



Schweizerische Eidgenossenschaft  
Confédération suisse  
Confederazione Svizzera  
Confederaziun svizra

**Office fédéral des routes OFROU**

**DOCUMENTATION**

# **EVALUATION DE LA SÉCURITÉ SISMIQUE DES PONTS ROUTIERS EXISTANTS**

---

*Édition 2024 V2.12  
ASTRA 82003*

# Impressum

## Auteurs / groupe de travail

Dr. Dimitrios Papastergiou	OFROU N-SSI, présidence
Daniele Stroligo	OFROU I-Est-FU F4/F5
Laurent Meyer	OFROU I-Ouest-EP
Dr. Pierino Lestuzzi	Résonance Ingénieurs-Conseils SA
Christos Baltas	Résonance Ingénieurs-Conseils SA
Dr. Pia Hannewald	Résonance Ingénieurs-Conseils SA

## Langue originale

Français

## Éditeur

Office fédéral des routes OFROU  
Division Réseaux routiers N  
Standards et sécurité de l'infrastructure SSI  
3003 Berne

## Diffusion

Le document est téléchargeable gratuitement sur le site [www.ofrou.admin.ch](http://www.ofrou.admin.ch).

© OFROU 2024

Reproduction à usage non commercial autorisée avec indication de la source.

## Avant-propos

En comparaison internationale, la menace sismique en Suisse peut être considérée comme faible à moyenne. Comme nous avons été épargnés depuis plus de cent ans par les tremblements de terre majeurs, la menace sismique a été longtemps sous-estimée. Mais l'ampleur des dégâts potentiels a crû énormément en raison de l'activité soutenue de constructions au 20ème siècle. Le besoin croissant de sécurité de la société ainsi que l'acceptation décroissante d'interruptions dans les réseaux des infrastructures ont conduit à un grand besoin de rattrapage en ce qui concerne la conception parasismique des ouvrages.

Des normes parasismiques modernes n'ont été introduites en Suisse qu'à partir de 1989, à un moment où la plupart des ponts du réseau routier national étaient déjà construits. Seuls environ 18 % des ponts ont été construits après 1989 selon des normes parasismiques considérées actuellement comme modernes. Les 82 % restants ont été construits avant l'entrée en vigueur de telles normes. Ils n'ont pas été dimensionnés en tenant compte des tremblements de terre, ou alors de manière insuffisante. Un certain nombre de ponts existants peuvent donc présenter une sécurité sismique insuffisante selon les critères actuels. Pour pouvoir identifier parmi l'ensemble des ponts ces ouvrages critiques avec un effort limité, une procédure d'évaluation de la sécurité sismique en deux phases a été développée et a été décrite dans une première version de la présente documentation publiée en 2005.

L'Office fédéral des routes (OFROU) a commencé à évaluer la sécurité sismique des quelque 4'146 ponts routiers nationaux selon cette procédure en 2005. Les résultats de cette évaluation en deux phases sont documentés dans le rapport pour le parlement intitulé «Abklärungen zur Erdbebensicherheit der Brückenbauwerke der Nationalstrassen». En résumé, 583 ponts (14% des 4'146 ponts des routes nationales) ont été sélectionnés pour une enquête approfondie dans une deuxième phase. L'examen approfondi de la sécurité sismique de ces ponts a été effectué par les cinq filiales de l'OFROU. Des mesures de confortement parasismique ne sont nécessaires que pour environ 6% des ouvrages examinés. Pour 3% des ouvrages les études sont en cours ou seront effectués pendant les prochaines années. La réalisation de mesures a déjà commencé et durera jusqu'en 2035.

L'actuelle documentation se base en grande partie sur le contenu de la documentation révisée par le Dr. Thomas Wenk, Draft 2014. Elle a été enrichie par la suite avec des thématiques d'actualité et d'importance pour l'élaboration de projets d'évaluation de la sécurité sismique d'ouvrages d'art. La présente documentation sert de guide complémentaire à la norme SIA 269/8 (2017) [20], destinée aux futurs projets de vérification et d'amélioration de la sécurité sismique des ponts de l'OFROU, y inclus les ponts du nouvel inventaire de 420 km que l'OFROU a récupéré des cantons en 2020, suite à l'arrêté fédéral de 2018.

### Office fédéral des routes

Dimitrios Papastergiou  
Responsable Ouvrages d'art



# Table des matières

	<b>Impressum</b> .....	<b>2</b>
	<b>Avant-propos</b> .....	<b>3</b>
	<b>Introduction</b> .....	<b>9</b>
1.1	Bases .....	9
1.2	Démarche .....	9
1.3	But de la documentation .....	9
1.4	Limites d'application .....	9
1.5	Entrée en vigueur et modifications .....	10
<b>2</b>	<b>Historique des prescriptions parasismiques</b> .....	<b>11</b>
2.1	Retour d'expérience des séismes historiques .....	11
2.2	Norme SIA 160, édition 1970 .....	11
2.3	Norme SIA 160, édition 1989 .....	12
2.4	Norme SIA 261, édition 2003 et suivantes .....	13
2.4.1	Cartes des zones de séisme de la norme SIA 261 (2003 vs 2020) .....	13
2.4.2	Carte des classes de terrain de fondation et de microzonage .....	14
2.4.3	Spectres de réponse .....	15
2.4.4	Comportement ductile et non-ductile de la structure porteuse .....	16
2.4.5	Evolution de la prise en compte de l'action sismique dans les normes .....	16
2.5	Constructions existantes selon les normes SIA .....	17
2.5.1	Le cahier technique SIA 2018 (2004) .....	18
2.5.2	La norme SIA 269/8 (2017) .....	19
2.6	Particularités des ponts existants .....	20
2.7	Âge des ponts existants .....	20
<b>3</b>	<b>Vulnérabilité sismique des ponts</b> .....	<b>22</b>
3.1	Phénomènes en cas de séisme .....	22
3.2	Ponts-poutres .....	22
3.3	Ponts-cadres et ponts à béquilles .....	25
3.4	Ponts-arc .....	25
3.5	Ponts haubanés .....	26
3.6	Appuis et joints de chaussée .....	26
3.7	Culées .....	28
3.8	Aspects géotechniques .....	30
<b>4</b>	<b>Conception et dimensionnement parasismique</b> .....	<b>33</b>
4.1	Phénomènes et principe de base .....	33
4.2	Conception générale .....	33
4.3	Tablier des ponts .....	33
4.4	Piles .....	35
4.5	Fondations .....	36
4.6	Appuis et joints de chaussée .....	37
4.7	Dimensionnement des culées .....	38
4.8	Equipements .....	39
<b>5</b>	<b>Procédure en deux phases utilisée de 2005 - 2020</b> .....	<b>41</b>
5.1	Méthodologie (procédure terminée) .....	41
5.2	Généralités de la 1 <sup>ère</sup> Phase d'évaluation .....	41
5.3	Généralités de la 2 <sup>ème</sup> Phase d'évaluation .....	44
5.3.1	Inspection visuelle .....	44
5.3.2	Vérifications .....	44
5.3.3	Rapport d'évaluation .....	44
5.3.4	Etablissement des priorités .....	44
5.4	Critères de la 1 <sup>ère</sup> Phase d'évaluation .....	46
5.4.1	Attribution à une classe d'ouvrages .....	46

