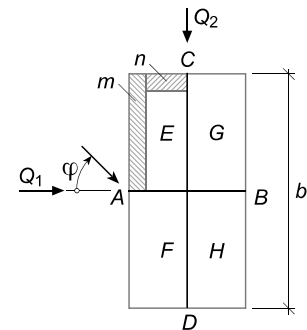
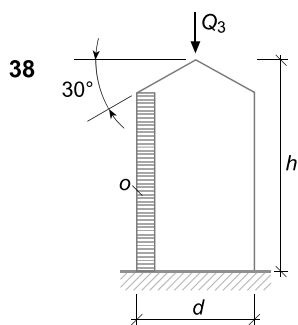


Tableau 36 Coefficients pour $h : b : d = 0,5 : 2 : 1$, pente du toit 30°

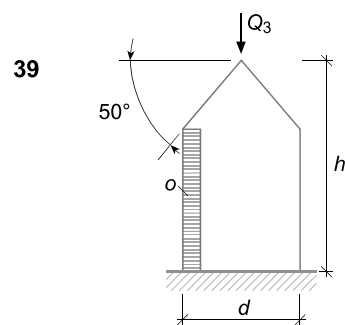
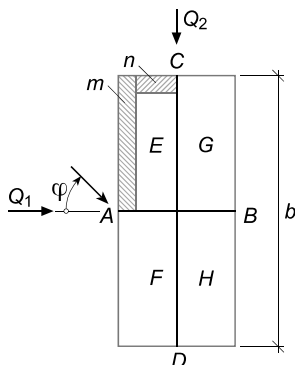
φ	Coefficients de pression																Coefficients de force		
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}					C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence		
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$\frac{0,71}{d \cdot h}$	$d \cdot b$
0°	0,6	−0,35	−0,3	−0,3	0,3	0,3	−0,55	−0,55	−0,65	−0,55	−0,9	±0,1	0,6	−0,35	−0,3	−0,3	0,89	0	−0,13
15°	0,35	−0,35	−0,2	−0,3	0,3	±0,2	−0,55	−0,55	−0,85	−0,6	−1,0	−0,15	0,3	−0,4	−0,4	−0,3	0,76	0,1	−0,25
45°	0,3	−0,35	0,3	−0,35	±0,2	−0,15	−0,8	−0,55	−1,1	−0,95	−0,65	±0,1	0,25	−0,25	0,3	−0,35	0,68	0,65	−0,43
90°	−0,2	−0,2	0,65	−0,25	−0,45	−0,2	−0,45	−0,2	−0,25	−1,2	−0,5	±0,1	−0,1	−0,1	0,65	−0,25	0	0,9	−0,33
									$\hat{C}_{pe} = -2,0$								$C_{fr} = 0$		

Tableau 37 Coefficients pour $h : b : d = 2,5 : 2 : 1$, pente du toit 30°

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force			
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}					C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$\frac{0,94}{d \cdot h}$	$d \cdot b$	
0°	0,8	−0,7	−1,1	−1,1	−0,8	−0,8	−0,55	−0,55	−1,0	−0,8	−1,3	−0,55	0,8	−0,7	−1,1	−1,1	1,3	0	−0,68	
15°	0,6	−0,55	−0,9	−1,0	−0,75	−0,8	−0,55	−0,65	−1,1	−0,7	−1,1	−0,5	0,6	−0,55	−0,9	−1,0	1,0	0,1	−0,69	
45°	0,4	−0,55	0,5	−0,8	−0,45	−0,65	−0,7	−0,8	−1,0	−0,5	−1,0	−0,1	0,4	−0,55	0,5	−0,8	0,86	1,3	−0,65	
90°	−0,6	−0,6	0,85	−0,3	−0,9	−0,3	−0,9	−0,3	−1,0	−0,9	−0,5	−0,2	−0,6	−0,6	0,85	−0,3	0	1,15	−0,6	
									$\hat{c}_{pe} = -2,0$									$c_{fr} = 0$		



o: mesure de succion la plus défavorable sur l'arête du bâtiment



o: mesure de succion la plus défavorable sur l'arête du bâtiment

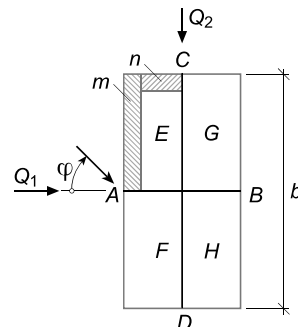
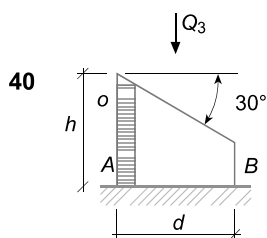


Tableau 38 Coefficients pour $h : b : d = 2 : 2,5 : 1$, pente du toit 30°

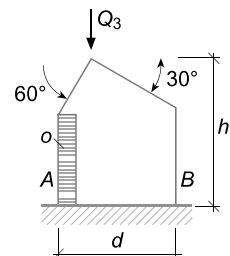
φ	Coefficients de pression																Coefficients de force			
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}					C_{r1}	C_{r2}	C_{r3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$\frac{0,93}{d \cdot h}$	$d \cdot b$	
0°	0,8	−0,6	−0,95	−0,95	−0,45	−0,45	−0,55	−0,55	−0,65	−0,65	−0,9	−0,4	0,8	−0,65	−0,9	−0,9	1,21	0	−0,5	
15°	0,6	−0,55	−0,65	−0,75	−0,25	−0,45	−0,55	−0,65	−0,65	−0,65	−1,1	−0,3	0,6	−0,55	−0,85	−0,75	1,02	0,1	−0,48	
45°	0,4	−0,55	0,4	−0,6	−0,3	−0,4	−0,8	−0,7	−0,6	−0,75	−0,6	0,1	0,4	−0,55	0,35	−0,6	0,87	1,0	−0,55	
90°	−0,6	−0,6	0,85	−0,25	−0,8	−0,3	−0,8	−0,3	−1,1	−1,1	−0,55	−0,15	−0,55	−0,55	0,85	−0,25	0	1,1	−0,55	
									$\hat{C}_{pe} = -2,0$									$C_{fr} = 0$		

Tableau 39 Coefficients pour $h : b : d = 2 : 2 : 1$, pente du toit 50°

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force			
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}					C_{r1}	C_{r2}	C_{r3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$\frac{0,85}{d \cdot h}$	$d \cdot b$	
0°	0,8	−0,85	−0,95	−0,95	0,5	0,5	−0,6	−0,6	0,6	−0,3	−0,9	−0,5	0,8	−0,8	−1,0	−1,0	1,49	0	−0,05	
15°	0,6	−0,7	−0,7	−0,8	0,55	0,4	−0,65	−0,6	0,65	0,5	−0,9	−0,35	0,55	−0,75	−0,8	−0,75	1,24	0,1	−0,08	
45°	0,35	−0,65	0,3	−0,6	0,3	±0,1	−0,6	−0,6	0,45	0,55	−0,9	0,1	0,35	−0,5	0,3	−0,6	0,94	0,9	−0,25	
90°	−0,55	−0,55	0,85	−0,25	−0,7	−0,3	−0,7	−0,3	−0,75	−0,8	0,5	0,3	−0,55	−0,55	0,75	−0,2	0	1,1	−0,5	
									$\hat{c}_{pe} = -2,0$									$c_{fr} = 0$		



41



o: mesure de succion a plus défavorable sur l'arête du bâtiment

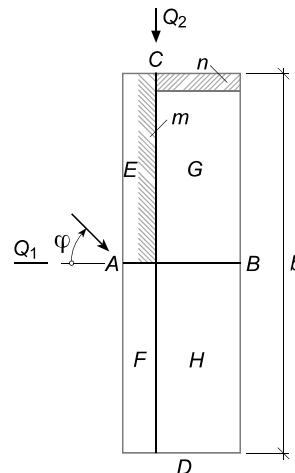
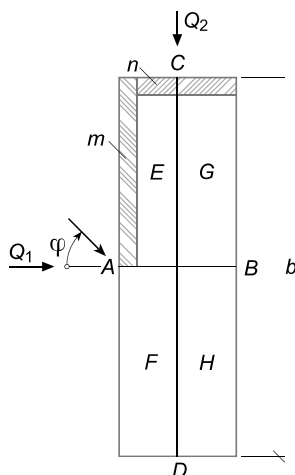


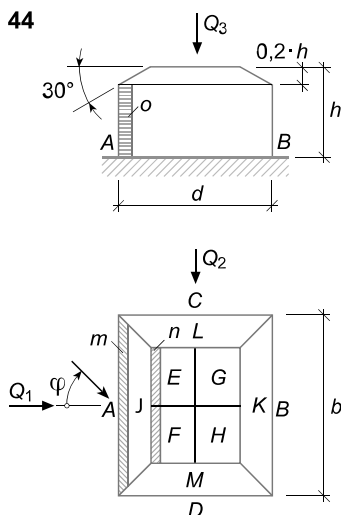
Tableau 40 Coefficients pour $h : b : d = 1 : 4 : 1$, pente du pan de toiture 30°

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force			
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}					C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$\frac{0,71}{d \cdot h}$	$d \cdot b$	
0°	0,8	−0,7	−0,8	−0,8	−0,65	−0,65	−0,75	−0,75	−0,55	−0,7	1,0	−0,2	0,8	−0,7	−0,8	−0,8	1,50	0	−0,7	
45°	0,4	−0,4	±0,1	−0,4	−1,15	−0,6	−0,55	−0,65	−1,4	−1,05	−1,0	±0,1	0,35	−0,35	−0,1	−0,4	0,99	0,5	−0,74	
90°	0,55	−0,25	0,65	−0,2	−0,2	−0,8	−0,3	−0,55	−0,35	−0,7	−0,5	±0,1	−0,15	−0,15	0,5	−0,2	−0,18	0,85	−0,46	
180°	−0,5	0,6	−0,55	−0,55	−0,15	−0,15	0,35	0,35	−0,25	−0,25	−0,5	±0,1	−0,5	0,6	−0,55	−0,55	−0,81	0	0,1	
									$\hat{C}_{pe} = -2,0$									$C_{fr} = 0$		

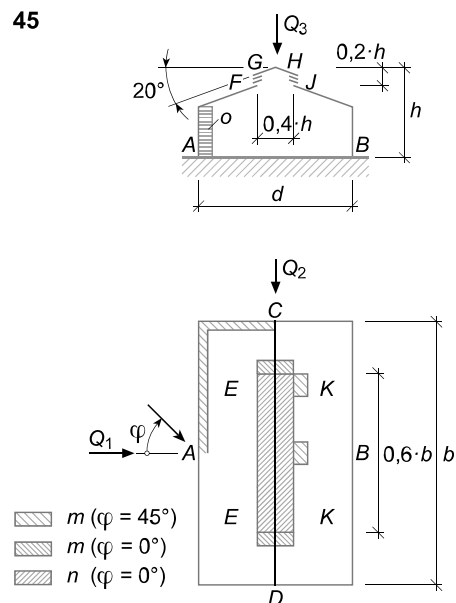
Tableau 41 Coefficients pour $h : b : d = 1,5 : 4 : 1$, toiture asymétrique de pente 60° et 30°

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force			
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}					C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$\frac{0,86}{d \cdot h}$	$d \cdot b$	
0°	0,8	−0,7	−0,8	−0,8	0,5	0,5	−0,7	−0,7	−0,7	−0,7	1,0	−0,2	0,8	−0,7	−0,8	−0,8	1,41	0	−0,40	
15°	0,5	−0,55	−0,7	−0,8	0,5	0,4	−0,8	−0,8	−0,9	−1,0	−1,1	−0,3	0,5	−0,55	−0,7	−0,7	1,11	0,1	−0,49	
45°	0,3	−0,6	0,2	−0,4	0,3	−0,2	−0,8	−0,8	−1,4	−1,05	−1,0	±0,1	0,3	−0,6	0,2	−0,4	0,89	0,6	−0,59	
90°	−0,55	−0,55	0,65	−0,2	−0,2	−0,2	−0,2	−0,2	−1,1	−0,4	−0,5	±0,2	−0,2	−0,2	0,65	−0,2	0	0,85	−0,2	
180°	−0,85	0,6	−0,6	−0,6	−0,7	−0,7	±0,2	±0,2	−0,3	−0,3	−0,5	−0,25	−0,85	0,6	−0,6	−0,6	−1,29	0	−0,33	
									$\hat{C}_{pe} = -2,0$									$C_{fr} = 0$		

44



45

Tableau 44 Coefficients pour bâtiments avec toiture à pans coupés $h : b : d = 2 : 6 : 5$, pente des pans 30°

φ	Coefficients de pression																				Coefficients de force		
	C_{pe}												C_{pe}			C_{pi}					C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}
	Surface d'application												Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence		
	A	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$d \cdot h$	$d \cdot b$
0°	0,8	-0,25	-0,3	-0,3	-0,7	-0,7	-0,2	-0,2	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,7	-0,9	-0,7	±0,1	0,8	-0,25	-0,3	-0,3	0,84	0	-0,38
15°	0,5	-0,25	-0,15	-0,35	-0,7	-0,7	-0,2	-0,2	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,6	-0,8	-0,8	±0,1	0,5	-0,25	-0,15	-0,35	0,6	0,16	-0,38
45°	0,3	-0,3	0,3	-0,3	-0,4	-0,35	-0,35	-0,3	-0,3	-0,2	-0,2	-0,2	-0,8	-0,8	-1,0	±0,1	0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,46	0,48	-0,3
90°	-0,3	-0,3	0,8	-0,25	-0,7	-0,2	-0,7	-0,2	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,9	-0,9	-0,5	±0,1	-0,3	-0,3	0,8	-0,25	0	0,84	-0,38
$\hat{C}_{pe} = -2,0$																		$C_{fr} = 0$					

Tableau 45 Coefficients pour bâtiments avec aération sur toiture $h : b : d = 2 : 7 : 4$, pente du toit 20°

φ	Coefficients de pression																			Coefficients de force			
	c_{pe}												c_{pe}			c_{pi}				c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}	
	Surface d'application												Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés				Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$\frac{0,76}{d \cdot h}$	$d \cdot b$
0°	0,8	-0,4	-0,6	-0,6	-0,2	0,4	-0,7	-0,5	-0,4	-0,4	-	-	-1,2	-1,0	-0,7	±0,1	0,8	-0,4	-0,65	-0,65	0,87	0	-0,34
15°	0,5	-0,35	-0,5	-0,55	-0,2	0,4	-0,7	-0,5	-0,4	-0,4	-	-	-0,6	-0,9	-0,8	±0,1	0,5	0,4	-0,5	-0,5	0,64	0,05	-0,34
45°	0,4	-0,5	0,5	-0,4	-0,3	0,2	-0,9	-0,9	-0,7	-0,5	-	-	-1,0	-1,3	-1,0	±0,1	0,4	-0,5	0,5	-0,4	0,69	0,9	-0,46
90°	-0,5	-0,5	0,8	-0,4	-0,5	-0,3	-0,4	-0,4	-0,3	-0,5	-	-	-1,0	-1,0	-0,5	±0,1	-0,5	-0,5	0,8	-0,4	0	1,2	-0,49
													$\hat{c}_{pe} = -2,0$							$c_{fr} = 0$			

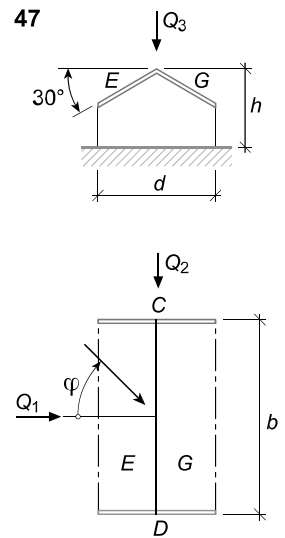
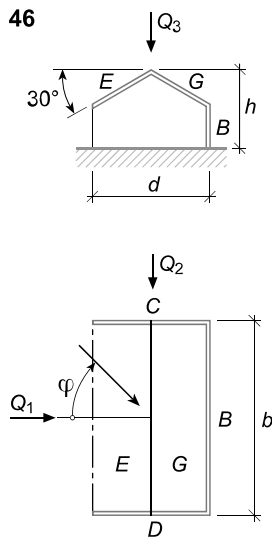


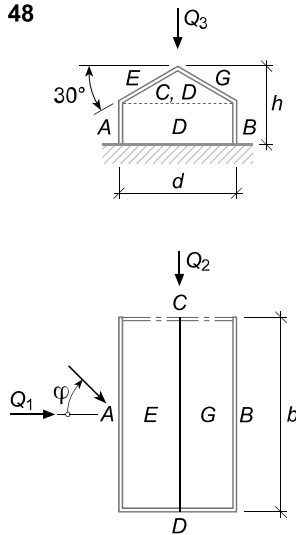
Tableau 46 Coefficients pour bâtiments ouverts d'un seul côté $h : b : d = 1 : 2,5 : 1,5$, pente du toit 30°

φ	Coefficients de pression												Coefficients de force		
	c_{pe}						c_{pi}						c_{r1}	c_{r2}	c_{r3}
	Surface d'application						Surface d'application						Surface de référence		
	A	B	C	D	E	G	A	B	C	D	E	G	$b \cdot h$	$\frac{0,78}{d \cdot h}$	$d \cdot b$
0°	–	–0,4	–0,6	–0,6	–0,25	–0,45	–	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,63	0	–0,9
15°	–	–0,45	0,35	–0,5	–0,25	–0,65	–	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,68	0,85	–0,9
30°	–	–0,4	0,45	–0,4	–0,3	–0,6	–	0,4	0,45	0,45	0,35	0,3	0,58	0,85	–0,78
180°	–	0,7	–0,55	–0,55	–0,35	–0,25	–	–0,3	–0,3	–0,3	–0,3	–0,3	–0,61	0	0
$\hat{c}_{pe} = -2,0$												$c_{fr} = 0$			

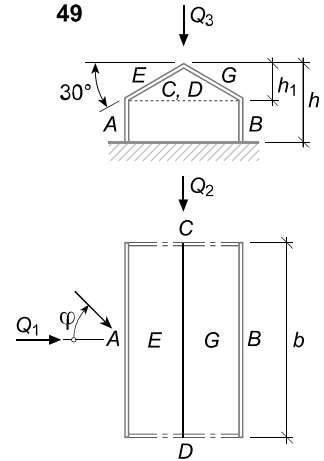
Tableau 47 Coefficients pour bâtiments ouverts sur deux côtés opposés $h : b : d = 1 : 2,5 : 1,5$, pente du toit 30°