5.4.2	Classe d'ouvrages CO III .....	47
5.4.3	Surface des ponts .....	47
5.4.4	Ponts cadres et ponts à béquilles .....	48
5.4.5	Ponts-arcs et ponts haubanés .....	49
5.4.6	Sécurisation des ponts-poutres contre la chute .....	49
5.5	Points faibles du point de vue de la sécurité sismique .....	49
5.6	Processus pour priorisation des ponts des nouveaux tronçons autoroutiers (NAR) ...	50
<b>6</b>	<b>Evaluation de la sécurité sismique .....</b>	<b>51</b>
6.1	Aperçu .....	51
6.2	Modélisation .....	52
6.3	Principes de modélisation et hypothèses de calcul .....	52
6.3.1	Lois de comportement des matériaux .....	52
6.3.2	Hypothèses sur la rigidité flexionnelle et la rigidité au cisaillement .....	53
6.3.3	Prise en compte de dispositions constructives inappropriées .....	54
6.3.4	Rotules plastiques .....	54
6.3.5	Coefficient de comportement .....	55
6.3.6	Coefficient d'amortissement .....	55
6.3.7	Interaction sol-structure .....	55
6.4	Action sismique .....	56
6.4.1	Zones sismiques .....	56
6.4.2	Classes d'ouvrages .....	57
6.4.3	Spectres de réponse .....	57
6.5	Méthode des forces de remplacement .....	59
6.5.1	Sens longitudinal, modèle avec tablier rigide .....	59
6.5.2	Sens longitudinal, modèle avec tablier flexible .....	60
6.5.3	Sens transversal, modèle avec tablier rigide .....	60
6.5.4	Sens transversal, modèle avec tablier flexible .....	61
6.5.5	Sens transversal, modèle avec pile isolée .....	61
6.5.6	Contrôle de plausibilité .....	62
6.6	Méthode du spectre de réponse .....	62
6.7	Méthode en poussée progressive (analyse pushover) .....	63
6.7.1	Avantages .....	63
6.7.2	Procédure par étapes .....	63
6.7.3	Contrôle des appuis et des fondations .....	64
6.7.4	Sollicitation sismique .....	64
<b>7</b>	<b>Vérifications .....</b>	<b>65</b>
7.1	Vérification de la sécurité structurale .....	65
7.2	Vérification de l'aptitude au service (CO III) .....	65
7.3	Sécurité contre la chute du tablier .....	66
7.3.1	Ponts flottants .....	66
7.3.2	Ponts avec appuis fixes .....	67
7.4	Martèlement .....	68
<b>8</b>	<b>Appréciation de la proportionnalité des mesures .....</b>	<b>69</b>
8.1	Principes de base .....	69
8.2	Mesures de confortement proportionnées .....	69
8.3	Durée d'utilisation restante .....	71
8.4	Exemple de calcul de proportionnalité .....	72
8.5	Etablissement des priorités selon les exigences de l'OFROU .....	73
<b>9</b>	<b>Stratégie de confortement parasismique .....</b>	<b>74</b>
9.1	Particularité du confortement parasismique .....	74
9.2	Augmentation de la résistance ultime .....	74
9.3	Augmentation de la ductilité .....	74
9.4	Modification de la rigidité .....	75
9.5	Augmentation de l'amortissement .....	76
9.6	Amélioration de la sécurité contre la chute .....	76

9.7	Amélioration de l'aptitude au service .....	77
9.8	Isolation sismique.....	77
9.8.1	Les ressorts (appuis sismiques).....	77
9.8.2	Les amortisseurs visqueux.....	81
9.8.3	Les amortisseurs élasto-plastiques.....	82
9.8.4	Les coupleurs dynamiques .....	82
9.8.5	Les fusibles .....	83
9.8.6	Les ressorts amortisseurs précontraints .....	83
9.8.7	Eléments succincts de dimensionnement.....	84
9.8.8	Formes alternatives d'isolation sismique .....	85
9.8.9	Autres aspects des dispositifs sismiques.....	88
9.9	Déclassement de l'ouvrage.....	89
<b>10</b>	<b>Exemples de confortement parasismique.....</b>	<b>90</b>
10.1	Le Brunnenbrücke sur la N09 .....	90
10.1.1	Etat initial.....	90
10.1.2	Points faibles vis-à-vis du comportement sismique .....	90
10.1.3	Concept de confortement.....	91
10.2	Singerbrücke D sur la N02 .....	92
10.2.1	Etat initial.....	92
10.2.2	Points faibles vis-à-vis du comportement sismique .....	92
10.2.3	Concept de confortement.....	92
10.3	Viaduc du Bois-Homogène sur la N09 .....	94
10.3.1	Etat initial.....	94
10.3.2	Points faibles vis-à-vis du comportement sismique .....	94
10.3.3	Concept de confortement.....	95
10.4	Pont sur le Rhône à Riddes .....	96
10.4.1	Etat initial.....	96
10.4.2	Points faibles vis-à-vis du comportement sismique .....	96
10.4.3	Concept de confortement.....	97
	<b>Annexes .....</b>	<b>99</b>
	<b>Glossaire .....</b>	<b>109</b>
	<b>Bibliographie .....</b>	<b>112</b>
	<b>Table des illustrations .....</b>	<b>117</b>
	<b>Liste des modifications .....</b>	<b>121</b>