φ	Coefficients de pression												Coefficients de force		
	c_{pe}						c_{pi}						c_{r1}	c_{r2}	c_{r3}
	Surface d'application						Surface d'application						Surface de référence		
	A	B	C	D	E	G	A	B	C	D	E	G	$b \cdot h$	$\frac{0,78}{d \cdot h}$	$d \cdot b$
0°	–	–	–0,55	–0,55	0,35	–0,4	–	–	–0,4	–0,4	–0,45	–0,4	0,35	0	0,4
15°	–	–	0,45	–0,35	$\pm 0,1$	–0,6	–	–	–0,4	0,45	–0,3	$\pm 0,1$	0,39	1,65	–0,25
30°	–	–	0,55	–0,4	–0,25	–0,55	–	–	–0,4	0,45	–0,35	$\pm 0,1$	0,32	1,8	–0,28
90°	–	–	0,65	–0,25	–0,4	–0,4	–	–	–0,3	–0,3	–0,3	–0,3	0	0,9	–0,1
$\hat{c}_{pe} = -2,0$												$c_{fr} = 0$			

48



49

Tableau 48 Coefficients pour bâtiments ouverts d'un seul côté $h : b : d = 1 : 2,5 : 1,5$, pente du toit 30°

φ	Coefficients de pression												Coefficients de force		
	c_{pe}						c_{pi}						c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Surface d'application						Surface d'application						Surface de référence		
	A	B	C	D	E	G	A	B	C	D	E	G	$b \cdot h$	$\frac{0,78}{d \cdot h}$	$d \cdot b$
0°	0,65	-0,45	-0,6	-0,6	-0,2	-0,4	-0,55	-0,55	-0,5	-0,6	-0,5	-0,5	0,71	-0,02	0,2
15°	0,4	-0,45	-0,45	-0,4	-0,25	-0,45	0,4	0,6	0,45	0,5	0,45	0,45	0,68	0,71	-0,8
30°	0,3	-0,45	0,7	-0,35	-0,3	-0,6	0,55	0,75	0,55	0,55	0,55	0,55	0,67	0,94	-1,0
90°	-0,3	-0,3	0,7	-0,2	-0,35	-0,35	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0	0,9	-1,05
$\hat{c}_{pe} = -2,0$												$c_{fr} = 0$			

Tableau 49 Coefficients pour bâtiments ouverts sur deux côtés opposés $h : b : d = 1 : 2,5 : 1,5$, pente du toit 30°

φ	Coefficients de pression												Coefficients de force		
	c_{pe}						c_{pi}						c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Surface d'application						Surface d'application						Surface de référence		
	A	B	C	D	E	G	A	B	C	D	E	G	$b \cdot h$	$\frac{0,78}{d \cdot h}$	$d \cdot b$
0°	0,75	-0,45	-0,6	-0,6	$\pm 0,1$	-0,45	-0,45	-0,45	-0,45	-0,45	-0,45	-0,45	0,92	0	0,28
15°	0,35	-0,45	0,45	-0,4	-0,25	-0,5	-0,3	$\pm 0,1$	-0,3	-0,25	-0,25	$\pm 0,1$	0,94	0,9	-0,3
30°	0,1	-0,4	0,7	-0,4	-0,25	-0,6	$\pm 0,1$	$\pm 0,1$	0,1	0,3	0,1	$\pm 0,1$	0,55	1,3	-0,53
90°	-0,3	-0,3	0,7	-0,2	-0,35	-0,35	0,15	0,15	-0,35	-0,35	0,3	0,3	0	0,9	-0,65
$\hat{c}_{pe} = -2,0$												$c_{fr} = 0$			

50

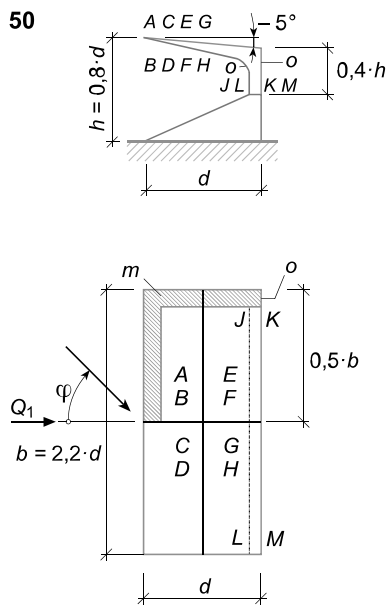


Tableau 50 Coefficients pour tribune ouverte sur trois côtés

φ	c_{pe}				c_{pi}				c_{pe}		c_{pi}	
	A	C	E	G	B	D	F	H	K	M	J	L
0°	-1,1	-1,1	-0,6	-0,6	0,5	0,5	0,6	0,6	-0,4	-0,4	0,4	0,4
45°	-1,1	-1,0	-0,6	-0,6	0,5	0,4	0,3	0,3	-0,4	-0,4	0,2	0,2
135°	-0,35	-0,35	-0,6	-0,6	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0	0,6	0,6	-1,0	-1,0
180°	-0,6	-0,6	-0,5	-0,5	-0,3	-0,3	-0,2	-0,2	0,7	0,7	-0,3	-0,3

Lorsque $\varphi = 45^\circ$, on a pour la surface localisée m du toit: $c_{p,haut} = -2,0$ $c_{p,bas} = 1,0$

Lorsque $\varphi = 60^\circ$, on a pour la surface localisée o de la paroi: $c_{pK} = -1,0$ $c_{pJ} = 1,0$

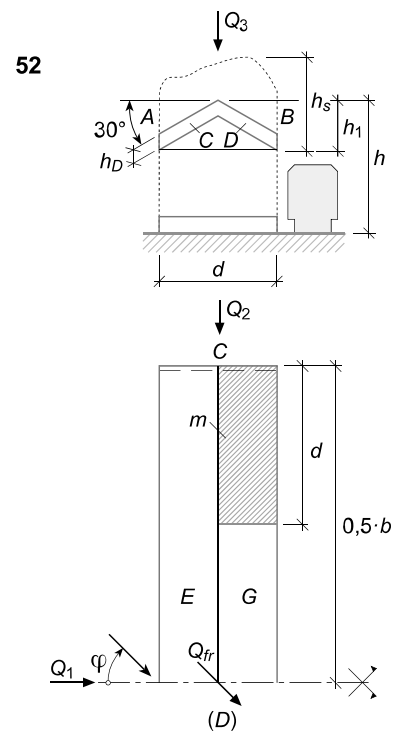
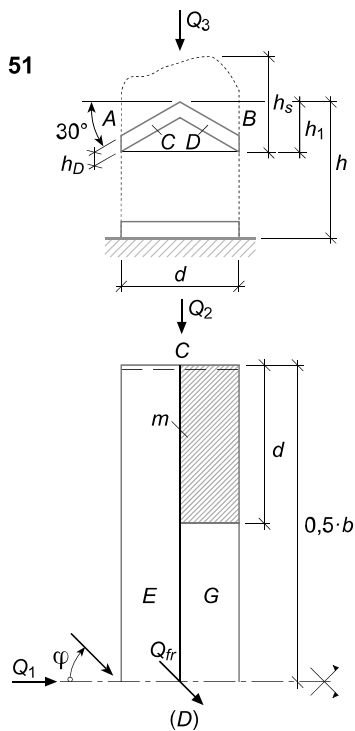


Tableau 51 Coefficients pour marquises de quai $h : b : d = 0,75 : 5 : 1$, pente du toit 30°

φ	Coefficients de pression sans neige												Coefficients de force					
													sans neige			avec neige		
	c_{pe}							c_{pi}					c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}	c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Surface d'application							Surface d'application					Surface de référence					
	A	B	C	D	E	G	m_e	m_i	C	D	E	G	$b \cdot h_1$	$d \cdot h_1$	$d \cdot b$	$b \cdot h_s$	$d \cdot h_s$	$b \cdot d$
0°	0,95	-0,5	-0,9	-0,9	0,5	-0,5	-1,0	-1,0	-0,7	-0,7	-0,7	-0,7	*	0	0,7	1,45	0	0
15°	0,7	-0,45	-0,6	-1,0	0,4	-0,45	-1,1	-1,0	-0,7	-0,55	-0,7	-0,55	*	0,55	0,6	1,15	0,4	0
45°	0,2	-0,6	0,45	-0,6	$\pm 0,1$	-0,6	-1,0	-0,6	-0,4	0,2	-0,3	-0,3	*	1,65	-0,05	0,8	1,05	0
90°	-0,4	-0,4	0,6	-0,3	-0,3	-0,3	-0,8	-0,6	-0,4	0,3	-0,2	-0,2	*	1,6	-0,1	0	0,9	0
$\hat{c}_{pe} = -2,0$													$c_{fr} = 0,05$; surface de référence: $b \cdot d$					

Tableau 52 Coefficients pour marquises de quai en présence d'un convoi $h : b : d = 0,75 : 5 : 1$, pente du toit 30°

φ	Coefficients de pression sans neige												Coefficients de force					
													sans neige			avec neige		
	c_{pe}							c_{pi}					c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}	c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Surface d'application							Surface d'application					Surface de référence					
	A	B	C	D	E	G	m_e	m_i	C	D	E	G	$b \cdot h_1$	$d \cdot h_1$	$d \cdot b$	$b \cdot h_s$	$d \cdot h_s$	$b \cdot d$
0°	0,95	-0,6	-0,9	-0,9	0,2	-0,6	-1,0	0,6	0,4	0,4	0,5	0,3	*	0	-0,6	1,55	0	0
15°	0,7	-0,55	-0,6	-1,0	0,1	-0,55	-1,1	0,5	0,4	0,3	0,4	0,25	*	0,3	-0,55	1,25	0,4	0
45°	0,2	-0,7	0,45	-0,6	-0,1	-0,7	-1,2	0,6	-0,4	0,3	0,2	0,25	*	1,75	-0,63	0,9	1,05	0
90°	-0,4	-0,4	0,6	-0,3	-0,4	-0,4	-0,8	-0,4	-0,4	0,3	-0,2	-0,2	*	1,6	-0,2	0	0,9	0
180°	-0,6	0,8	-0,9	-0,9	-0,55	0,3	-1,0	-0,6	-0,3	-0,3	-0,4	-0,3	*	0	0,23	-1,4	0	0
$\hat{c}_{pe} = -2,0$													$c_{fr} = 0,05$; surface de référence: $b \cdot d$					

* calcul direct de Q_1 : $Q_1 = \{[c_{pe}(A) - c_{pe}(B)] \cdot h_D \cdot b + [c_{pe}(E) - c_{pe}(G) - c_{pi}(E) + c_{pi}(G)] \cdot (h_1 - h_D) \cdot b\} \cdot q_p$

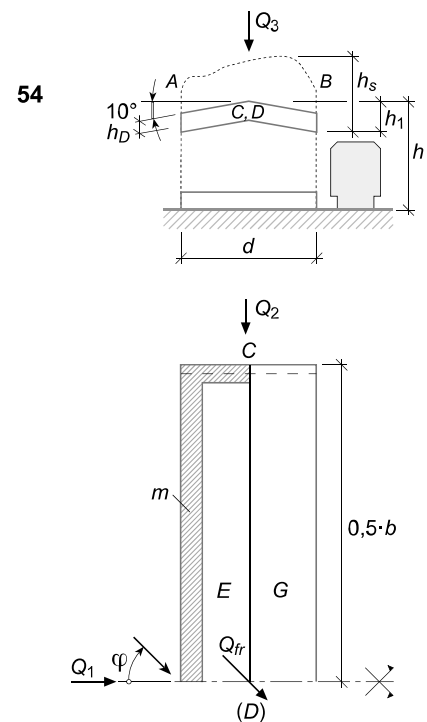
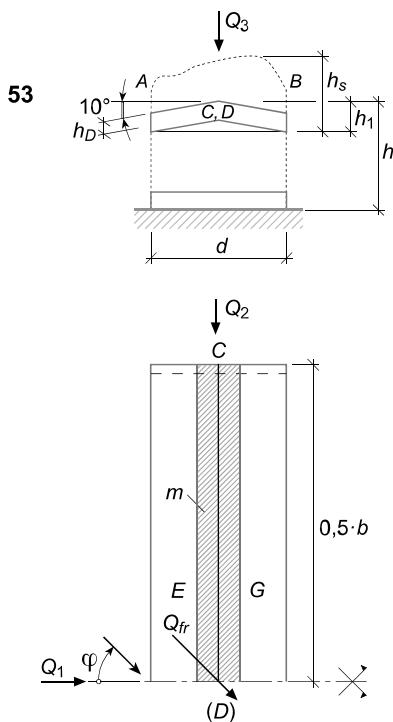


Tableau 53 Coefficients pour marquises de quai $h : b : d = 0,6 : 5 : 1$, pente du toit 10°

φ	Coefficients de pression sans neige												Coefficients de force					
													sans neige			avec neige		
	c_{pe}							c_{pi}					c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}	c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Surface d'application							Surface d'application					Surface de référence					
	A	B	C	D	E	G	m_e	m_i	C	D	E	G	$b \cdot h_1$	$d \cdot h_1$	$d \cdot b$	$b \cdot h_s$	$d \cdot h_s$	$b \cdot d$
0°	0,85	-0,45	-0,9	-0,9	-1,0	-0,3	-0,8	-0,4	-0,2	-0,2	-0,3	-0,15	*	0	-0,43	1,3	0	0
15°	0,7	-0,4	-0,7	-1,0	-0,45	-0,25	-0,65	-0,3	-0,15	0,1	-0,15	-0,15	*	0,55	-0,2	1,1	0,3	0
45°	0,3	-0,6	0,45	-0,6	-0,35	-0,3	-1,05	-0,2	-0,4	0,2	-0,3	-0,1	*	1,65	-0,13	0,9	1,05	0
90°	-0,4	-0,4	0,7	-0,3	-0,3	-0,3	-0,2	-0,3	-0,4	0,3	-0,25	-0,25	*	1,7	-0,05	0	1,0	0
$\hat{c}_{pe} = -2,0$													$c_{fr} = 0,05$; surface de référence: $b \cdot d$					

Tableau 54 Coefficients pour marquises de quai en présence d'un convoi $h : b : d = 0,6 : 5 : 1$, pente du toit 10°

φ	Coefficients de pression sans neige												Coefficients de force					
													sans neige			avec neige		
	c_{pe}							c_{pi}					c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}	c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Surface d'application							Surface d'application					Surface de référence					
	A	B	C	D	E	G	m_e	m_i	C	D	E	G	$b \cdot h_1$	$d \cdot h_1$	$d \cdot b$	$b \cdot h_s$	$d \cdot h_s$	$b \cdot d$
0°	0,85	-0,45	-0,9	-0,9	-1,1	-0,4	-1,3	0,6	0,4	0,4	0,5	0,3	*	0	-1,15	1,3	0	0
15°	0,7	-0,4	-0,7	-1,0	-0,8	-0,35	-0,95	0,5	0,4	0,3	0,4	0,25	*	0,2	-0,9	1,1	0,3	0
45°	0,3	-0,6	0,45	-0,6	-0,4	-0,4	-0,6	0,3	-0,4	0,3	0,2	0,25	*	1,75	-0,63	0,9	1,05	0
90°	-0,4	-0,4	0,7	-0,3	-0,3	-0,3	-0,2	0,1	-0,4	0,3	-0,2	-0,2	*	1,7	-0,1	0	1,0	0
180°	-0,5	0,8	-0,9	-0,9	-0,4	-0,6	-0,6	-0,3	-0,3	-0,3	-0,25	-0,35	*	0	-0,2	-1,3	0	0
$\hat{c}_{pe} = -2,0$													$c_{fr} = 0,05$; surface de référence: $b \cdot d$					

* calcul direct de Q_1 : $Q_1 = \{[c_{pe}(A) - c_{pe}(B)] \cdot h_D \cdot b + [c_{pe}(E) - c_{pe}(G) - c_{pi}(E) + c_{pi}(G)] \cdot (h_1 - h) \cdot b\} \cdot q_p$

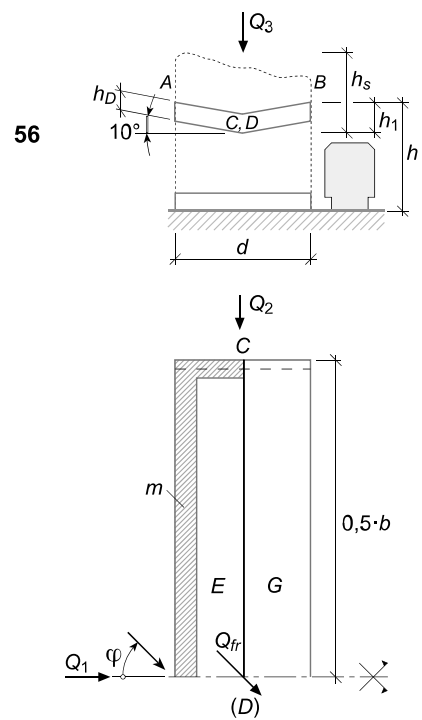
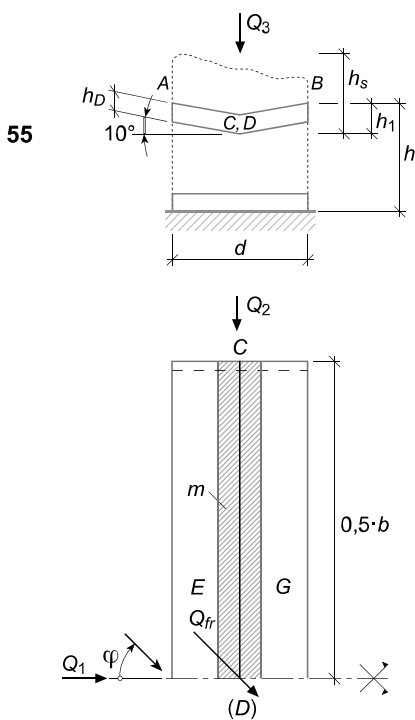


Tableau 55 Coefficients pour marquises de quai $h : b : d = 0,6 : 5 : 1$, pente du toit -10° vers l'intérieur

φ	Coefficients de pression sans neige												Coefficients de force					
													sans neige			av c neige		
	c_{pe}							c_{pi}					c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}	c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Surface d'application							Surface d'application					Surface de référence					
	A	B	C	D	E	G	m_e	m_i	C	D	E	G	$b \cdot h_1$	$d \cdot h_1$	$d \cdot b$	$b \cdot h_s$	$d \cdot h_s$	$b \cdot d$
0°	0,85	-0,45	-0,9	-0,9	-0,5	-0,25	-0,5	-0,7	-0,5	-0,5	-0,45	-0,3	*	0	0	1,3	0	0
15°	0,7	-0,4	-0,7	-1,0	-0,4	-0,2	-0,4	-0,7	-0,4	-0,3	-0,4	-0,4	*	0,4	0,1	1,1	0,3	0
45°	0,3	-0,6	0,45	-0,5	-0,25	0,15	-0,3	-0,75	-0,3	0,1	-0,25	-0,4	*	1,35	0,28	0,9	0,95	0
90°	-0,4	-0,4	0,7	-0,2	-0,15	-0,15	-0,2	-0,6	-0,4	0,3	-0,3	-0,35	*	1,6	0,18	0	0,9	0
$\hat{c}_{pe} = -2,0$													$c_{fr} = 0,05$; surface de référence: $b \cdot d$					

Tableau 56 Coefficients pour marquises de quai en présence d'un convoi $h : b : d = 0,6 : 5 : 1$, pente du toit -10° vers l'intérieur

φ	Coefficients de pression sans neige												Coefficients de force					
													sans neige			avec neige		
	c_{pe}							c_{pi}					c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}	c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Surface d'application							Surface d'application					Surface de référence					
	A	B	C	D	E	G	m_e	m_i	C	D	E	G	$b \cdot h_1$	$d \cdot h_1$	$d \cdot b$	$b \cdot h_s$	$d \cdot h_s$	$b \cdot d$
0°	0,85	-0,45	-0,9	-0,9	-0,6	-0,4	-0,8	0,2	-0,4	-0,4	0,2	-0,15	*	0	-0,53	1,3	0	0
15°	0,7	-0,4	-0,7	-1,0	-0,5	-0,3	-0,7	0,3	-0,4	-0,1	0,2	-0,15	*	0,6	-0,43	1,1	0,3	0
45°	0,3	-0,6	0,45	-0,5	-0,35	-0,15	-0,75	-0,35	-0,3	$\pm 0,1$	-0,15	-0,2	*	1,35	-0,08	0,9	0,95	0
90°	-0,4	-0,4	0,7	-0,3	-0,2	-0,2	-0,4	-0,2	-0,4	0,3	-0,35	-0,4	*	1,7	0,18	0	0,9	0
180°	-0,5	0,8	-0,9	-0,9	-0,4	-0,5	-0,6	-0,2	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	*	0	-0,2	-1,3	0	0
$\hat{c}_{pe} = -2,0$													$c_{fr} = 0,05$; surface de référence: $b \cdot d$					

* calcul direct de Q_1 : $Q_1 = \{[c_{pe}(A) - c_{pe}(B)] \cdot h_D \cdot b + [c_{pe}(E) - c_{pe}(G) - c_{pi}(E) + c_{pi}(G)] \cdot (h_1 - h_D) \cdot b\} \cdot q_p$

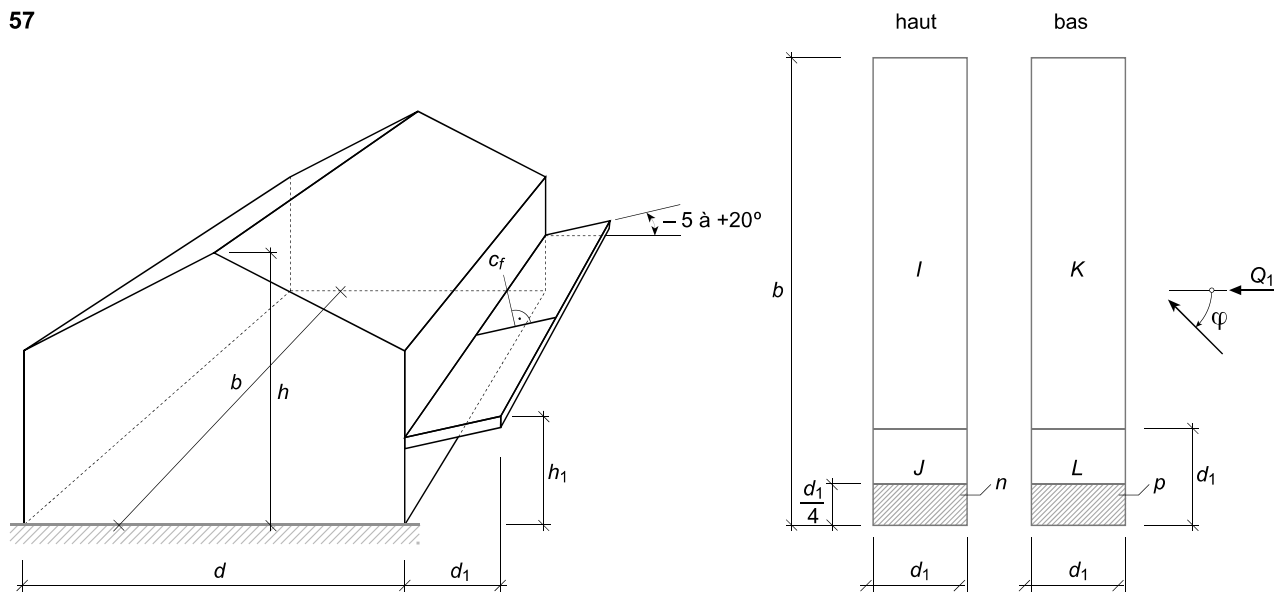


Tableau 57a Coefficients pour avant-toits, $\frac{h_1}{d_1} = 0,875$, $\frac{h_1}{h} = 0,33$ à $0,50$

φ	Coefficients de pression						Coefficients de force	
	C_{pe}				C_{pe}		C_f	
	Surface d'application				Surface localisée		Surface de référence	
	I	J	K	L	n	p	$b \cdot d_1 - d_1^2$	d_1^2
0°	-0,24	-0,11	0,40	0,39	-0,37	-0,49	-0,64	-0,50
15°	-0,23	-0,25	0,33	0,39	-0,33	-0,37	-0,56	-0,64
30°	-0,11	-0,27	0,28	0,49	$\pm 0,30$	0,54	-0,39	-0,76
45°	-0,11	-0,24	0,20	0,39	$\pm 0,40$	0,50	-0,31	-0,63
90°	-0,15	$\pm 0,41$	-0,24	-0,55	-0,73	-0,94	0,09	0,95

Tableau 57b Coefficients pour avant-toits, $\frac{h_1}{d_1} = 1,625$, $\frac{h_1}{h} = 0,48$ à $0,65$

φ	Coefficients de pression						Coefficients de force	
	C_{pe}				C_{pe}		C_f	
	Surface d'application				Surface localisée		Surface de référence	
	I	J	K	L	n	p	$b \cdot d_1 - d_1^2$	d_1^2
0°	-0,23	-0,24	0,47	0,41	-0,40	-0,62	-0,70	-0,65
15°	-0,26	-0,28	0,46	0,49	-0,49	-0,49	-0,72	-0,76
30°	-0,23	-0,31	0,33	0,52	$\pm 0,40$	0,63	-0,56	-0,82
45°	-0,15	-0,28	0,24	0,45	$\pm 0,50$	0,61	-0,39	-0,73
90°	-0,19	$\pm 0,53$	-0,28	-0,82	-0,82	-1,04	0,09	1,35

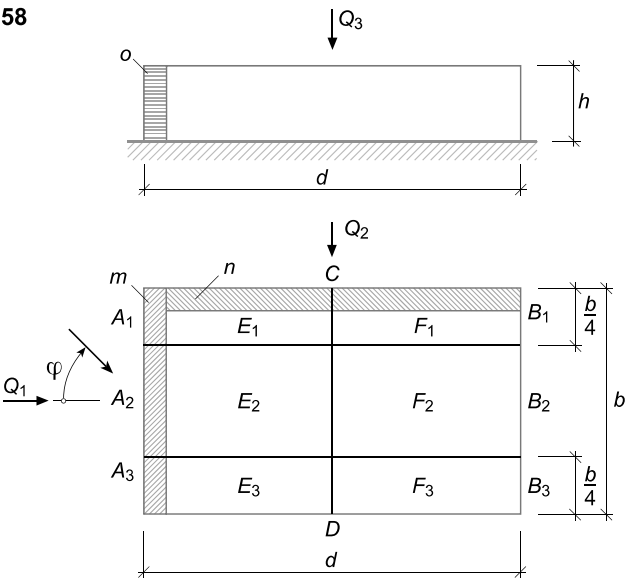
Tableau 57c Coefficients pour avant-toits, $\frac{h_1}{d_1} = 2,125$, $\frac{h_1}{h} = 0,55$ à $0,71$

φ	Coefficients de pression						Coefficients de force	
	c_{pe}				c_{pe}		c_f	
	Surface d'application				Surface localisée		Surface de référence	
	I	J	K	L	n	p	$b \cdot d_1 - d_1^2$	d_1^2
0°	-0,25	-0,28	0,56	0,46	-0,49	-0,70	-0,81	-0,75
15°	-0,29	-0,22	0,51	0,48	-0,84	-0,64	-0,80	-0,70
30°	-0,29	-0,26	0,45	0,55	±0,40	0,60	-0,73	-0,81
45°	-0,22	-0,27	0,29	0,50	±0,50	0,63	-0,51	-0,76
90°	-0,18	±0,57	-0,35	-0,81	-0,87	-1,15	0,17	1,38

Tableau 57d Coefficients pour avant-toits, $\frac{h_1}{d_1} = 2,675$, $\frac{h_1}{h} = 0,61$ à $0,75$

φ	Coefficients de pression						Coefficients de force	
	c_{pe}				c_{pe}		c_f	
	Surface d'application				Surface localisée		Surface de référence	
	I	J	K	L	n	p	$b \cdot d_1 - d_1^2$	d_1^2
0°	-0,34	-0,35	0,61	0,51	-0,51	-0,71	-0,95	-0,87
15°	-0,34	-0,33	0,53	0,61	-0,81	-0,64	-0,87	-0,94
30°	-0,39	-0,31	0,44	0,58	±0,60	0,34	-0,83	-0,89
45°	-0,39	-0,30	0,32	0,48	±0,60	0,37	-0,72	-0,78
90°	-0,24	±0,67	-0,36	-0,80	-1,12	-0,74	0,2	1,47

58



φ	Coefficients de pression						
	c_{pe}						
	Surface d'application						
	A_1	A_2	A_3	B_1	B_2	B_3	
0°	0,30	0,60	0,30	-0,30	-0,50	-0,30	
15°	0,25	0,50	0,25	-0,30	-0,5	-0,30	
30°	0,20	0,45	0,20	-0,30	-0,50	-0,30	
45°	0,20	0,35	0,35	-0,30	-0,55	-0,30	
90°	-0,60	-0,35	-0,35	-0,60	-0,35	-0,35	

59

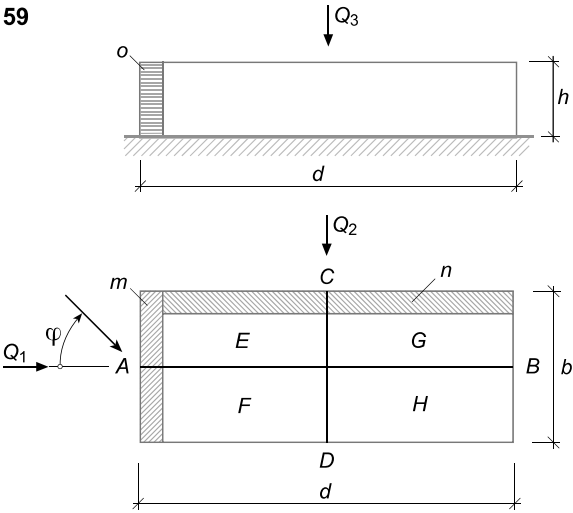


Tableau 58 Coefficients pour $h : b : d = 0,2 : 0,6 : 1,0$ ou $1,0 : 3,0 : 5,0$ pour $h \approx 8,00$ m , toit plat

	Coefficients de pression																Coefficients de force		
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}					C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}
									Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence		
	C	D	E_1	E_2	E_3	F_1	F_2	F_3	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$d \cdot h$	$d \cdot b$
	-0,40	-0,40	-0,50	-0,60	-0,50	-0,50	-0,50	-0,50	-0,85	-0,45	-0,80	±0,1	0,50	-0,35	-0,40	-0,40	0,85	0	-0,52
	-0,30	-0,40	-0,50	-0,60	-0,50	-0,50	-0,50	-0,50	-0,85	-0,45	-1,0	±0,1	0,40	-0,35	-0,30	-0,40	0,81	0,10	-0,52
	0,30	-0,40	-0,50	-0,60	-0,60	-0,45	-0,45	-0,40	-0,85	-0,50	-0,50	±0,1	0,35	-0,35	±0,3	-0,40	0,78	0,70	-0,50
	0,40	-0,40	-0,45	-0,60	-0,70	-0,45	-0,45	-0,35	-0,85	-0,85	-0,45	±0,1	0,30	-0,40	0,40	-0,40	0,75	0,80	-0,50
	0,70	-0,35	-0,60	-0,50	-0,40	-0,60	-0,50	-0,40	-0,45	-0,85	-0,45	±0,1	-0,50	-0,50	0,70	-0,35	0	1,05	-0,50
									$\hat{C}_{pe} = -2,0$								$C_{fr} = 0$		

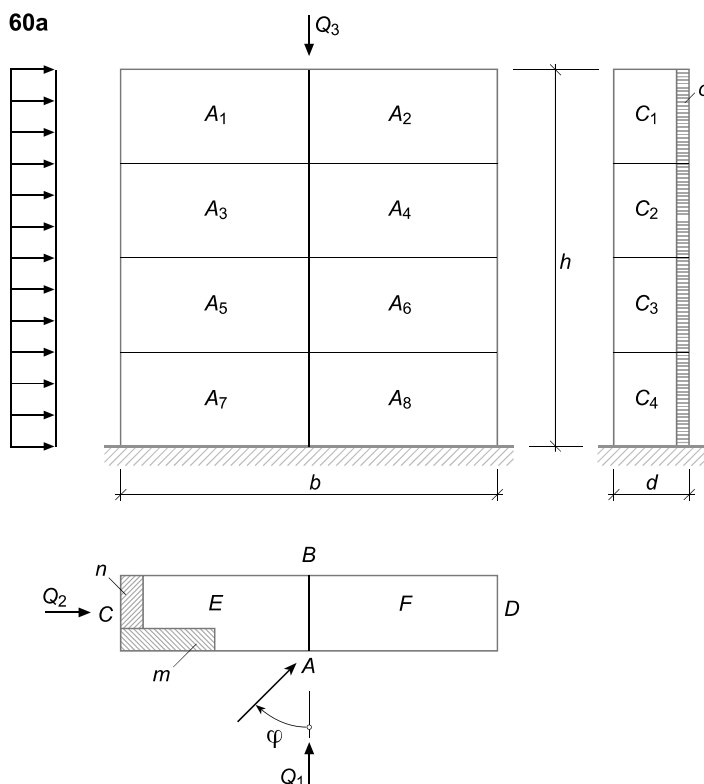
Tableau 59a Coefficients pour $h : b : d = 1 : 2 : 5$ pour $h \approx 8,00$ m , toit plat

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force		
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}				C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés				Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$d \cdot h$	$d \cdot b$
0°	0,60	-0,30	-0,40	-0,40	-0,60	-0,60	-0,30	-0,30	-0,85	-0,45	-0,80	±0,10	0,60	-0,30	-0,40	-0,40	0,90	0	-0,45
15°	0,50	-0,30	-0,30	-0,40	-0,60	-0,60	-0,30	-0,35	-0,85	-0,45	-1,00	±0,10	0,50	-0,30	-0,30	-0,40	0,80	0,10	-0,46
45°	0,35	-0,30	0,40	-0,40	-0,35	-0,45	-0,45	-0,30	-0,85	-0,85	-0,45	±0,10	0,35	-0,30	0,40	-0,40	0,65	0,80	-0,39
90°	-0,35	-0,35	0,70	-0,25	-0,40	-0,25	-0,40	-0,25	-0,45	-0,85	-0,45	±0,10	-0,35	-0,35	0,70	-0,25	0	0,95	-0,33
									$\hat{c}_{pe} = -2,0$								$c_{fr} = 0$		

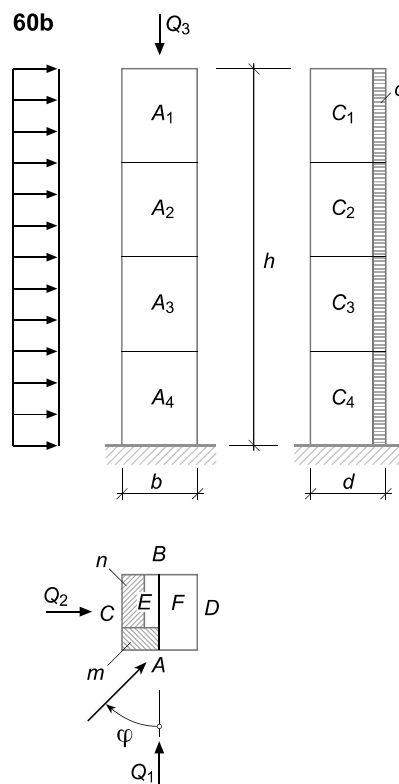
Tableau 59b Coefficients pour $h : b : d = 1 : 2 : 5$ pour $h \approx 16,00$ m , toit plat

φ	Coefficients de pression																Coefficients de force		
	C_{pe}								C_{pe}			C_{pi}				C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés				Surface de référence			
	A	B	C	D	E	F	G	H	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$d \cdot h$	$d \cdot b$
0°	0,70	-0,30	-0,50	-0,50	-0,65	-0,65	-0,30	-0,30	-1,00	-0,50	-0,80	±0,10	0,60	-0,30	-0,50	-0,50	1,00	0	-0,48
15°	0,50	-0,35	-0,30	-0,45	-0,60	-0,65	-0,30	-0,30	-1,00	-0,50	-1,00	±0,10	0,50	-0,35	-0,30	-0,45	0,85	0,15	-0,46
45°	0,40	-0,45	±0,10	-0,30	-0,45	-0,45	-0,45	-0,25	-1,00	-1,00	-0,50	±0,10	0,40	-0,45	±0,10	-0,30	0,85	0,40	-0,39
90°	-0,35	-0,35	0,70	-0,20	-0,60	-0,30	-0,60	-0,30	-0,50	-1,00	-0,50	±0,10	-0,30	-0,30	0,50	-0,20	0	0,95	-0,45
									$\hat{c}_{pe} = -2,0$								$c_{fr} = 0$		

60a



60b

Tableau 60a Coefficients pour bâtiments élevés $h : b : d = 5 : 5 : 1$ à $5 : 10 : 1$, toit plat