# Introduction

## 1.1 Bases

Les ponts du réseau des routes nationales suisses ont essentiellement été construits avant l'entrée en vigueur de normes parasismiques modernes et n'ont donc pas été dimensionnés pour supporter les actions sismiques. Afin de répondre à cette problématique, l'office fédéral des routes (OFROU) a publié en 2005 une première documentation sur ce sujet "Evaluation parasismique des ponts-routes existants" [26], expliquant une procédure simple d'évaluation en deux phases. Dans l'intervalle, les normes de base ont été révisées, la norme SIA 261 [14] en 2014 et le cahier technique SIA 2018 [21] a été remplacé par la norme SIA 269/8 [20] en 2017. De plus, une révision partielle du chapitre "séisme" de la norme SIA 261 est intervenue en 2020. Notons enfin que le titre de la présente documentation est un peu différent de celui de la première pour s'adapter à la terminologie de la norme SIA 269/8 [20] (2017). De même, le terme "confortement" est utilisé à la place de "renforcement" ou bien "assainissement".

## 1.2 Démarche

La procédure en deux phases initialement proposée pour l'évaluation de la sécurité sismique des ponts-routes existants s'est terminée en 2020. Son objectif était d'identifier les ponts qui ne satisfont pas aux exigences actuelles de sécurité sismique, et de permettre la définition de priorités en ce qui concerne les mesures nécessaires. Au cours de la première phase, tous les ponts ont été évalués selon une procédure rapide au moyen d'une liste de contrôle tenant sur une page A4. Seuls les ponts considérés comme critiques sur le plan de la sécurité sismique ont ensuite été analysés de manière plus approfondie, lors de la deuxième phase. Si les investigations de la deuxième phase ont révélé une sécurité sismique insuffisante, des mesures de confortement parasismique ont dû être étudiées dans une phase ultérieure, en fonction des priorités fixées. L'évaluation de la sécurité sismique des ponts s'effectue maintenant selon la norme SIA 269/8 [20] (2017).

## 1.3 But de la documentation

La présente documentation s'adresse principalement aux ingénieurs spécialisés en charge de la tâche délicate de l'évaluation de la sécurité sismique des ponts existants. Elle fournit des indications complémentaires à la norme SIA 269/8 [20] (2017). Elle est destinée en premier lieu aux futurs projets d'évaluation de la sécurité sismique des ponts existants de l'OFROU. La publication présente également à titre d'information dans le chapitre 5 la procédure en deux étapes qui a été utilisée entre 2005 et 2020 pour l'identification des ponts des routes nationales critiques du point de vue sismique.

## 1.4 Limites d'application

La démarche proposée pour l'évaluation sismique des ponts routiers existants selon une procédure en deux phases, et utilisée pendant la période 2005-2020 (chapitre 5), était ciblée sur les ponts-poutres, qui sont les plus répandus en Suisse, et les plus vulnérables sur le plan sismique. Les ponts-cadres, à béquilles et ponts-arcs, ainsi que d'autres types spéciaux de ponts, étaient traités de manière plus sommaire. Une telle démarche en deux phases est uniquement applicable pour une activité sismique faible à moyenne telle qu'on la rencontre en Suisse. Les dispositions de la version actuelle sont destinées aux ponts routiers existants des routes nationales avec à nouveau les ponts-poutres comme cible principale. Ce sont justement ces ponts qui présentent souvent une vulnérabilité sismique plus grande que d'autres types de ponts. La plupart des critères d'évaluation sont tirés directement des règles du dimensionnement parasismique selon les normes SIA; c'est donc la conformité de la sécurité parasismique par rapport aux normes en vigueur pour les ouvrages neufs qui est évaluée en premier lieu.

## 1.5 Entrée en vigueur et modifications

Ce document entre en vigueur le 06.06.2024. La « liste des modifications » se trouve à la page 121.

## 2 Historique des prescriptions parasismiques

### 2.1 Retour d'expérience des séismes historiques

Les statistiques de dommages dus aux forts tremblements de terre dans les pays industrialisés qui respectent au mieux les prescriptions de construction font toujours ressortir la très forte influence des générations de normes parasismiques sur l'ampleur des dégâts. A titre d'exemple, la Fig. 2.1 présente la répartition des dégâts sur 233 ponts endommagés après le tremblement de terre de 1994 de Northridge près de Los Angeles en Californie (magnitude  $M_w = 6,7$ ). Au total, 3533 ponts situés dans la zone des dégâts majeurs ont été évalués, et parmi eux les 233 ponts endommagés ont été répartis selon l'ampleur des dégâts et les normes en vigueur [59]. Il est significatif que seuls des ponts dimensionnés selon des normes antérieures à 1981, considérées aujourd'hui comme obsolètes, se soient écroulés (Fig. 2.1). Il s'agit de ponts-poutres affectés par la chute des poutres ou la ruine des piles. Ce sont aussi uniquement les ponts construits avant 1981 qui ont subi des dommages moyens à forts. Sur les ponts construits ou renforcés à partir de 1981 selon les dernières normes en vigueur à l'époque, seuls des dommages légers, au pire, ont été observés. Du point de vue de la procédure d'évaluation, les normes parasismiques californiennes de 1981 sont à peu près comparables à la génération des normes suisses (SIA 260 à 267) entrées en vigueur au début de 2003.