φ	Coefficients de pression																		
	C_{pe}																		
	Surface d'application																		
	A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	A_6	A_7	A_8	B_1	B_2	B_3	B_4	B_5	B_6	B_7	B_8	C_1	C_2	
0°	0,8	0,8	0,85	0,85	0,7	0,7	0,6	0,6	−0,6	−0,6	−0,8	−0,8	−0,8	−0,8	−0,7	−0,7	−0,9	−0,9	
15°	0,7	0,65	0,8	0,7	0,6	0,5	0,6	0,5	−0,45	−0,45	−0,45	−0,5	−0,5	−0,55	−0,7	−0,6	−0,65	−0,75	
45°	0,5	0,35	0,6	0,35	0,5	0,3	0,45	0,3	−0,65	−0,45	−0,6	−0,45	−0,55	−0,45	−0,6	−0,55	0,35	0,35	
90°	−0,75	−0,3	−0,8	−0,45	−0,9	−0,45	−0,8	−0,45	−0,3	−0,75	−0,45	−0,8	−0,45	−0,9	−0,45	−0,8	0,65	0,75	

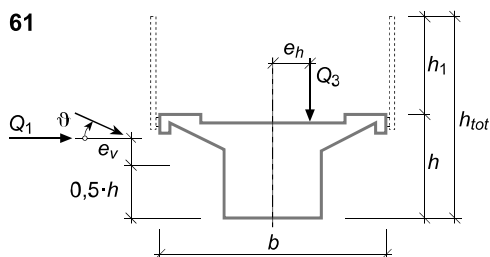
Tableau 60b Coefficients pour bâtiments élevés $h : b : d = 5 : 1 : 1$

φ	Coefficients de pression																	
	c_{pe}																	
	Surface d'application																	
	A_1	A_2	A_3	A_4	B_1	B_2	B_3	B_4	C_1	C_2	C_3	C_4	D_1	D_2	D_3	D_4		
0°	1,05	0,90	0,80	0,60	−0,50	−0,40	−0,40	−0,35	−1,20	−1,10	−0,80	−0,60	−1,20	−1,10	−0,80	−0,60		
15°	1,00	0,85	0,75	0,55	−0,50	−0,40	−0,40	−0,35	−1,10	−1,10	−0,80	−0,60	−1,10	−1,10	−1,20	−0,80		
45°	0,50	0,55	0,45	0,30	−0,60	−0,70	−0,70	−0,60	0,50	0,55	0,45	0,30	−0,60	−0,70	−0,70	−0,60		

	Coefficients de pression																Coefficients de force		
	c_{pe}								c_{pe}			c_{pi}				c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}	
	Surface d'application								Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés				Surface de référence			
	C_3	C_4	D_1	D_2	D_3	D_4	E	F	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$d \cdot h$	$b \cdot d$
	-1,0	-1,05	-0,9	-0,9	-1,0	-1,05	-0,95	-0,95	-1,2	-1,2	-1,2	-0,2	0,75	-0,75	-0,95	-0,95	1,46	0	-0,95
	-0,85	-0,95	-0,8	-0,85	-0,95	-1,0	-0,9	-0,7	-1,0	-1,0	-1,0	±0,1	0,65	-0,55	-0,8	-0,9	1,16	0,1	-0,8
	0,35	0,3	-0,6	-0,55	-0,6	-0,65	-0,75	-0,6	-1,5	-1,3	0,6	±0,1	0,45	-0,55	0,35	-0,6	0,96	0,94	-0,68
	0,7	0,6	-0,5	-0,5	-0,5	-0,55	-0,95	-0,7	-1,8	-1,0	0,5	-0,5	-0,6	-0,6	0,7	-0,5	0	1,19	-0,83

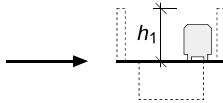
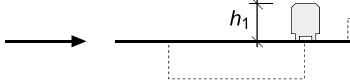
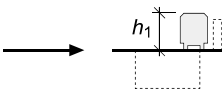
	Coefficients de pression										Coefficients de force		
	c_{pe}		c_{pe}			c_{pi}					c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Surface d'application		Surface localisée			Ouvertures prépondérantes sur les côtés					Surface de référence		
	E	F	m	n	o	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$d \cdot h$	$b \cdot d$
	-1,3	-0,5	-1,55	-1,55	-1,2	-0,5	0,85	-0,5	-1,1	-1,1	1,25	0	-0,9
	-1,05	-0,5	-1,4	-1,5	-0,9	-0,4	0,65	-0,65	-0,75	-0,9	1,20	0,15	-0,75
	-1,5	-0,75	-1,9	-1,1	-0,7	-0,15	0,35	-0,65	0,35	-0,65	1,10	1,10	-0,84

61

Tableau 61 Coefficients pour ponts, $c_{red} = 1,0$; coefficients de force globaux

			$h_1 : b = 0$				$h_1 : b = 0,15$				
			c_{f1}	c_{f3}	e_v/h	e_h/b	c_{f1}	c_{f3}	e_v/h	e_h/b	
			ϑ	$l \cdot h_{tot}$	$l \cdot b$	h	b	$l \cdot h_{tot}$	$l \cdot b$	h	b
$h : b = 0,110$			0°	1,45	0,32	-0,27	-0,09	0,92	0,02	0,09	0,00
			-6°	1,45	-0,34	1,41	-0,26	0,92	-0,45	0,73	-0,10
			-10°	1,55	-0,79	0,59	-0,20	1,12	-0,54	0,73	-0,10
$h : b = 0,282$			0°	1,65	-0,41	1,13	-0,19	1,00	-0,48	0,95	-0,18
			-6°	1,42	-0,61	0,92	-0,22	1,13	-0,38	1,00	-0,13
			-10°	1,38	-0,61	0,84	-0,20	1,24	-0,30	1,05	-0,10
$h : b = 0,510$			0°	1,72	-0,87	0,56	-0,04	1,32	-0,79	0,57	0,04
			-6°	1,73	-0,78	0,52	-0,01	1,42	-0,62	0,55	-0,02
			-10°	1,74	-0,59	0,47	0,00	1,52	-0,45	0,55	-0,01
$h : b = 0,110$			0°	1,55	0,14	-0,48	-0,09	1,19	-0,14	-0,01	0,02
			-6°	1,55	-0,46	1,28	-0,22	1,12	-0,44	0,73	-0,10
			-10°	1,55	-0,84	0,56	-0,18	1,31	-0,52	0,73	-0,10
$h : b = 0,305$			0°	1,71	-0,61	0,93	-0,19	1,21	-0,62	0,85	-0,16
			-6°	1,51	-0,70	0,82	-0,20	1,28	-0,42	0,97	-0,13
			-10°	1,54	-0,67	0,81	-0,18	1,36	-0,29	1,05	-0,09
$h : b = 0,250$			0°	2,16	-0,72	0,87	-0,19	1,20	-0,66	0,82	-0,18
			-6°	1,88	-0,76	0,81	-0,21	1,28	-0,53	0,90	-0,16
			-10°	1,72	-0,70	0,81	-0,21	1,35	-0,37	1,04	-0,14

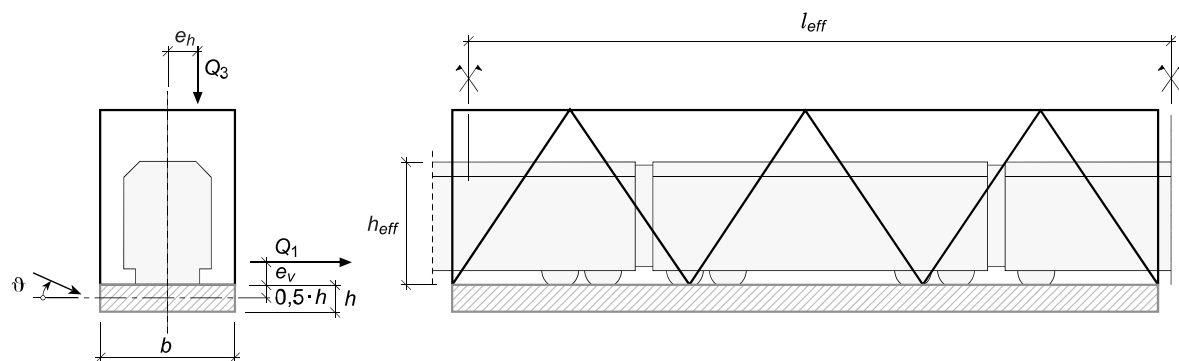
Pour les ponts avec une hauteur libre ≤ 30 m: $\vartheta = -8^\circ \pm$ déversPour les ponts avec une hauteur libre > 30 m: $\vartheta = -5^\circ \pm$ déversPour les ponts situés dans les vallées alpines: $\vartheta = -8^\circ \pm$ dévers

	$h_1 : b = 0,35$ 				$h_1 : b = 0,15$ 				$h_1 : b = 0,35$ 			
	c_{f1}	c_{f3}	e_v/h	e_h/b	c_{f1}	c_{f3}	e_v/h	e_h/b	c_{f1}	c_{f3}	e_v/h	e_h/b
	$l \cdot h_{tot}$	$l \cdot b$	h	b	$l \cdot h_{tot}$	$l \cdot b$	h	b	$l \cdot h_{tot}$	$l \cdot b$	h	b
	0,91	-0,01	-0,50	0,00	0,77	0,49	-0,64	-0,20	1,10	1,06	-0,59	-0,16
	1,07	-0,27	0,41	-0,01	0,85	-0,10	1,41	-0,06	1,11	0,63	-0,59	-0,09
	1,23	-0,37	0,86	-0,05	0,54	-0,63	0,59	-0,20	1,04	0,28	0,00	-0,01
	1,14	-0,38	0,94	-0,08	1,16	0,00	1,19	0,00	1,12	0,39	0,50	0,02
	1,27	-0,26	0,97	-0,06	0,87	-0,23	1,40	-0,17	0,98	0,29	0,68	0,04
	1,36	-0,19	1,02	-0,04	0,72	-0,52	0,89	-0,24	0,87	0,14	0,86	0,04
	1,67	-0,79	0,57	-0,03	0,92	-0,44	0,55	-0,02	1,33	-0,11	0,39	0,00
	1,81	-0,61	0,57	-0,02	0,85	-0,53	0,56	-0,04	1,14	-0,28	0,42	0,01
	1,81	-0,45	0,56	-0,01	0,86	-0,58	0,54	-0,03	1,01	-0,35	0,44	0,01
	1,07	-0,20	-0,57	0,00	0,81	0,36	-0,72	-0,25	1,48	1,06	-0,54	-0,16
	1,26	-0,41	0,39	-0,15	1,00	-0,26	1,11	-0,07	1,43	0,56	-0,53	-0,10
	1,37	-0,50	0,83	-0,04	0,73	-0,68	0,59	-0,21	1,30	0,14	0,05	-0,05
	1,26	-0,57	0,87	-0,10	1,14	-0,14	1,10	-0,06	1,47	0,37	0,55	0,02
	1,42	-0,40	0,94	-0,07	0,97	-0,38	1,10	-0,19	1,28	0,20	0,75	0,02
	1,44	-0,31	0,99	-0,06	0,86	-0,56	0,88	-0,21	1,12	0,04	0,90	0,01
	1,28	-0,58	0,87	-0,10	1,30	-0,21	1,09	-0,09	1,57	0,40	0,57	0,02
	1,41	-0,47	0,96	-0,10	1,05	-0,38	1,13	-0,20	1,43	0,18	0,81	0,03
	1,57	-0,34	1,03	-0,07	0,88	-0,52	0,96	-0,26	1,22	0,13	0,97	0,02

Hauteur de la bande de trafic pour les ponts-routes : $h_1 \approx 3,0$ m

Hauteur de la bande de trafic pour les ponts-rails : $h_1 \approx 3,8$ m

62



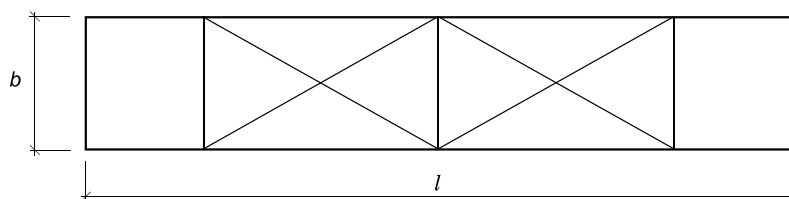
A = somme des projections
latérales des surfaces
des différents éléments
du pont

l_{eff} = longueur du convoi
pour le calcul

h_{eff} = hauteur du convoi
pour le calcul

b = largeur du pont

l = longueur du pont



63

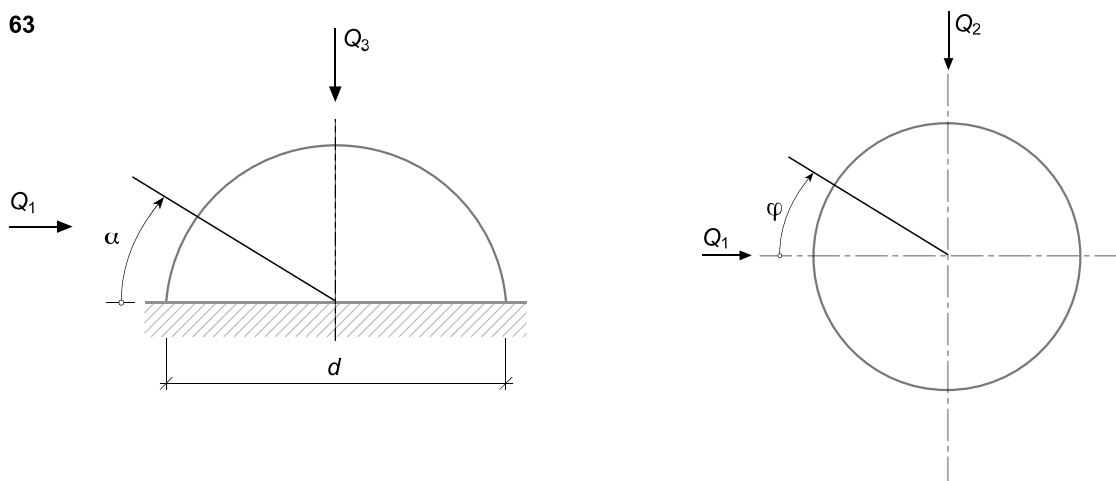
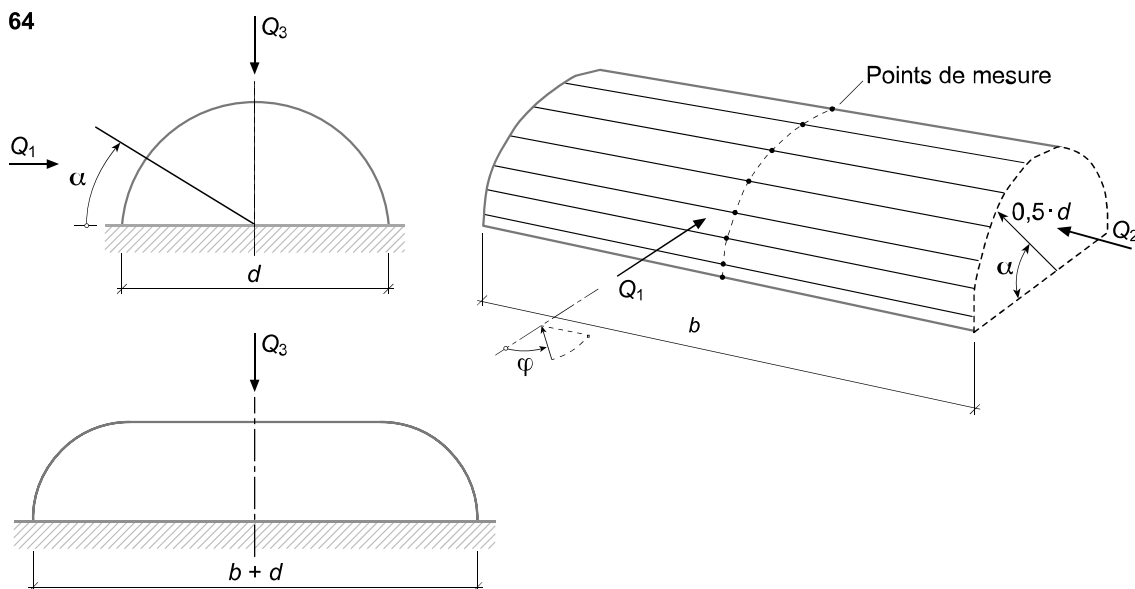


Tableau 63 Coefficients pour hémisphères

φ	Coefficients de pression													Coefficients de force		
	C_{pe}													C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}
	Angle α													Surface de référence		
	5°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°	$\frac{\pi \cdot d^2}{8}$	$\frac{\pi \cdot d^2}{8}$	$\frac{\pi \cdot d^2}{4}$
90°	−0,45	−0,65	−0,75	−0,85	−0,90	−0,95	−1,00	−0,95	−0,90	−0,85	−0,75	−0,65	−0,45	0,21	0,00	−0,43
60°	−0,30	−0,30	−0,40	−0,55	−0,70	−0,85	−1,00	−0,85	−0,65	−0,50	−0,30	−0,20	−0,20	0,21	0,00	−0,43
30°	0,15	0,15	0,10	−0,10	−0,55	−0,80	−1,00	−0,80	−0,45	0,00	−0,20	−0,20	−0,20	0,21	0,00	−0,43
0°	0,60	0,40	0,40	0,10	−0,40	−0,75	−1,00	−0,75	−0,20	−0,20	−0,20	−0,20	−0,20	0,21	0,00	−0,43
−30°	0,15	0,15	0,10	−0,10	−0,55	−0,80	−1,00	−0,80	−0,45	0,00	−0,20	−0,20	−0,20	0,21	0,00	−0,43
−60°	−0,30	−0,30	−0,40	−0,55	−0,70	−0,85	−1,00	−0,85	−0,65	−0,50	−0,30	−0,20	−0,20	0,21	0,00	−0,43

	c_{f1}	c_{f3}	e_v/h	e_h/b
ϑ	A	$l \cdot b$		
0°	1,60	0,40	1,93	0,27
-2°	1,60	0,25	, 7	0,09
-4°	1,60	-0,15	2,87	-0,15
-6°	1, 0	-0,40	2,60	-0,25
-10°	1,93	-0,70	2,03	-0,33

	c_{fl} pour le convoi
	$A_{eff} = l_{eff} \cdot h_{eff}$
Tous les ϑ	1,3

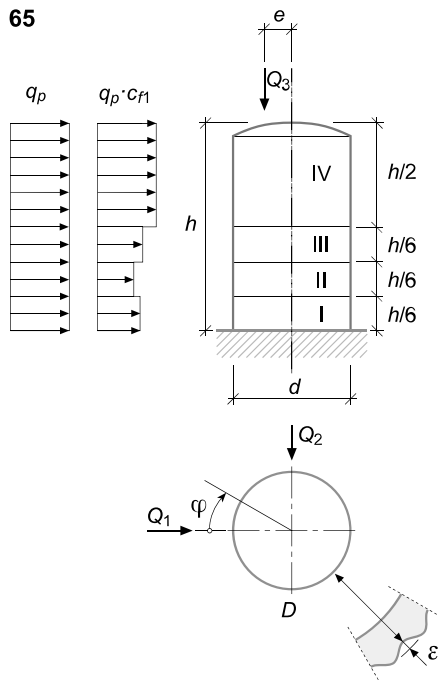


$\varphi = 0^\circ$	Coefficients de pression													coefficients de force		
	C_p													C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}
	Angle α (points de mesure)													Surface de réf r. *		
	5°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°	$\frac{d \cdot (b+d)}{2}$	$\frac{\pi \cdot d^2}{8}$	$d \cdot (b+d)$
mou	0,40	0,40	0,30	-0,30	-0,70	-1,10	-1,20	-0,75	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,33	0,00	-0,56
rigide	0,45	0,60	0,30	-0,30	-0,70	-1,20	-1,10	-0,80	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,38	0,00	-0,56
													$\varphi = 90^\circ$	0,00	,21	-0,50

Norm License by SIA EPFL Bibliothèque | 21.01.2022

Les coefficients des tableaux 65 à 68 permettent un prédimensionnement. Si le vent exerce une action prépondérante, des essais en soufflerie sont recommandés.

65



66

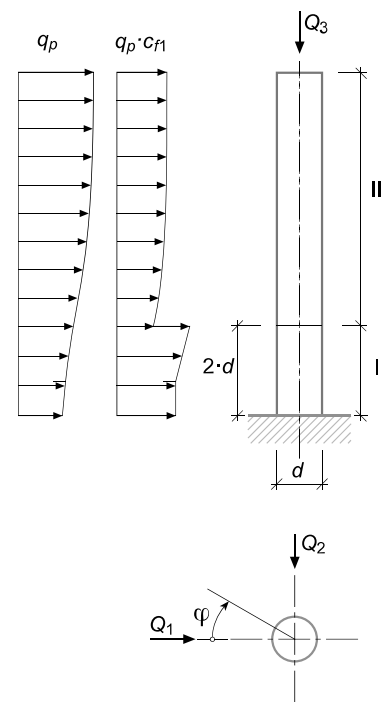


Tableau 65 Coefficients pour cylindres lisses fermés avec $\varepsilon : d < 10^{-4}$, $d > 10$ m, $h : d = 2 : 1$

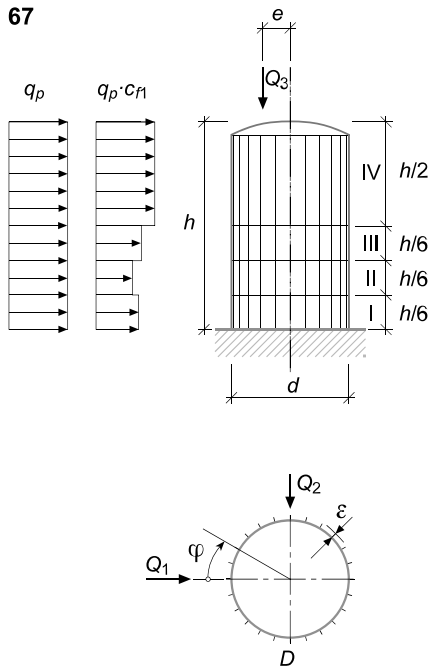
	Coefficients de pression													Coefficients de force		
	c_{pe}													c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Angle φ													Surface de référence		
	5°	15°	30°	45°	6 °	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°	$h_i \cdot d$	$h \cdot d$	$\frac{\pi \cdot d^2}{4}$
I	0,50	0,45	0,30	−0,25	−0,60	−0,70	−0,75	−0,75	−0,50	−0,40	−0,40	−0,40	−0,40	0,51	−	−
II	0,65	0,60	0,45	−0,50	−0,90	−0,95	−0,95	−0,85	−0,40	−0,40	−0,40	−0,40	−0,40	0,49	−	−
III	0,80	0,75	0,50	−0,55	−1, 0	−1,15	−1,2	−1,15	−0,90	− ,45	−0,45	−0,45	−0,45	0,65	−	−
IV	0,90	0,80	0,50	−0,25	−0,75	−1,25	−1,40	−1,25	−1,00	−0,60	−0,60	−0,60	−0,60	0,90	−	−
h	1) rapporté à $h \cdot d$ 0,73													1) −	−0,65	
	$\hat{c}_{pe} = -2,0$													$c_{fr} = 0$		

Tableau 66 Coefficients pour cylindres lisses fermés avec $\varepsilon : d < 10^{-4}$, $d \cdot \sqrt{q_{p0}} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha_r} > 0,07$; $h : d \geq 8 : 1$; q_p en kN/m²

	Coefficients de pression														Coefficients de force		
	C_{pe}														C_{f1}	C_{f2}	C_{f3}
	Angle φ														Surface de référence par mètre de hauteur		
	5°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°	d	—	—	
I	0,90	0,85	0,65	0,15	−0,70	−1,80	−1,90	−1,60	−1,00	−0,90	−0,90	−0,90	−0,90	1,25	—	—	
II	0,90	0,70	0,05	−0,60	−1,30	−2,00	−2,20	−1,60	− ,80	−0,60	−0,60	− ,60	−0,60	0,58	—	—	

Les coefficients des tableaux 65 à 68 permettent un prédimensionnement. Si le vent exerce une action prépondérante, des essais en soufflerie sont recommandés.

67



68

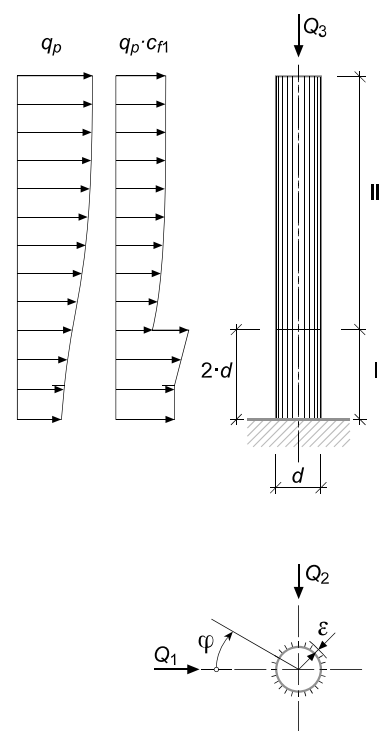


Tableau 67 Coefficients pour cylindres rugueux fermés avec $\varepsilon : d < 2 \cdot 10^{-2}$, $d > 10$ m, $h : d = 2 : 1$

	Coefficients de pression													Coefficients de force		
	c_{pe}													c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Angle φ													Surface de référence		
	5°	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°	$h_l \cdot d$	$h \cdot d$	$\frac{\pi \cdot d^2}{4}$
I	0,65	0,50	0,20	-0,15	-0,60	-0,90	-0,70	-0,0	-0,40	-0,40	-0,0	-0,40	-0,40	0,49	-	-
II	0,70	0,60	0,25	-0,15	-0,55	-0,90	-0,70	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	0,54	-	-
III	0,75	0,65	0,30	-0,15	-0,65	-0,90	-0,70	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	-0,40	0,55	-	-
IV	0,85	0,75	0,35	-0,25	-0,70	-1,00	-0,70	-0,45	-0,45	-0,45	-0,45	-0,45	-0,45	0,62	-	-
h	¹⁾ rapporté à $h \cdot d \cdot 0,57$													-	-0,65	-
	$\hat{c}_{pe} = -2,0$													$c_{fr} = 0$		

Tableau 68 Coefficients pour cylindres rugueux fermés avec $\varepsilon : d < 2 \cdot 10^{-2}$, $d \cdot \sqrt{q_{p0}} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha_r} > 0,07$; $h : d \geq 8 : 1$; q_p en kN/m²

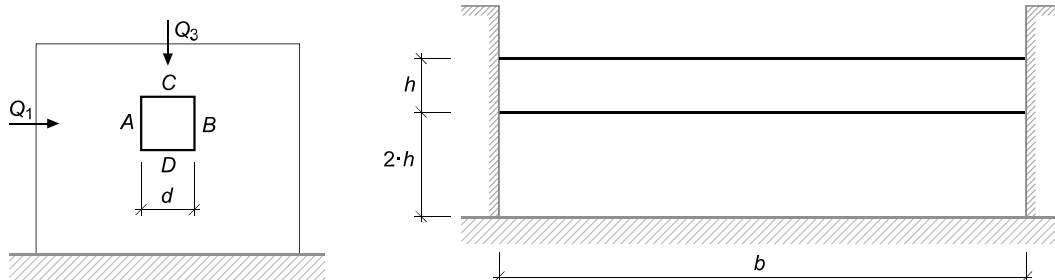
	Coefficients de pression													Coefficients de force		
	c_{pe}													c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}
	Angle φ													Surface de référence par mètre de hauteur		
	5°	5	3 °	45	60°	75	90°	105°	120	135°	5 °	65°	180°	d	-	-
I	0,95	0,8	0,65	0,5	-0,70	-1,60	-0,60	-0,25	-1,05	-0,95	-0,95	-0,95	-0,95	0,29	-	-
II	0,95	0,70	0,05	-0,80	-1,55	-1,9	-1,65	-0,90	-0,65	-0,65	-0,65	-0,65	-0,65	0,50	-	-

Tableau 69 Coefficients pour parois et panneaux isolés

φ	Coefficients de force								
	c_f	e_v	e_h	c_f	e_v	e_h	c_{f1}	e_v	e_h
	Surface de référence = $h \cdot b$								
0°	2,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	1,15	0,00	0,00
45°	–	0,00	–	1,60	0,00	$0,2 \cdot b$	1,60	0,00	$0,1 \cdot b$
$h_1 \geq \frac{h}{4}$									
	0°	1,20	$0,1 \cdot h$	0,00	1,20	$0,1 \cdot h$	0,00	1,10	$0,1 \cdot h$
	45°	–	–	–	1,50	$0,1 \cdot h$	$0,2 \cdot b$	1,50	$0,1 \cdot h$
$b : h \geq 10 : 1$									
	0°	1,20	$0,1 \cdot h$	0,00	1,20	$0,1 \cdot h$	0,00	1,10	$0,1 \cdot h$
	45°	–	–	–	1,50	$0,1 \cdot h$	$0,2 \cdot b$	1,50	$0,1 \cdot h$
$b : h = 1 : 1$									
	0°	1,20	$0,1 \cdot h$	0,00	1,20	$0,1 \cdot h$	0,00	1,10	$0,1 \cdot h$
	45°	–	–	–	1,50	$0,1 \cdot h$	$0,2 \cdot b$	1,50	$0,1 \cdot h$

Aucune interpolation n'est admise pour les longueurs entre 0 et $h/4$; il faut alors appliquer à chaque fois la valeur la plus défavorable.

70

Tableau 70 Coefficients pour passerelle de liaison fermée $h : b : d = 1 : 10 : 1$

φ	Coefficients de pression										Coefficients de force			
	c_{pe}				$\hat{c}_{pe}$	c_{pi}					c_{f1}	c_{f2}	c_{f3}	c_{fr}
	Surface d'application					Ouvertures prépondérantes sur les côtes					Surface de référence			
	A	B	C	D	–	rép.	A	B	C	D	$b \cdot h$	$d \cdot h$	$d \cdot b$	$d \cdot b$
0°	0,8	–0,9	–1,4	–1,4	–2,0	–0,7	0,8	–0,9	–1,4	–1,4	1,7	–	0	0

Tableau 71 Coefficients pour profilés

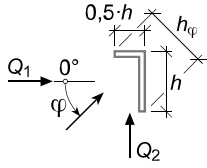
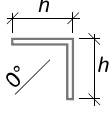
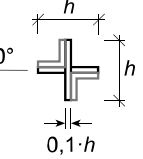
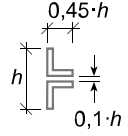
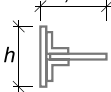
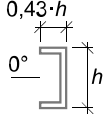
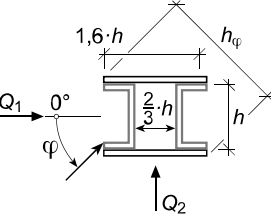
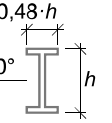
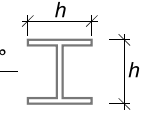
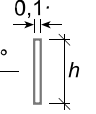
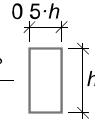
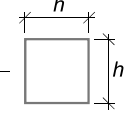
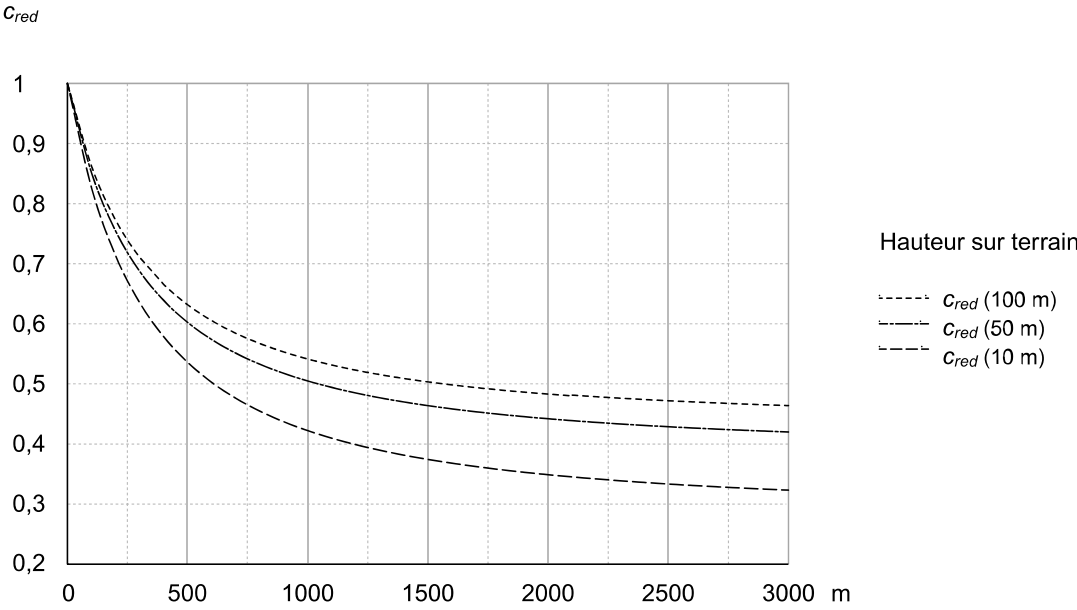
φ	Coefficients de force											
	Surface de référence = $h \cdot l$ (l = longueur du profilé)											
	c_{f1}	c_{f2}	c_{f1}	c_{f2}	c_{f1}	c_{f2}	c_{f1}	c_{f2}	c_{f1}	c_{f2}	c_{f1}	c_{f2}
0°	1,9	0,95	1,8	1,8	1,75	0,1	1,6	0	2,0	0	2,05	0
45°	1,8	0,8	2,1	1,8	0,85	0,85	1,5	0,1	1,2	0,9	1,85	0,6
90°	2,0	1,7	-1,9	-1,0	0,1	1,75	-0,95	0,7	-1,6	2,15	0	0,6
135°	-1,8	-0,1	-2,0	0,3	-0,75	0,75	-0,5	1,05	-1,1	2,4	-1,6	0,4
180°	-2,0	0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1	-1,5	0	-1,7	±2,1	-1,8	0
     												
0°	1,4	0	2,05	0	1,6	0	2,0	0	2,1	0	2,0	0
45°	1,2	1,6	1,95	0,6	1,5	1,5	1,8	0,1	1,4	0,7	1,55	1,55
90°	0	2,2	±0,5	0,9	0	1,9	0	0,1	0	0,75	0	2,0
     												
Facteur de réduction tenant compte de l'élancement												
$l : h_\varphi$ resp. $l : h$						5	10	20	35	50	100	∞
c_{red}						0,6	0,65	0,75	0,85	0,9	0,95	1,0

Tableau 72 Coefficients pour fils, barres, tubes et câbles. $l : d \geq 100 : 1$; facteur de réduction pour effets de bord des barres et des tubes selon le tableau 71, d et z en m, q_{p0} en kN/m². Pour les câbles tendus, voir le diagramme ci-dessous.

$d \cdot \sqrt{q_{p0}} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha_r}$	Coefficients de force c_f				
	Surface de référence = $d \cdot l$ (d = diamètre, l = longueur, les deux en m)				
$\leq 0,07$	1,2	1,2	1,2	1,2	1,3
$> 0,07$	0,5	0,7	0,6	0,9	1,1
	 fils et barres lisses, tubes	 fils et barres peu rugueux	 câbles conduc- teurs ou porteurs lisses	 câbles conduc- teurs ou porteurs à torons fins	 câbles conduc- teurs ou porteurs à gros torons

72 Câbles tendus, catégorie de terrain III, $\alpha_r = 0,23$



73

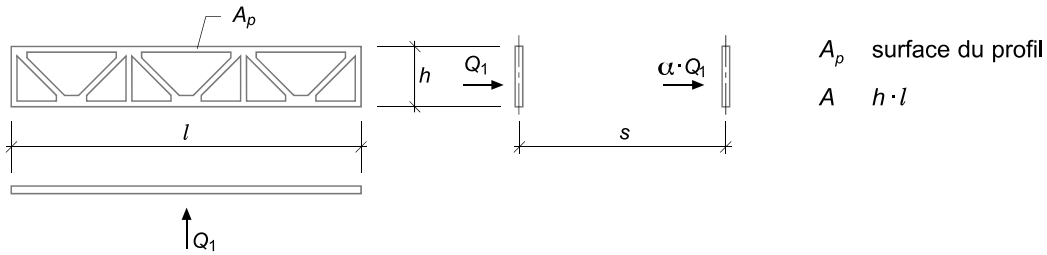
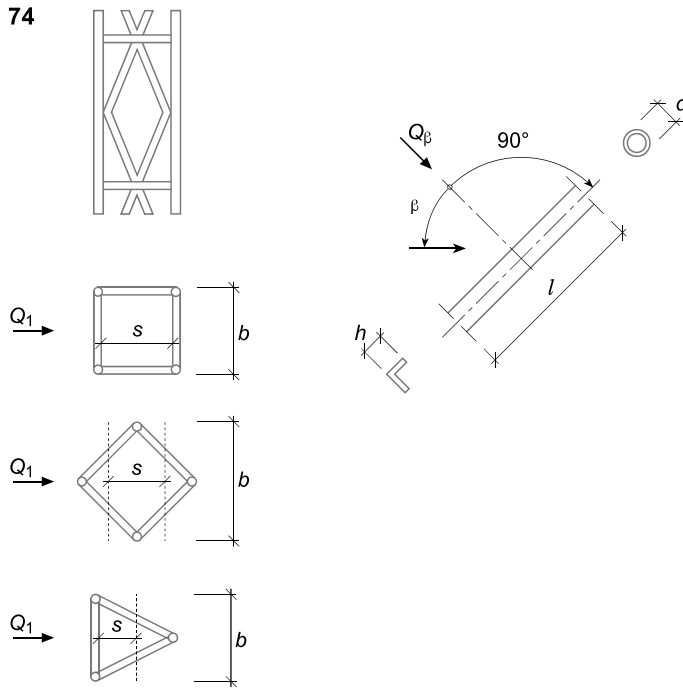


Tableau 73 Coefficients pour treillis plans

Coefficients de force						
Surface de référence = A_p						
$A_p : A$	0,01	0,1	0,15	0,2	0,3 à 0,8	0,95
c_{r1}	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6	1,8
Facteur de réduction c_{red} tenant compte de l'élanement						
$A_p : A$		0,25	0,5	0,9	0,95	1,0
$l : h = 5$		0,96	0,91	0,87	0,77	0,6
$l : h = 20$		0,98	0,97	0,94	0,89	0,75
$l : h = 50$		0,99	0,98	0,97	0,95	0,9
$l : h = \infty$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Coefficient α pour effet d'écran						
$A_p : A$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6 à 1,0
$s : h = 0,5$	0,93	0,75	0,56	0,38	0,19	0
$s : h = 1$	0,99	0,81	0,65	0,48	0,32	0,15
$s : h = 2$	1,0	0,87	0,73	0,59	0,44	0,3
$s : h = 4$	1,0	0,9	0,78	0,65	0,52	0,4
$s : h = 6$	1,0	0,93	0,83	0,72	0,61	0,5

74



Force globale:

$$Q_1 = \sum \alpha \cdot Q_\beta \cdot \cos \beta$$

$$Q_\beta = c_\beta \cdot q_p \cdot h \cdot l \quad \text{resp.} \quad c_\beta \cdot q_p \cdot d \cdot l$$

Coefficient α pour effet d'écran
selon le tableau 73, dans lequel h
doit être remplacé par b .