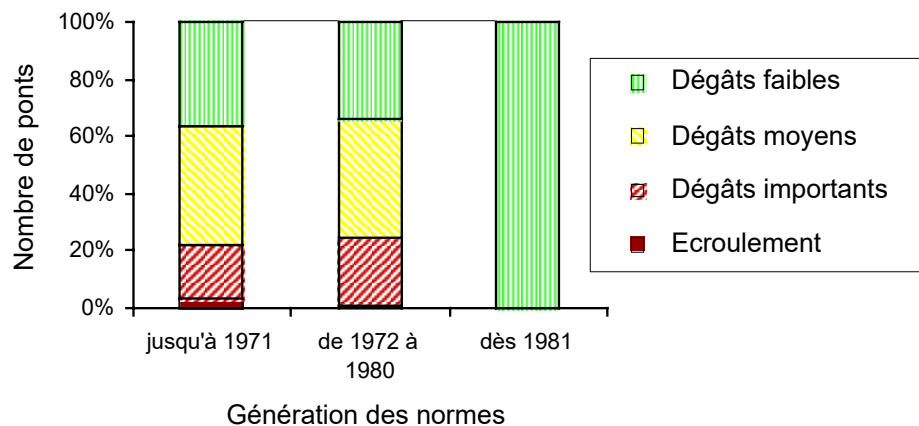


Fig. 2.1 Influence de la génération des normes parasismiques sur l'ampleur des dégâts subis par 233 ponts dans la zone principale des dégâts du tremblement de terre de Northridge près de Los Angeles en Californie [101].

### 2.2 Norme SIA 160, édition 1970

En Suisse, des prescriptions parasismiques pour les ponts ont été édictées pour la première fois en 1970. Dans l'édition 1970 des normes SIA, la prise en compte d'une accélération horizontale de 2 % est exigée de manière générale pour tous les ouvrages, c'est à dire aussi pour les ponts [SIA 160 [11]]. Dans le canton de Bâle-Ville, l'autorité compétente a augmenté cette valeur à 5 %, sur la base de l'art. 22.1 de la norme SIA 160, qui prévoyait pour les régions de Suisse particulièrement menacées par les tremblements de terre (régions alpines, vallée du Rhin saint-galloise) la possibilité d'établir des règles d'exception.

Cinq ans plus tard, en 1975, des prescriptions constructives complémentaires sont apparues sous la forme des recommandations SIA 160/2 « Mesures pratiques pour la protection des ouvrages contre les séismes » [SIA 160/2 [24]]. En contradiction avec le titre général de ces recommandations, le contenu est consacré exclusivement aux bâtiments. Il n'y a dans ce document pas de mesures constructives décrites pour d'autres ouvrages tels que les ponts.

En Suisse, de nombreux ponts jouissent d'une certaine protection contre les tremblements de terre du fait de prescriptions autres que celles relatives aux actions sismiques mentionnées dans la norme SIA 160, édition 1970 [23], soit en particulier les actions du vent et de freinage, ainsi que certains critères constructifs (p. ex. poutres continues).

### 2.3 Norme SIA 160, édition 1989

Dans l'édition 1989 de la norme SIA 160 [12], un chapitre circonstancié est consacré à l'action sismique. Pour les ponts, des vérifications par le calcul et des mesures constructives ont été introduites, échelonnées selon la classe d'ouvrages et la zone de séisme [SIA 160 [12]]. Parmi les mesures constructives, il faut mentionner en particulier la sécurisation contre la chute du tablier, nouvellement introduite. Avec des prescriptions simples sur le dimensionnement minimal des zones d'appui, on veut arriver à ce que le tablier du pont ne s'écroule pas, c'est-à-dire à ce que, dans le pire des cas, il tombe des appuis sur le banc d'appui. La vérification de l'aptitude au service nouvellement introduite pour les ponts de la classe d'ouvrages III, constitue une exigence nettement accrue par rapport à la situation antérieure. Selon cette disposition, les appuis et les joints de chaussée doivent absorber sans dommage les déplacements de la structure porteuse causés par un séisme.

L'édition 1989 de la norme SIA 160 donne en outre la première carte des zones de séisme en Suisse (Fig. 2.2). Elle est basée sur des études statistiques d'aléa sismiques des années 70 [92]. Dans chaque zone de séisme est définie une valeur d'accélération horizontale effective pour un séisme d'intensité donnée avec une période de retour de 400 ans. L'intensité du séisme de dimensionnement a été choisie dans les quatre zones entre VI et VIII sur l'échelle macrosismique européenne (échelle EMS) [75]. En comparaison, il faut noter que certains séismes historiques en Suisse ont atteint des intensités supérieures, comme celui de Bâle en 1356 avec une intensité estimée à IX (voir Annexe III).