Tableau 74 Coefficients pour treillis spatiaux

Coefficients de force pour treillis avec profilés à arêtes vives					
Surface de référence = $h \cdot l$					
$c_\beta = c_{red} \cdot c_{f1}$ ou $c_{red} \cdot c_{f2}$; c_{f1} et c_{f2} selon le tableau 71					
Facteur de réduction tenant compte de l'inclinaison β					
β	0°	15°	30°	45°	60°
c_{red}	1,0	0,98	0,93	0,88	0,8

Coefficients de force pour treillis avec barres rondes, d et z en m, q_{p0} en kN/m ²						
Surface de référence = $d \cdot l$						
$d \cdot \sqrt{q_{p0}} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha_r} \leq 0,07$	β	0°	15°	30°	45°	60°
	c_β	1,2	1,16	1,04	0,85	0,6
$d \cdot \sqrt{q_{p0}} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha_r} > 0,07$	β	0°	15°	30°	45°	60°
	c_β	0,6	0,58	0,53	0,42	0,28

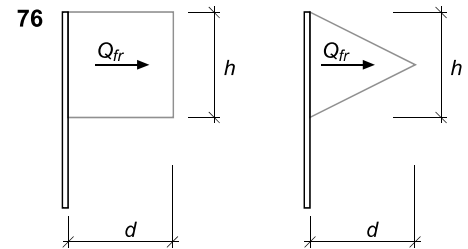
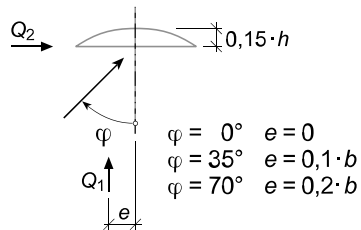
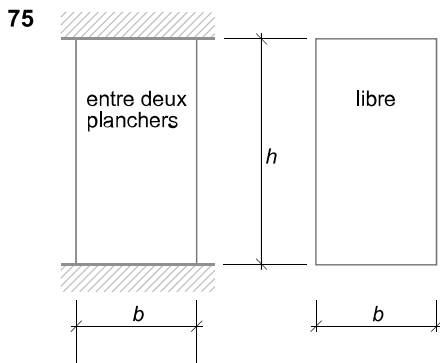
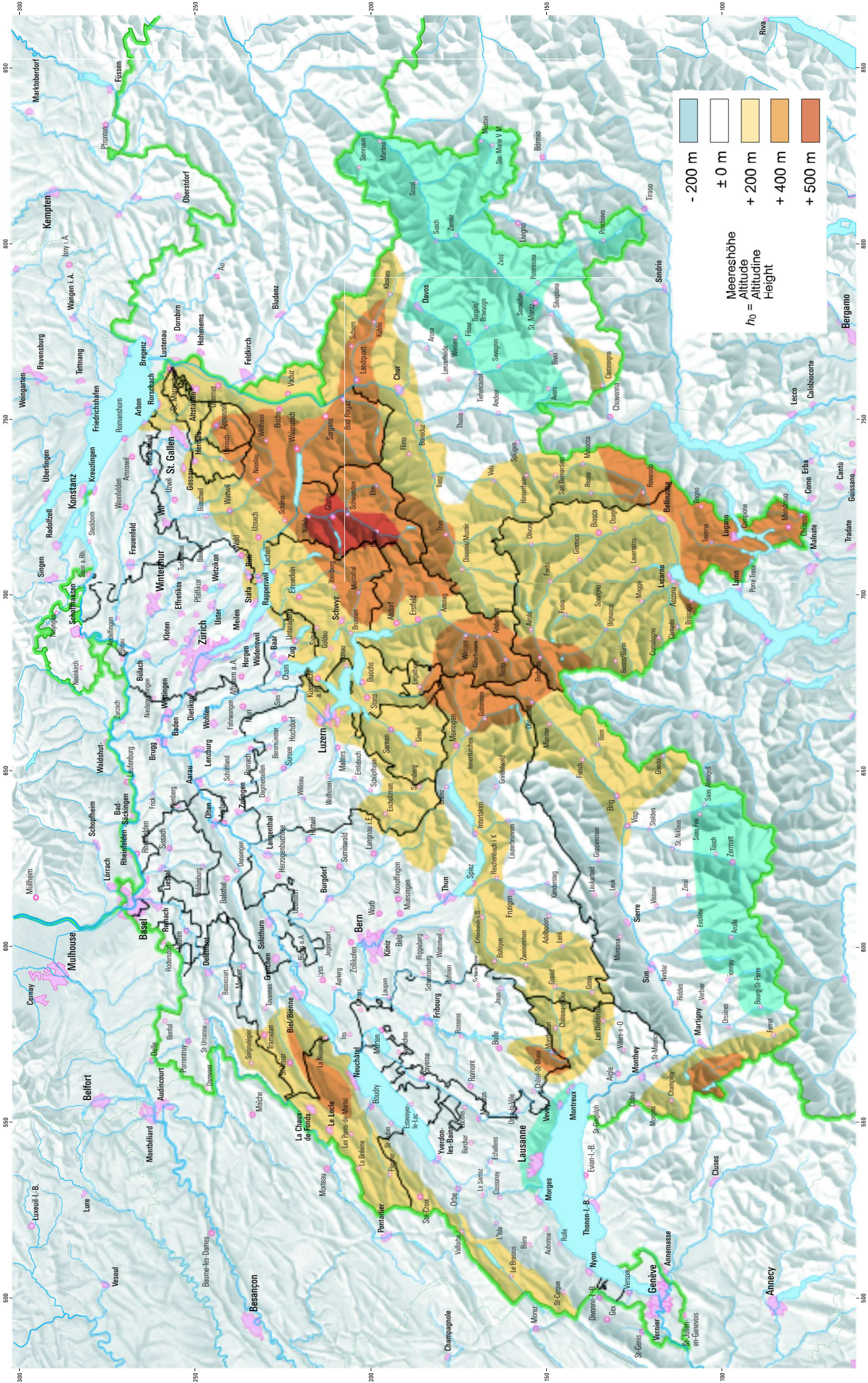


Tableau 75 Coefficients de force pour parois bombées

Surface de référence = $b \cdot h$									
	c_{f1}							c_{f2}	
	quatre côtés libres							entre deux planchers	
φ / $h : b$	0,05	0,1	0,33	1	3	10	20	0,33	–
0° à 10°	1,61	1,5	1,32	1,35	1,3	1,37	1,54	1,92	±0,1
10° à 20°	1,58	1,62	1,36	1,38	1,33	1,34	1,52	1,9	±0,1
36° à 39°	1,2	1,3	1,98	1,42	1,13	1,3	1,46	1,75	±0,1
48° à 50°	0,95	1,03	1,68	1,8	1,09	1,25	1,68	2,05	±0,25
52° à 54°	0,88	0,91	1,60	1,72	1,1	1,21	2,08	2,43	±0,25
68° à 70°	0,59	0,46	1,05	1,2	1,34	1,38	1,6	1,72	±0,25
Variation de c_{f1} autour de la valeur moyenne: ±20%									

Tableau 76: Coefficients de frottement pour drapeaux et fanions

Surface de référence $A = h \cdot d$ resp. $1/2 h \cdot d$									
$c_{fr} = 0,0244 + c_f \cdot \frac{G}{h \cdot \rho \cdot g}$ Où: G: charge de surface de l'étoffe mouillée en N/m^2 g: accélération de la pesanteur ρ: masse volumique de l'air = $1,2 \text{ kg/m}^3$									
$A : h^2$	0,1	0,2	0,4	0,6	1	2	4	6	10
c_f	10	4,6	2,2	1,4	0,8	0,36	0,17	0,11	0,06
Variation de c_f autour de la valeur moyenne: ± 30% pour la forme rectangulaire, ± 10 % pour la forme triangulaire									



Anhang

Bezugshöhe h_0

Altitude de référence h_0

Altitudine di riferimento h_0

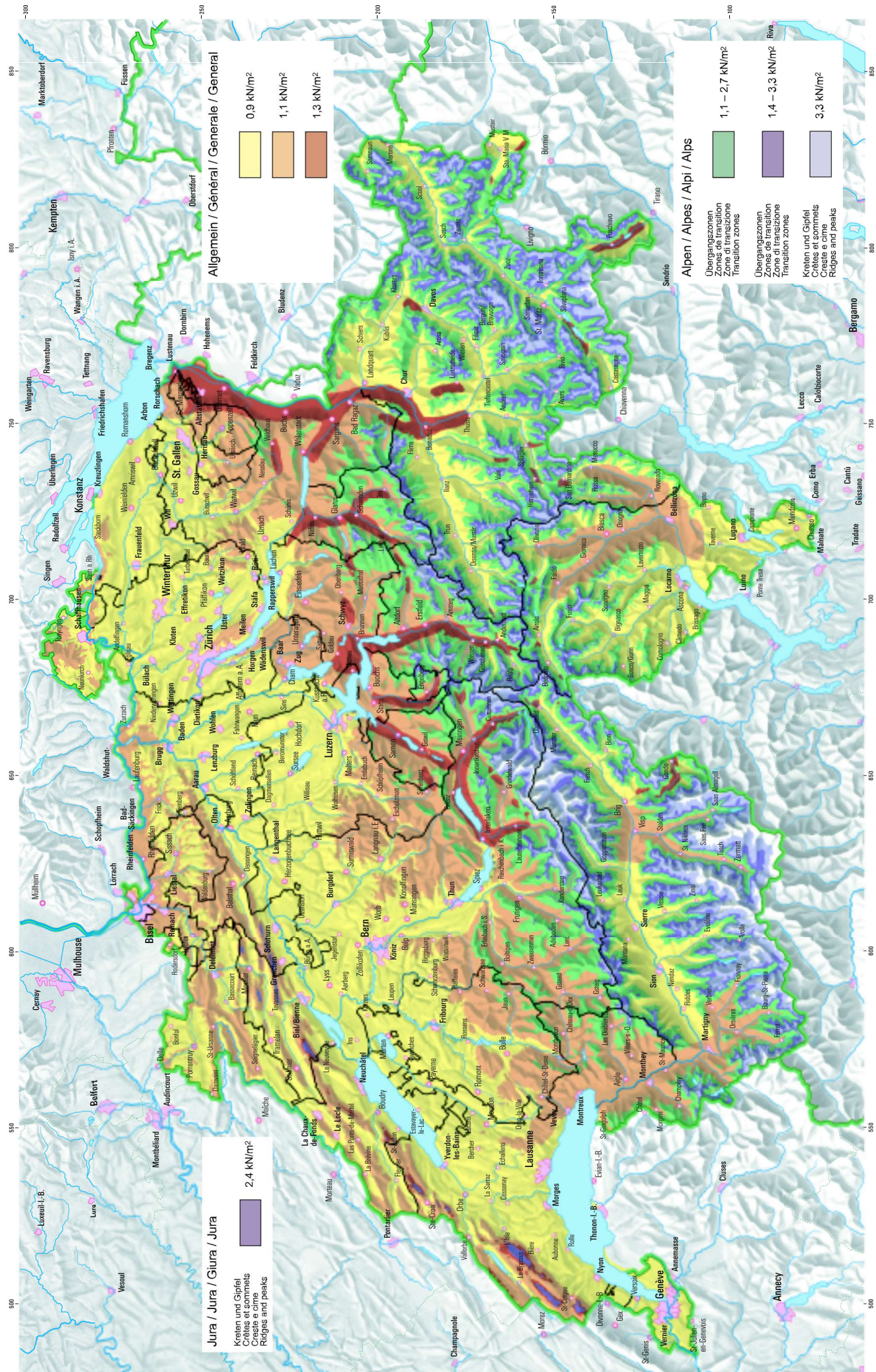
Referenzhöhen

(nicht anwendbar auf Bauwerke über 2000 m Meereshöhe)

(pas applicable pour les constructions situées au-dessus de 2000 m d'altitude)

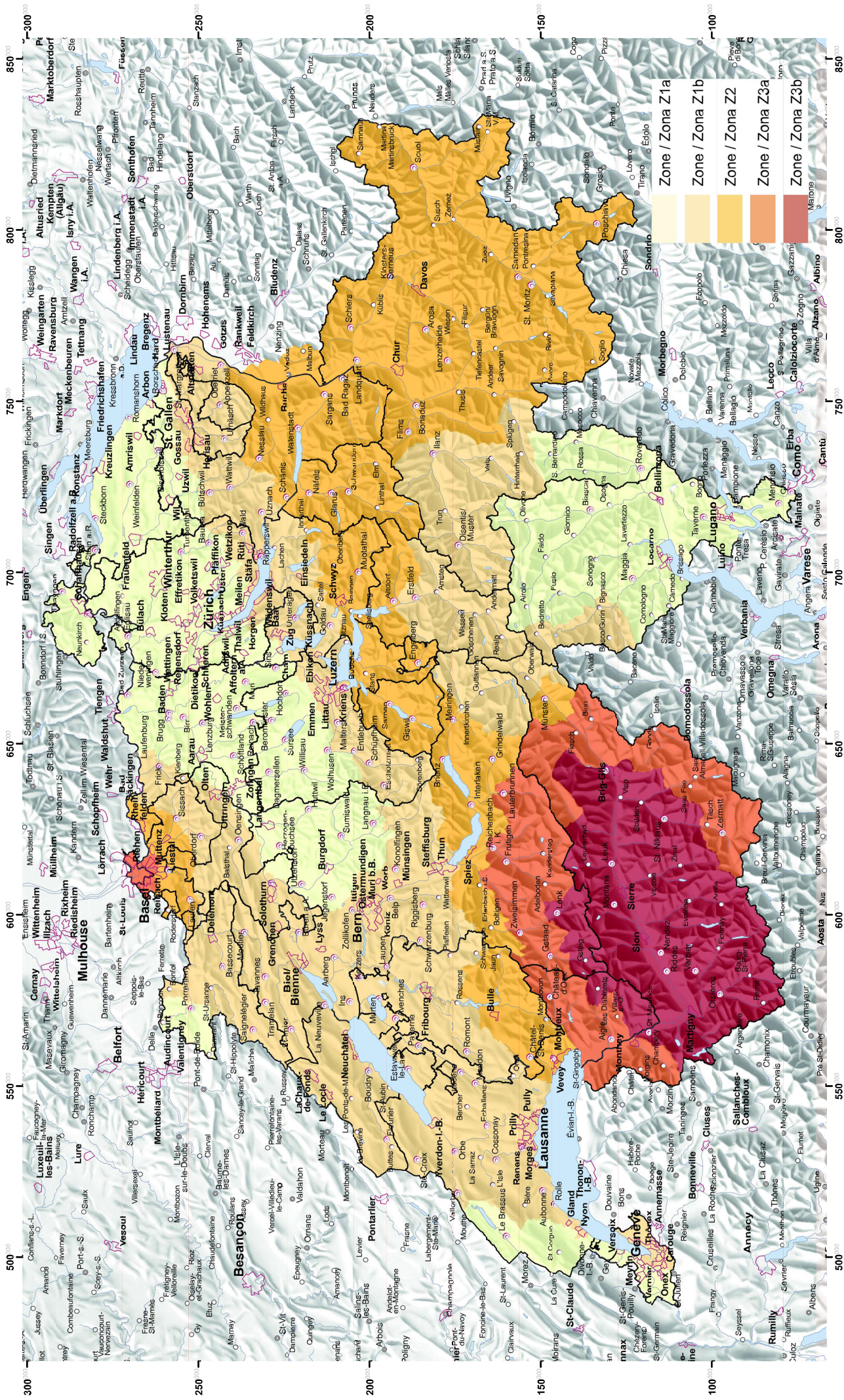
(non applicabile a costruzioni ubicate sopra 2000 m sul mare)

(nicht applicable for construction works at heights greater than 2000 m)



Anhang
Annexe
Allegato
Anhang

Referenzwert des Staudrucks
Valeur de référence de la pression dynamique
Valore di riferimento della pressione dinamica
Reference value of the dynamic pressure



(Siehe auch <https://map.geo.admin.ch>)

(Voir aussi <https://map.geo.admin.ch>)

(Vedi anche <https://map.geo.admin.ch>)

(See also <https://map.geo.admin.ch>)

Erdbebenzonen

Zones sismiques

Zones sismiche

Seismic zones

Anhang

Annexe

Allegato

Annex

Annexe G (normative)

Facteurs d'équivalence de dommage

G.1 Facteur global d'équivalence de dommage λ pour la fatigue engendrée par les charges de service

G.1.1 Le facteur global d'équivalence de dommage λ doit être calculé comme suit :

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \text{toutefois } \lambda \leq \lambda_{max} \quad (50)$$

λ Facteur global d'équivalence de dommage permettant l'équivalence du dommage associé au modèle de charge et le dommage dû aux charges réelles de fatigue. Il dépend des paramètres suivants : composition du chargement ou du trafic, volume du trafic, durée d'utilisation, nombre de cycles de contraintes, valeur des charges de fatigue et système statique.

λ_1 Facteur partiel qui rend compte de l'effet du chargement ou du trafic en fonction de la longueur déterminante pour la fatigue L_λ .

λ_2 Facteur partiel qui rend compte de l'effet du volume du trafic.

λ_3 Facteur partiel qui rend compte de l'effet de la durée d'utilisation. Pour une durée d'utilisation fixée T_{ref} selon le chiffre 10.4.1.3 pour les ponts routiers, le chiffre 11.4.1.3 pour les ponts-rails et la norme SIA 261/1 pour les ponts roulants, il faut prendre $\lambda_3 = 1$. Pour une durée d'utilisation différente, on appliquera l'équation suivante :

$$\lambda_3 = \left(\frac{T_{Ld}}{T_{ref}} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (51)$$

λ_4 Facteur partiel qui rend compte des effets du trafic sur plusieurs voies ou de plusieurs charges de fatigue sur la structure porteuse. Sa définition, et par conséquent sa détermination, dépend du type de structure.

λ_{max} Limite supérieure du facteur global d'équivalence de dommage qui rend compte de la limite de fatigue.

G.1.2 La longueur déterminante pour la fatigue L_λ sera déterminée selon le chiffre G.6.

G.1.3 Dans le cas où aucune vérification en fatigue simplifiée ne peut être faite, on appliquera la SN EN 1993-1-9.

G.1.4 Pour la détermination des facteurs partiels, la valeur de la pente m de la courbe de résistance à la fatigue à prendre en compte vaut :

- acier, différence de contrainte normale, $m = 5$,
- acier, différence de contrainte tangentielle, $m = 5$,
- acier d'armature, $m = 7$,
- goudons en cisaillement, $m = 8$.

G.2 Facteurs partiels d'équivalence de dommage pour le trafic routier

G.2.1 Pour les ponts routiers avec trafic dans une seule direction, la valeur de λ_1 sera obtenue à partir de la figure 23 pour la catégorie de route considérée. Si la voie de circulation fictive 1 n'a pas 100% du volume du trafic, alors le facteur partiel de correction λ_2 doit être utilisé pour tenir compte de l'effet du pourcentage réel du volume de trafic sur cette voie. L'effet du volume du trafic circulant sur les autres voies doit être ajouté à l'aide du facteur partiel λ_4 .

G.2.2 Pour les ponts routiers avec trafic dans deux directions, la valeur de λ_1 sera obtenue à partir de la figure 23 pour la catégorie de route considérée. Pour une direction, si la voie circulation fictive 1 n'a pas 100% du trafic, alors le facteur partiel de correction λ_2 doit être utilisé pour tenir compte du pourcentage réel du volume de trafic sur cette voie. L'effet du volume du trafic circulant sur les autres voies, ainsi que dans l'autre direction, doit être ajouté à l'aide du facteur partiel λ_4 .

G.2.3 Le facteur partiel λ_2 sera pris égal à l'unité si le volume de trafic correspond à ceux fixés selon la présente norme (tableau 12). Sinon il doit être calculé comme suit :

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (52)$$

où Q_{m1} représente le poids moyen annuel (kN) des poids lourds circulant sur la voie considérée.

En l'absence de données précises sur le poids moyen attendu des poids lourds, on pourra prendre $Q_{m1}/Q_0 = 1$; sinon, le poids moyen annuel est obtenu à partir de :

$$Q_{m1} = \left[\frac{\sum n_i \cdot Q_i^m}{\sum n_i} \right]^{\frac{1}{m}} \quad (53)$$

N_{obs} Nombre total de poids lourds par année sur la voie considérée, tel que spécifié par l'autorité compétente

N_0 Nombre total de poids lourds de référence (Q_0) circulant par année et par direction selon la catégorie de route du tableau 12

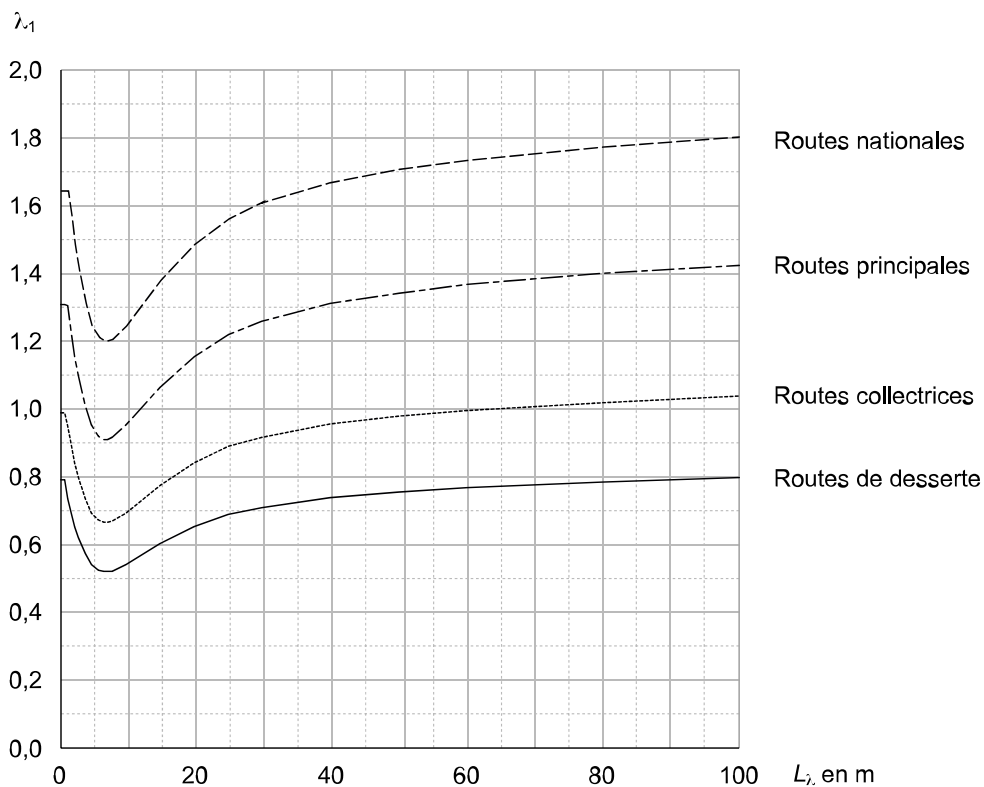
n_i Nombre de poids lourds d'un poids Q_i circulant sur la voie considérée, tel que spécifié par l'autorité compétente

Q_i Poids en kN du poids lourd i circulant sur la voie considérée, tel que spécifié par l'autorité compétente

Q_{m1} Poids moyen par année

$Q_0 = 320$ kN, charge du poids lourd de référence.

Figure 23 Facteur partiel λ_1 pour le trafic routier



G.2.4 Pour des détails de construction de ponts routiers à plusieurs voies, il faut prendre en considération l'effet du volume du trafic sur chaque voie supplémentaire. On peut le faire comme suit :

$$\lambda_4 = \left[\sum_{j=1}^n \left(\frac{\lambda_{2,j}}{\lambda_{2,1}} \cdot \frac{\Delta\sigma_j}{\Delta\sigma_1} \right)^m \right]^{\frac{1}{m}} \quad (54)$$

$\Delta\sigma_1$ Différence de contraintes produite par le modèle de charge de fatigue appliqué à la voie de circulation fictive 1

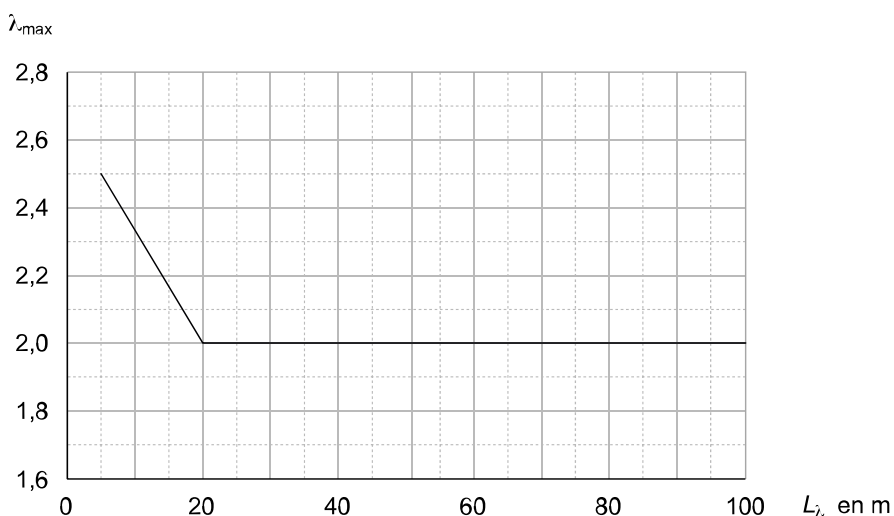
$\Delta\sigma_j$ Différence de contraintes produite par le modèle de charge de fatigue appliqué à la j -ème voie de circulation fictive

$\lambda_{2,1}$ Facteur partiel qui rend compte de l'effet du volume du trafic sur la voie de circulation fictive 1

$\lambda_{2,j}$ Facteur partiel qui rend compte de l'effet du volume du trafic sur la j -ème voie de circulation fictive.

G.2.5 La limite supérieure du facteur global d'équivalence de dommage λ_{max} pour le trafic routier sera obtenue à partir de la figure 24.

Figure 24 Facteur global d'équivalence de dommage λ_{max} pour le trafic routier



G.3 Facteurs partiels d'équivalence de dommage pour le trafic ferroviaire à voie normale

G.3.1 La valeur du facteur partiel λ_1 est donnée dans le tableau 77 (et la figure 25).

Tableau 77 Facteur partiel λ_1 pour le trafic ferroviaire à voie normale

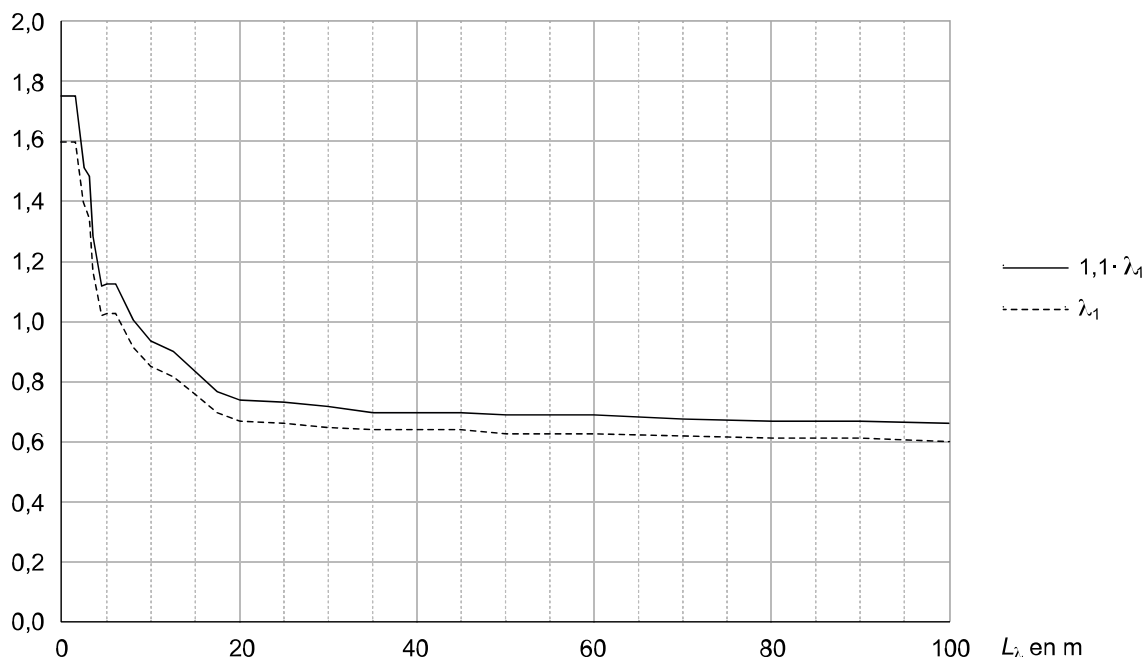
Longueur déterminante pour la fatigue L_λ en m	$\lambda_1^{1)}$ —	$1,1 \cdot \lambda_1^{2)}$ —
0,5 à 1,5	1,60	1,76
2,0	1,46	1,61
2,5	1,38	1,52
3,0	1,35	1,49
3,5	1,17	1,29
4,0	1,07	1,18
4,5	1,02	1,12
5,0 à 6,0	1,03	1,13
7,0	0,97	1,07
8,0	0,92	1,01
9,0	0,88	0,97
10,0	0,85	0,94
12,5	0,82	0,90
15,0	0,76	0,84
17,5	0,70	0,77
20,0	0,67	0,74
25,0	0,66	0,73
30,0	0,65	0,72
35,0 à 45,0	0,64	0,70
50,0 à 60,0	0,63	0,69
70,0	0,62	0,68
80,0 à 90,0	0,61	0,67
100,0	0,60	0,66

¹⁾ Valeurs selon la SN EN 1993-2:2006, tableau 9.3.

²⁾ La valeur du facteur partiel λ_1 est augmentée de 10% pour les nouveaux ponts-rails, pour tenir compte d'une composition du trafic plus défavorable et d'une augmentation éventuelle dans le futur des poids d'axe jusqu'à 25 t.

Figure 25 Facteur partiel λ_1 pour le trafic ferroviaire à voie normale

λ_1 resp. $1,1 \cdot \lambda_1$



Remarques :

- Valeurs selon la SN EN 1993-2:2006, tableau 9.3.
- La valeur du facteur partiel λ_1 est augmentée de 10% pour les nouveaux ponts-rails, pour tenir compte d'une composition du trafic plus défavorable et d'une augmentation éventuelle dans le futur des poids d'axe jusqu'à 25 t.

G.3.2 La valeur du facteur λ_2 est définie dans la figure 29. Le réseau ferroviaire à voie normale est subdivisé en deux classes :

- Si, pendant toute la durée d'utilisation, le volume du trafic par année et par voie reste $\leq 25 \cdot 10^6$ t (classe 1), alors $\lambda_2 = 1,0$.
- Si, pendant toute la durée d'utilisation, le volume du trafic par année et par voie vaut $> 25 \cdot 10^6$ t et $\leq 60 \cdot 10^6$ t (classe 2), alors $\lambda_2 = 1,2$.

G.3.3 Pour les ponts-rails à deux voies, comme les deux voies ne sont pas toujours chargées en même temps, l'effet du trafic peut être diminué à l'aide du facteur partiel λ_4 selon le tableau 78, en admettant 12% de croisements et que les contraintes engendrées (σ_1 et σ_2) sont de même signe.

Tableau 78 Facteur partiel λ_4 pour les ponts-rails à deux voies

$\Delta\sigma_1/(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2)$	1,00	0,90	0,8	0,70	0,60	0,50
λ_4 (12% de croisements, $m = 5$)	1,00	0,91	0,84	0,77	0,72	0,71

$\Delta\sigma_1$ Différence de contraintes maximale dans le détail considéré avec le modèle de charge de fatigue. Le chargement sera placé soit sur la voie de gauche, soit sur celle de droite, de manière à ce que : $\Delta\sigma_1 \geq \Delta\sigma_2$

$\Delta\sigma_2$ Différence de contraintes dans le même détail avec le modèle de charge de fatigue sur la voie opposée.

- G.3.4 Si le pourcentage du trafic se croisant sur le pont est différent de la valeur recommandée de 12%, le facteur partiel λ_4 doit être calculé comme suit :

$$\lambda_4 = \sqrt[m]{n + (1 - n) \cdot a^m + (1 - a)^m} \quad (55)$$

$$a = \Delta\sigma_1 / (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2)$$

n pourcentage de trafic qui traverse le pont en même temps

Si σ_1 et σ_2 sont de signe opposés, le pourcentage de trafic qui traverse le pont en même temps prend la valeur $n = 0$.

- G.3.5 La limite supérieure du facteur global d'équivalence de dommage pour le trafic ferroviaire à voie normale se monte à $\lambda_{max} = 1,4$.

G.4 Facteurs partiels d'équivalence de dommage pour le trafic ferroviaire à voie étroite

- G.4.1 La valeur du facteur partiel λ_1 sera tirée de la figure 26, en tenant compte du volume du trafic. Pour obtenir le facteur λ_4 , on se référera au chiffre G.3.4.

- G.4.2 Lorsque le volume du trafic ne dépasse pas, pendant toute la durée d'utilisation, la valeur de référence correspondant au modèle de trafic considéré en appliquant λ_1 , alors $\lambda_2 = 1,0$. Si le volume du trafic dépasse la valeur de référence du modèle de trafic considéré en appliquant λ_1 , le facteur partiel λ_2 peut être déterminé à l'aide de l'équation (56) :

$$\lambda_2 = \left(\frac{V_{obs}}{V_0} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (56)$$

Toutefois $\lambda_2 \geq 1,0$.