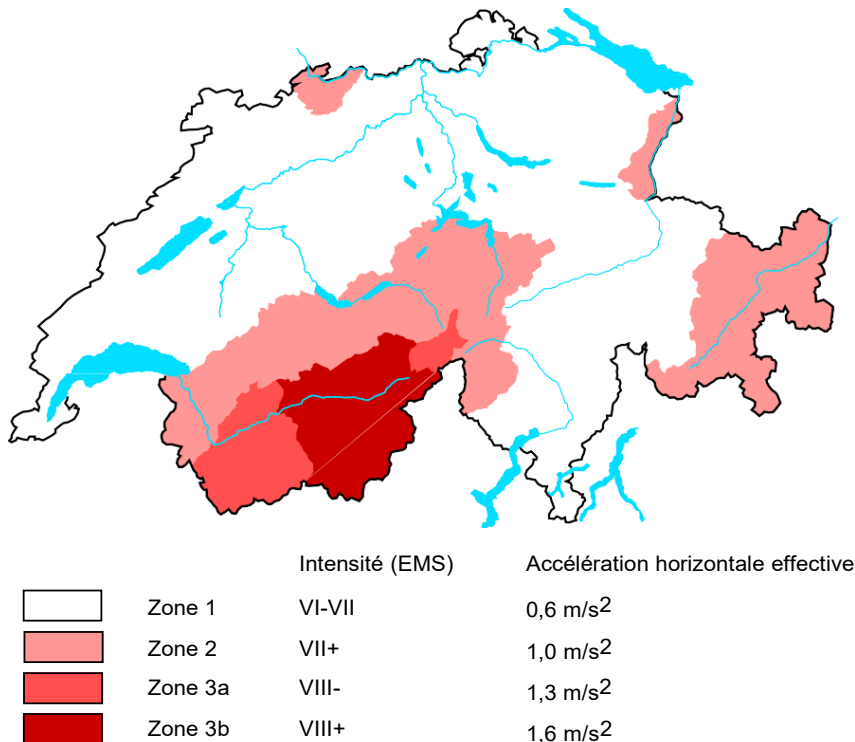


Fig. 2.2 Zones de séisme de la Suisse avec l'intensité correspondante et l'accélération horizontale maximale du sol pour le séisme de dimensionnement selon la norme SIA 160 de 1989 [12].

Lorsque l'on contrôle selon l'édition 1989 de la norme SIA 160 [12] la sécurité sismique d'un pont construit avant 1989, il faut s'attendre à ce que la sécurisation contre la chute et l'aptitude au service pour la classe d'ouvrages CO III ne soient pas garanties, en particulier dans les zones d'aléa sismiques élevés. Sur le plan des forces de remplacement horizontales, on peut craindre avant tout un sous-dimensionnement des piles et des appuis pour les ponts relativement rigides dans le sens longitudinal ou transversal; ce point devient souvent problématique dans les zones d'aléa sismiques élevés. Avec la nouvelle norme SIA 261 [14], les exigences de sécurité structurale des piles et des appuis sont en général plus élevées. Cette norme n'apporte que des modifications mineures en ce qui concerne la sécurité contre la chute et l'aptitude au service (CO III).

## 2.4 Norme SIA 261, édition 2003 et suivantes

Une nouvelle génération de normes des structures porteuses est parue en 2003, les normes SIA 260 à 267 (Swisscodes). Dans ces nouvelles normes, le dimensionnement parasismique, basé sur l'Eurocode 8, a été simplifié pour les aléas sismiques faibles à moyens rencontrés en Suisse ; en outre, il a été formulé pour convenir aux besoins de la pratique. Par rapport à la norme SIA 160, le dimensionnement parasismique est de manière générale plus exigeant ; ainsi par exemple, l'action sismique élastique peut atteindre le double des valeurs en vigueur jusqu'ici, en raison d'une subdivision en cinq classes de sols (au lieu de deux) et de l'utilisation de spectres de réponse amplifiés plus fortement [52]. Fait nouveau, une vérification par le calcul de la sécurité sismique des ponts est exigée pour toutes les classes d'ouvrages et toutes les zones de séisme. La vérification de l'aptitude au service n'est à établir comme précédemment que pour la classe d'ouvrages la plus élevée CO III, et, fait nouveau, avec une action sismique deux fois plus faible que dans la vérification de la sécurité structurale (équation (23) dans la norme SIA 260 [13]). Ainsi est prise en compte pour la vérification de l'aptitude au service une période de retour du séisme de dimensionnement plus courte, conformément au concept d l'Eurocode 8. La sécurisation contre la chute a été reprise pour l'essentiel de la norme SIA 160, mais on y a introduit une différenciation du dimensionnement des bancs d'appui en fonction de la classe d'ouvrages ; cette mesure conduit à des exigences généralement plus sévères pour les classes d'ouvrages supérieures.

Selon la circulaire de l'OFROU du 24 janvier 2003, les normes des structures porteuses SIA 260 à 267 sont en vigueur depuis le début 2003 pour les nouveaux projets de ponts [29]. Des réflexions complémentaires sont nécessaires pour les ponts existants (voir chap. 2.6).

Les normes SIA 260 à 267 ont été révisées en 2013 – 2014. Cependant, mis à part l'augmentation considérable des exigences pour le dimensionnement des bancs d'appui (chute des éléments porteurs), ces révisions n'ont pas amené de changements significatifs sur le plan sismique. En revanche, une révision complète du chapitre 16 (séisme) de la norme SIA 261 a été publiée en 2020 [22]. Cette dernière révision apporte des changements importants par l'introduction d'une nouvelle zone sismique Z1b, par la modification de la forme des spectres de réponse et par l'augmentation du facteur d'importance de la classe d'ouvrages CO III, notamment. Par ailleurs, un rectificatif de la norme SIA 260 (2013) a également été publié en 2020 et concerne l'équation (23). Selon ce rectificatif, l'action sismique pour la vérification de l'aptitude au service est à reprendre de la norme SIA 261, sans réduction de la valeur (comme à 50% auparavant).

### 2.4.1 Cartes des zones de séisme de la norme SIA 261 (2003 vs 2020)

La carte des zones de séisme de la norme SIA 261 des éditions 2003 et 2014 reprend la subdivision en quatre zones Z1, Z2, Z3a et Z3b avec les mêmes valeurs de dimensionnement de l'accélération que dans la norme SIA 160. Seule l'extension géographique des différentes zones est modifiée, avec en particulier une classification dans des zones de séisme plus élevées du nord de la Suisse, des cantons de Glaris, de Schwyz et des Grisons, ainsi que du Bas-Valais (Fig. 2.3). Cette attribution plus élevée est due essentiellement à la reprise des exigences de sécurité plus sévères de l'Eurocode 8. Ainsi, la valeur de calcul de l'accélération horizontale du sol dans chaque zone représente un maximum, alors qu'auparavant elle correspondait à la valeur effective, et la période de retour du

séisme de dimensionnement a été portée de 400 à 475 ans, correspondant à une probabilité de dépassement de 10 % en 50 ans.

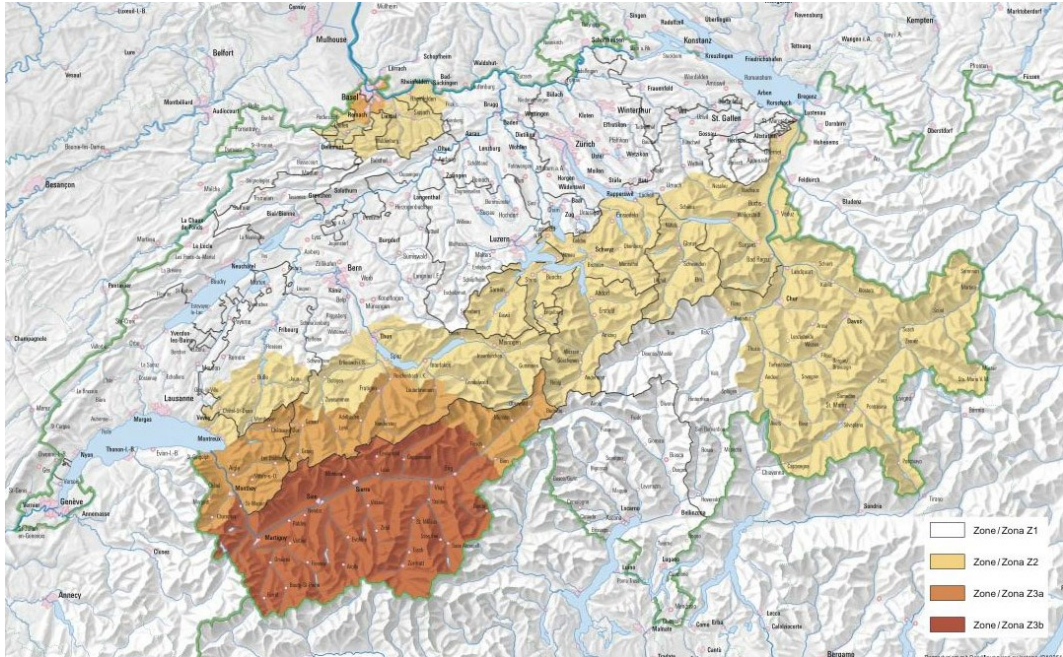


Fig. 2.3 Carte des zones de séisme de la Suisse selon la norme SIA 261 de 2003 et 2014 [14].

La nouvelle carte des zones de séisme de l'édition 2020 de la norme SIA 261 introduit une nouvelle zone Z1b avec une accélération du sol de  $0.8 \text{ m/s}^2$  comprise entre celles de la zone Z1 (renommée Z1a) et de la zone Z2 (Fig. 2.4). Par ailleurs, les frontières des zones ont également été remodelées avec des transitions plus logiques.

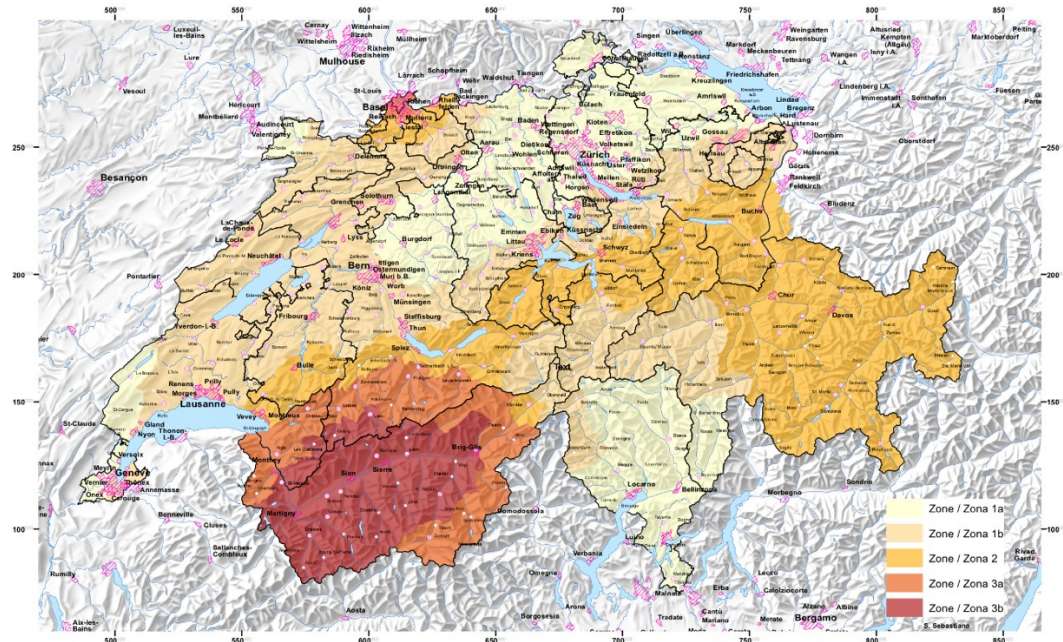


Fig. 2.4 Nouvelle carte des zones de séisme de la Suisse selon la norme SIA 261 de 2020 [22].

## 2.4.2 Carte des classes de terrain de fondation et de microzonage

Pour faciliter l'attribution du site de construction à l'une des six classes A à F de terrain de fondation selon la norme SIA 261, la Centrale de coordination pour la mitigation des

séismes de l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG) a publié sur internet des cartes de classes de terrain de fondation.

Des explications sont disponibles dans le guide méthodologique de l'office fédéral de l'environnement :

- <https://www.bafu.admin.ch/bafu/fr/home/themes/dangers-naturels/publications-etudes/publications/seismes-cartes-de-classes-de-sols-de-fondation.html>

Les cartes peuvent être consultées sur le site Internet de la Confédération :

- <https://map.geo.admin.ch>

sous le thème principal «Géologie» et les rubriques «Géologie – Dangers naturels –classes de sol de fondation».