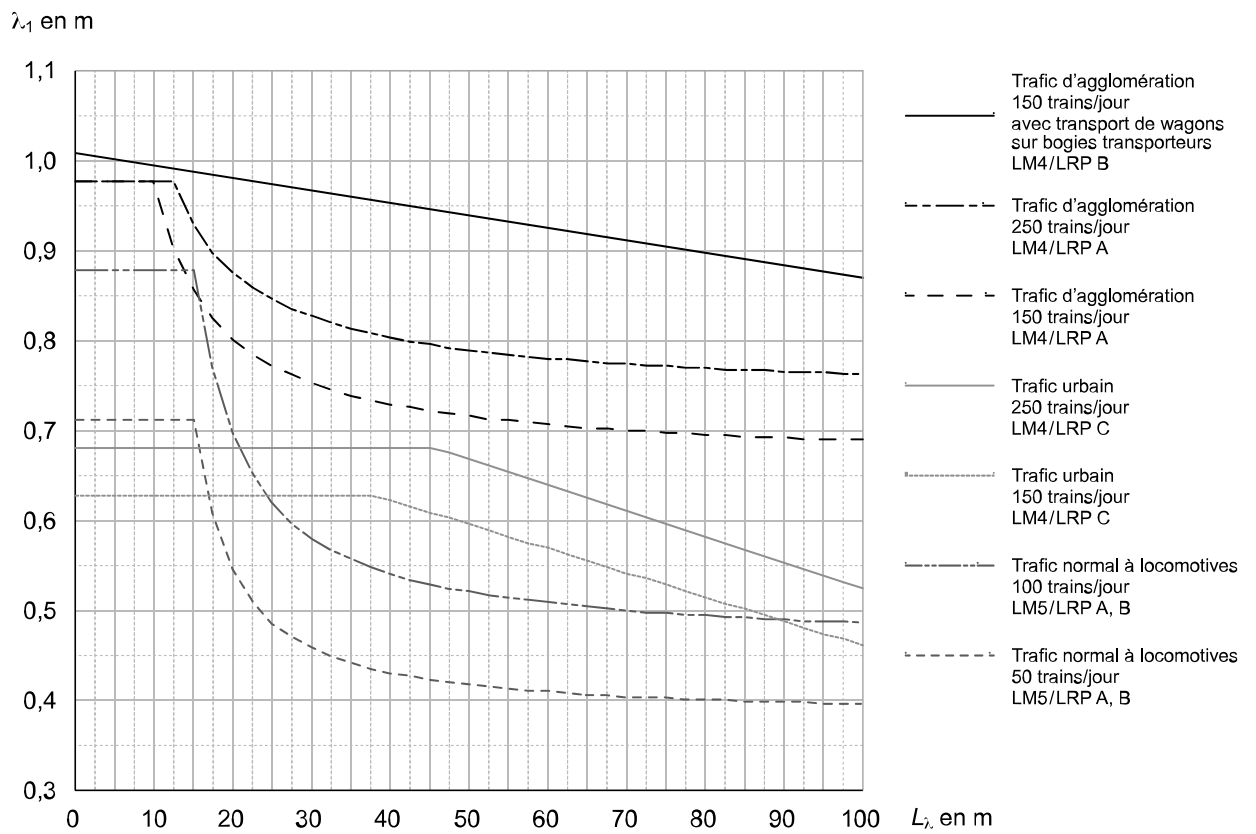
V_{obs} = volume du trafic par année et par voie, d'après les indications fournies par l'exploitant de l'infrastructure

Tableau 79 Valeurs de référence du volume du trafic V_0 sur une ligne à voie étroite

Modèle de trafic	Nombre de trains/jour	V_0 en t/an/voie
Trafic d'agglomération	250	$10,6 \cdot 10^6$
	150	$6,3 \cdot 10^6$
Trafic urbain	250	$5,7 \cdot 10^6$
	150	$3,4 \cdot 10^6$
Trafic normal à locomotives, avec ou sans transport de wagons sur trucs	100	$6,4 \cdot 10^6$
	50	$3,2 \cdot 10^6$

- G.4.3 La limite supérieure du facteur global d'équivalence de dommage du trafic ferroviaire à voie étroite se monte à $\lambda_{max} = 1,4$.

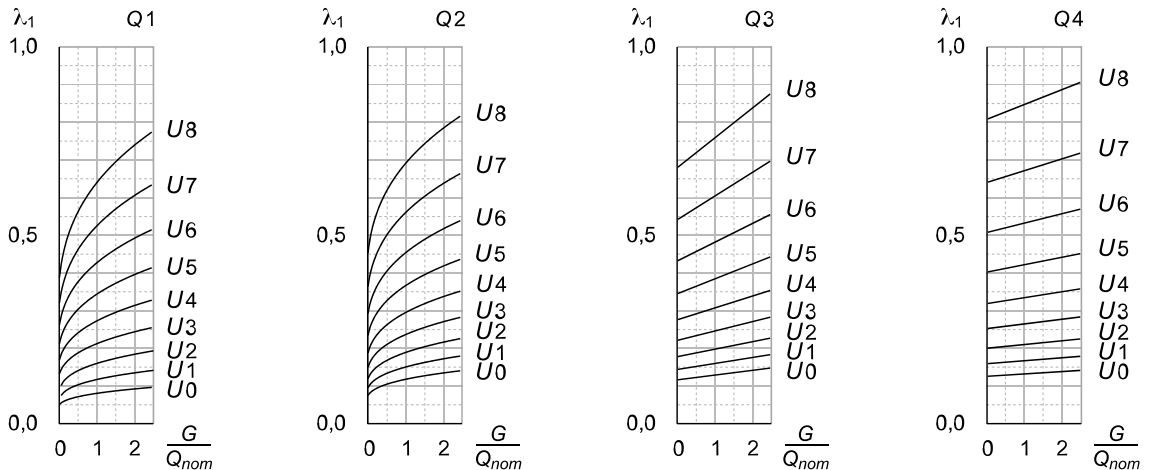
Figure 26 Facteur partiel λ_1 pour le trafic ferroviaire à voie étroite



G.5 Facteurs partiels d'équivalence de dommage pour les ponts roulants

- G.5.1 Dans le cas de plusieurs ponts roulants engagés dans la même zone de la voie de roulement, on déterminera le facteur partiel λ_1 correspondant au pont roulant principal.
- G.5.2 La valeur du facteur partiel λ_1 sera obtenue à partir de la figure 27.
- G.5.3 Pour la fréquence d'utilisation $U9$, le facteur partiel λ_1 vaut 1,4.

Figure 27 Facteur partiel λ_1 pour les ponts roulants



- G Poids propre du pont roulant, chariot et palan compris
- Q_{nom} Charge nominale du pont roulant
- $Q1$ à $Q4$ Classes selon l'état de chargement (voir la norme SIA 261/1)
- $U0$ à $U9$ Classes selon la fréquence d'utilisation (voir la norme SIA 261/1; pour la classe $U9$, voir le chiffre G.5.3).

- G.5.4 Le facteur partiel λ_2 est toujours égal à l'unité.
- G.5.5 La limite supérieure du facteur global d'équivalence de dommage pour les ponts roulants se monte à $\lambda_{max} = 1,4$.
- G.5.6 Pour des détails de construction de ponts de roulement sollicités par plusieurs ponts roulants, il est possible de prendre en considération chaque charge de fatigue supplémentaire comme suit:

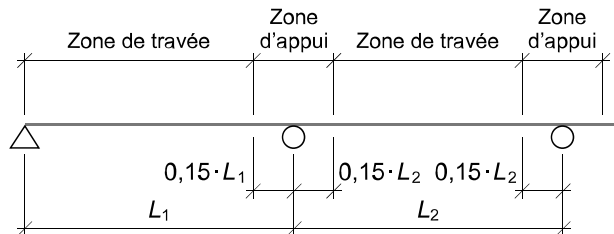
$$\lambda_4 = \left[\sum_{j=1}^n \left(\frac{\lambda_{1,j}}{\lambda_{1,1}} \cdot \frac{\Delta\sigma_j}{\Delta\sigma_1} \right)^3 \right]^{\frac{1}{3}} \quad (57)$$

- $\Delta\sigma_1$ Différence de contraintes produite par le pont roulant principal
- $\Delta\sigma_j$ Différence de contraintes produite par le j -ème pont roulant
- $\lambda_{1,1}$ Facteur partiel pour le pont roulant principal
- $\lambda_{1,j}$ Facteur partiel pour le j -ème pont roulant.

G.6 Détermination de la longueur déterminante pour la fatigue

G.6.1 Afin de déterminer la longueur déterminante pour la fatigue L_λ , on différencie les zones de travée et d'appui telles que définies dans la figure 28.

Figure 28 Définition des zones de travée et d'appui



G.6.2 Dans le cas de contraintes provenant d'un moment de flexion, L_λ , est déterminée comme suit :

- pour une poutre isostatique : la portée L_1 ,
- pour une poutre continue, dans les zones de travée : la portée L_i de la travée considérée (voir figure 28),
- pour une poutre continue, dans les zones d'appui : la portée moyenne des travées adjacentes à cet appui L_i et L_j (voir figure 28),
- pour les poutres transversales portant des augets ou des supports de rails : la somme des portées des deux travées adjacentes aux augets ou des supports de rails reliés aux poutres transversales,
- pour une tôle supportée uniquement par des poutres transversales ou des pièces de pont (aucun élément longitudinal) : la longueur de la ligne d'influence utilisée pour calculer la flèche de la tôle, en ignorant toute partie qui indique une flèche vers le haut. Il en va de même pour les poutres transversales elles-mêmes. Dans les ponts-rails, la rigidité des rails sur la distribution des charges doit être considérée.

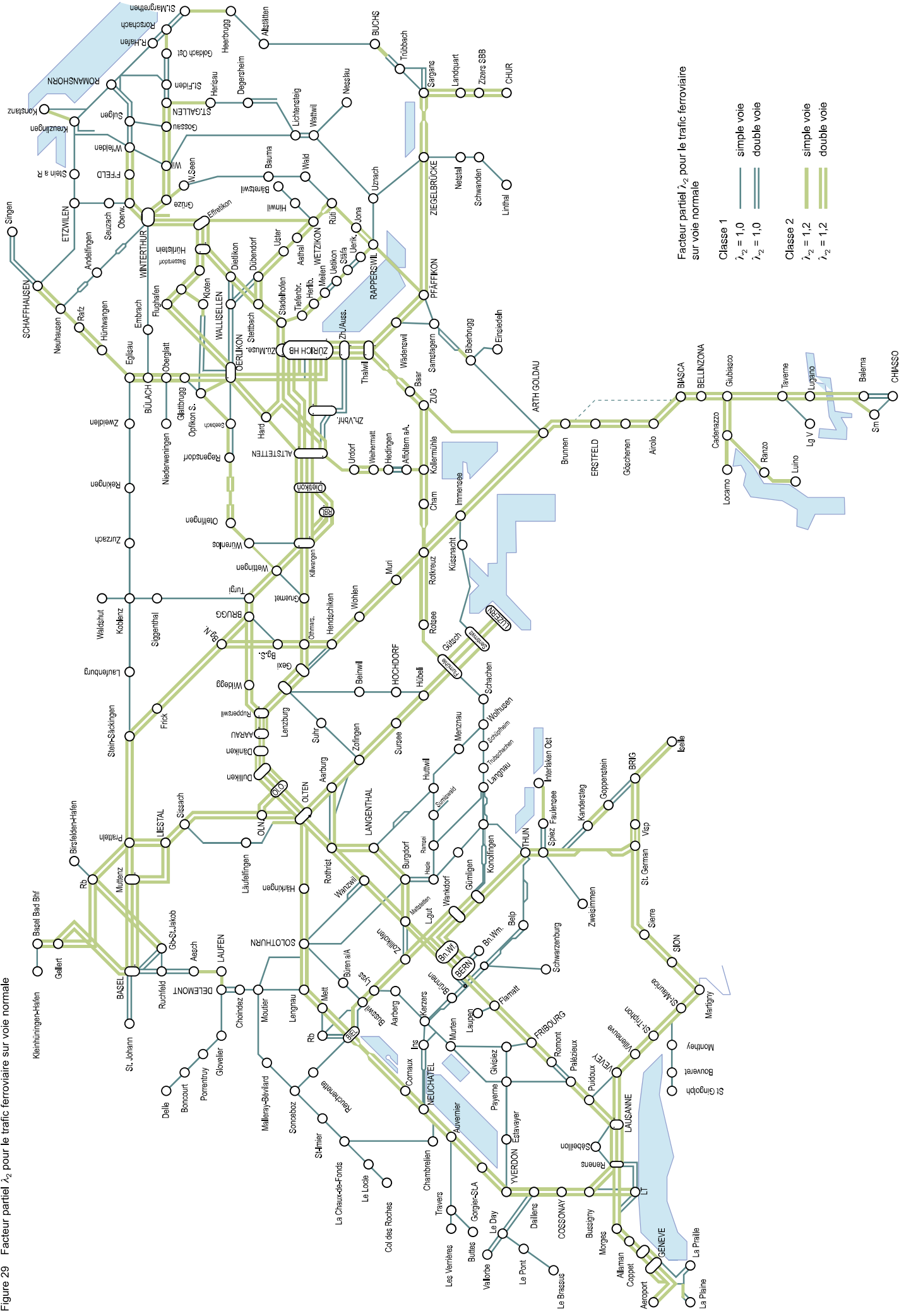
G.6.3 Dans le cas de contraintes provenant d'un effort de cisaillement, L_λ est déterminée comme suit :

- pour une section dans les zones d'appui : la portée L_i de la travée considérée (voir figure 28),
- pour les secteurs en travée : $0,4 \cdot L_i$ (L_i étant la portée de la travée considérée) (voir figure 28).

G.6.4 Dans le cas de contraintes déduites d'une réaction d'appui, L_λ est déterminée comme suit :

- pour les culées (par ex. appuis d'extrémité) : la portée L_i de la travée considérée,
- pour les appuis intermédiaires : la somme des portées L_i et L_j des travées adjacentes.

Figure 29 Facteur partiel λ_2 pour le trafic ferroviaire sur voie normale



Annexe H (informative)

Index des termes

Tableau 80 Index alphabétique des termes définis au chapitre 1

Français	Allemand	Italien	Anglais	Chiffre
Charge	Last	Carico	Load	1.1.19
Charge de neige	Schneelast	Carico della neve	Snow load	1.1.26
Charge d'essieu	Achslast	Carico per asse	Axle load	1.1.1
Charge utile	Nutzlast	Carico utile	Live load	1.1.22
Choc	Anprall	Urto	Impact	1.1.4
Coefficient de comportement	Verhaltensbeiwert	Coefficiente di comportamento	Response factor	1.1.29
Compartiment coupe-feu	Brandabschnitt	Compartimento tagliafuoco	Fire compartment	1.1.11
Éléments non-structuraux	Sekundäre Bauteile	Elementi non strutturali	Non-structural elements	1.1.28
Explosion	Explosion	Esplosione	Explosion	1.1.17
Facteur d'équivalence de dommage	Schadensäquivalenzfaktor	Fattore d'equivalenza del danno	Damage equivalent factor	1.1.24
Force de lacet	Schlingerkraft	Forza di serpeggiamento	Nosing force	1.1.25
Force due au démarrage	Anfahrkraft	Forza di stacco	Traction force	1.1.3
Force due au freinage	Bremskraft	Forza di frenata	Braking force	1.1.12
Groupe d'actions	Einwirkungsgruppe	Gruppo d'azioni	Group of actions	1.1.14
Groupe de charges d'essieu	Achslastgruppe	Carico per gruppo d'assi	Axle group	1.1.2
Méthode des forces de remplacement	Ersatzkraftverfahren	Metodo delle forze sostitutive	Equivalent force method	1.1.16
Méthode du spectre de réponse	Antwortspektrenverfahren	Metodo dello spettro di risposta	Response spectrum method	1.1.5
Modèle de charge	Lastmodell	Modello di carico	Load model	1.1.20
Période de retour	Wiederkehrperiode	Periodo di ritorno	Return period	1.1.31
Poids propre	Eigenlast	Peso proprio	Dead load	1.1.13
Poids propre non-structural	Auflasten	Sovraccarichi	Non-structural self-weight	1.1.6
Précontrainte	Vorspannung	Presollecitazione (precompressione)	Prestress	1.1.30
Résistance au feu	Feuerwiderstand	Resistenza al fuoco	Fire resistance	1.1.18
Séisme de dimensionnement	Bemessungsbeben	Terremoto di dimensionamento	Design earthquake	1.1.9
Spectre de dimensionnement	Bemessungsspektrum	Spettro di dimensionamento	Design spectrum	1.1.10
Spectre de réponse élastique	Elastisches Antwortspektrum	Spettro elastico di risposta	Elastic response spectrum	1.1.15

Tableau 80 (continuation)

Français	Allemand	Italien	Anglais	Chiffre
Surface d'application	Aufstandsfläche	Superficie d'applicazione	Contact surface	1.1.7
Surface utile	Nutzfläche	Superficie utile	Usable area	1.1.21
Température du lieu	Ortstemperatur	Temperatura locale	Site temperature	1.1.23
Vitesse de base	Ausbaugeschwindigkeit	Velocità di progetto	Design speed	1.1.8
Voie lente	Schwerverkehrsstreifen	Corsia lenta	Slow lane	1.1.27

Organisations représentées dans la commission SIA 261 et dans le groupe de travail SIA 261 Séisme

AEAI	Association des établissements cantonaux d'assurance incendie
EPFL	École Polytechnique Fédérale de Lausanne
OFEV	Office Fédéral de l'Environnement
OFT	Office Fédéral des Transports
SED	Service Sismologique Suisse (ETH Zürich)
WSL	Institut pour l'étude de la neige et des avalanches SLF

Commission SIA 261, Actions sur les structures porteuses

		Représentant de
Président	Pierino Lestuzzi, Dr sc. techn., ing. civil dipl. EPF/SIA, Lausanne	EPFL
Membres	Andrea Bassetti, Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Zurich	Bureau d'études
	Michael Baur, Prof. Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ing. TU/SIA, Horw	HES
	Blaise Duvernay, dipl. Bau-Ing. ETH, Berne	OFEV
	Thomas Egli, Dr. sc. techn., dipl. Kulturing. ETH/SIA, Saint-Gall	Bureau d'études
	Armand Fürst, Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Aarwangen	Bureau d'études
	Claudio Hauser, dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Zurich	AEAI
	Andreas Keller, dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Berne	Bureau d'études
	Stefan Margreth, dipl. Bau-Ing. ETH, Davos	WSL
	Alain Nussbaumer, Prof. Dr, ing. civil dipl. EPF/SIA, Lausanne	EPFL
	Giovanni Pedrozzi, ing. civil dipl. EPF/SIA, Lugano	Bureau d'études
	Fritz Ruchti, dipl. Bau-Ing. HTL, Berne	OFT
	Rudolf Vogt, Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Zurich	Bureau d'études
	Thomas Wenk, Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Zurich	Bureau d'études

Groupe de travail SIA 261, Séisme

Présidence	Blaise Duvernay, dipl. Bau-Ing. ETH, Berne	OFEV
Membres	Donat Fäh, Prof. Dr. sc. nat. ETH, Zurich	SED
	Martin Koller, Dr sc. techn., ing. civil dipl. EPF/SIA, Carouge	Bureau d'études
	Thomas Wenk, Dr. sc. techn., dipl. Bau-Ing. ETH/SIA, Zurich	Bureau d'études

Responsable Bureau SIA	Heike Mini, dipl. Bau-Ing. TU/SIA, Zurich
---------------------------	---

Adoption et validité

La Commission centrale des normes de la SIA a adopté la présente norme SIA 261 le 2 juin 2020.

Elle est valable dès le 1^{er} août 2020.

Elle remplace la norme SIA 261 *Actions sur les structures porteuses*, édition 2014.

Copyright © 2020 by SIA Zurich

Tous les droits de reproduction, même partielle, de copie intégrale ou partielle, d'enregistrement ainsi que de traduction sont réservés.