De plus, des cartes de microzonage spectral sont disponibles pour une définition plus fine des sollicitations sismiques à attendre. Les zones concernées et les liens vers les guichets cartographiques des cantons respectifs sont disponibles sur [map.geo.admin.ch](https://map.geo.admin.ch) sous le thème "microzonage spectral", par exemple :

- Pour le canton de Vaud : <https://www.geo.vd.ch> ;
- Pour les cantons de Bâle-Ville et Bâle-Campagne : <https://map.geo.bs.ch>, <https://geo-view.bl.ch>
- Pour le canton du Valais : <https://www.crealp.ch>

### 2.4.3 Spectres de réponse

Mis à part l'introduction de la zone sismique Z1b, l'autre modification majeure de la version 2020 de la norme SIA 261 par rapport à la version précédente concerne la modification de la forme des spectres de réponse. Les formes spectrales ont été revues et notablement corrigées de manière à être le plus cohérent possible avec une mise à jour ultérieure des spectres de réponse de l'Eurocode 8. Concrètement ce sont les valeurs des paramètres ( $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$ ) de l'équation correspondante qui ont été modifiées pour toutes les classes de terrain de fondation. Les plateaux des spectres des classes de terrain de fondation C, D et E de la révision 2020 de la norme SIA 261 sont significativement plus élevés que ceux de la version précédente :

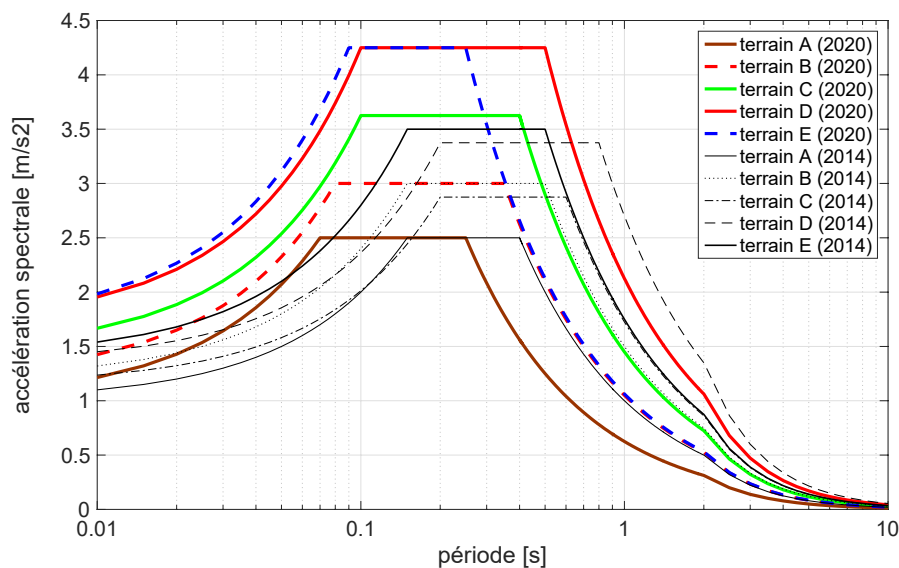


Fig. 2.5 Spectres de réponse de la norme SIA 261 de 2020 pour la zone sismique Z2 ( $a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$ ) en comparaison avec ceux de la version précédente.

Cependant hormis le niveau du plateau, les nouveaux spectres de réponse sont, d'une manière générale, plus favorables que les précédents, en particulier en ce qui concerne la

demande en déplacement. L'effet le plus spectaculaire concerne la classe de terrain de fondation E pour laquelle, à partir d'une période d'environ 0,3 s déjà, les sollicitations sismiques correspondantes sont fortement réduites. Cette réduction est telle que même en cas de changement de zone sismique de Z1 à Z1b, les sollicitations à prendre en compte pour la classe de terrain de fondation E sont plus petites (à partir d'une période de 0,4 s. environ) que celles qui devaient être considérées auparavant avec une zone plus basse (Z1 au lieu de Z1b).

La révision de la norme SIA 261 n'a eu aucun effet sur les microzonages. Cependant, le groupe de travail ad hoc de la commission de la norme SIA 261 a formulé des recommandations pour l'utilisation des spectres de réponse des microzonages qui n'ont pas été mis à jour depuis la nouvelle version de l'aléa sismique de 2015. Cela concerne tous les microzonages à l'exception des microzonages vaudois qui ont été mis à jour en 2018 et qui, par conséquent, sont utilisables tels quels avec la norme SIA 261 révisée en 2020.

Les recommandations de la commission de la norme SIA 261 sont destinées à une phase transitoire jusqu'à la mise à jour des microzonages concernés. De manière logique et pragmatique, la commission de la norme SIA 261 préconise de considérer l'enveloppe de deux spectres de réponse: celui du microzonage et celui de la classe de terrain de fondation selon la norme SIA 261 révisée. Cela implique de considérer deux courbes et, évidemment, de déterminer la classe de terrain de fondation à attribuer à l'emplacement concerné.

#### 2.4.4 Comportement ductile et non-ductile de la structure porteuse

Deux concepts de dimensionnement parasismique peuvent être utilisés : celui du *comportement ductile de la structure porteuse* et celui du *comportement non-ductile de la structure porteuse*. Les deux méthodes de dimensionnement se différencient en premier lieu par des règles de dimensionnement et des coefficients de comportement différents.

La méthode du *comportement non-ductile de la structure porteuse* s'appuie sur la méthodologie habituelle des normes SIA. Le dimensionnement parasismique se fait de manière conventionnelle comme pour les charges gravitaires ou les actions du vent. Le coefficient de comportement  $q$ , qui peut être pris en compte pour la réduction de l'action sismique élastique, vaut  $q = 2,0$  pour les structures porteuses en béton armé avec des aciers d'armature B ou C et les structures porteuses en acier (sauf pour la classe de section 4), et seulement  $q = 1,5$  pour les autres techniques de construction. Le coefficient de comportement  $q = 1,5$  ne tient compte pour l'essentiel que de la surrésistance.

La méthode du *comportement ductile de la structure porteuse* repose sur les connaissances du génie parasismique moderne, telle que la méthode du dimensionnement en capacité ; elle utilise la grande capacité de dissipation d'énergie et de déformation non-élastique d'une structure porteuse conçue pour être ductile. Le coefficient de comportement  $q$  peut être fixé dans une fourchette de 2,0 à 5,0, suivant le système structural et d'autres critères relatifs aux matériaux (qualité de l'acier d'armature ou classe de section du profilé métallique); il prend donc une valeur nettement plus élevée que pour les structures non-ductiles. En contrepartie, les règles constructives décrites dans le chapitre sismique des normes SIA 262 à 266 doivent être respectées.

#### 2.4.5 Evolution de la prise en compte de l'action sismique dans les normes

La Fig. 2.6 illustre de manière simplifiée l'évolution de la prise en compte des forces sismiques pour les piles des ponts ductiles et non-ductiles en béton armé au cours des dernières générations de normes. L'indice de force de remplacement pour un pont relativement rigide dans le sens longitudinal  $\gamma$  est représenté graphiquement en tant que grandeur typique (la fréquence propre déterminante se trouve dans le domaine de l'amplification maximale des spectres de réponse de l'accélération), pour les deux classes d'ouvrages II et III et pour un sol de fondation moyennement rigide selon la norme SIA 160, correspondant à la classe de terrain de fondation B de la norme SIA 261 dans la zone de séisme Z3b. L'indice de la force de remplacement est le rapport entre la force de remplacement horizontale totale prise au niveau de dimensionnement et le poids déterminant (poids propre plus une partie de la charge utile).

On a admis un acier d'armature de classe de ductilité C pour les piles de pont. Selon les normes SIA 261 et 262, on obtient alors un coefficient de comportement  $q = 4,0$  pour un comportement ductile de la structure porteuse, et  $q = 2,0$  pour un comportement non-ductile.

Deux tendances caractérisent l'évolution de l'indice de la force de remplacement de la Fig. 2.6: premièrement, l'indice croît constamment d'une génération de normes à l'autre, et deuxièmement l'indice différencie toujours plus fortement les différents comportements de la construction. Le comportement non-ductile de la structure porteuse de la norme SIA 261 est caractérisé par un indice presque trois fois plus élevé qu'auparavant, tandis que le comportement ductile de la structure porteuse n'est caractérisé que par une légère augmentation de l'indice pour la classe d'ouvrages. La relativement faible augmentation de l'indice entre les éditions 2003 et 2020 de la norme SIA 261 est liée à la classe de terrain de fondation B choisie pour cet exemple. Une augmentation plus marquée apparaîtrait avec une classe de terrain de fondation C, D ou E.

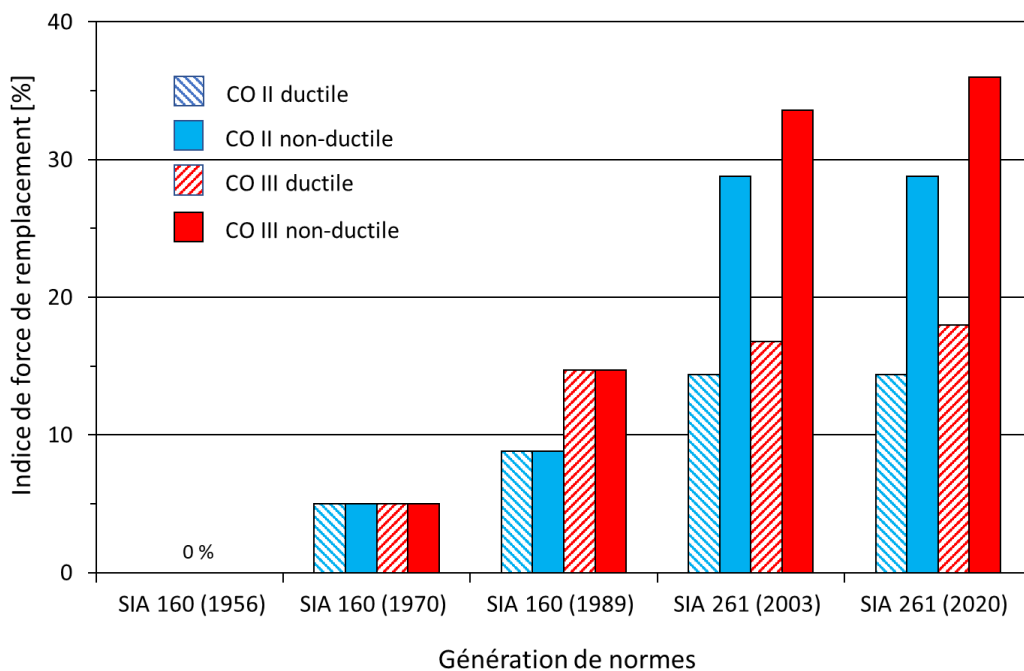


Fig. 2.6 Indice de la force de remplacement en fonction de l'évolution des normes pour les comportements structuraux ductile et non-ductile des piles de ponts en béton armé des classes d'ouvrages CO II et CO III pour la classe de terrain de fondation B dans la zone de séisme Z3b.

Avec la norme SIA 261, le dimensionnement conventionnel et les dispositions constructives correspondants aux normes antérieures sont nouvellement à attribuer à un comportement non-ductile de la structure porteuse, car les mesures constructives pour garantir la ductilité ne sont en général pas respectées, et une rupture fragile prématurée ne peut être exclue. Au lieu de facteurs de réduction variant auparavant dans une fourchette de 2,3 à 3,8 (correspondant à  $1/C_K$  dans la norme SIA 160, édition 1989), ne sont désormais autorisés pour le comportement non-ductile de la structure porteuse que des coefficients de comportement inscrits dans une fourchette de 1,5 à 2,0. Par rapport à la situation antérieure cela correspond presque à un doublement des efforts sismiques.

## 2.5 Constructions existantes selon les normes SIA

D'une manière générale, l'application des normes SIA aux constructions existantes a nécessité des développements supplémentaires qui ont été formalisés dans une collection de normes dédiées, les normes SIA 269 [[18] (2011)]. Sur le plan sismique, il est cependant rapidement apparu que les constructions existantes ne peuvent pas être traitées de la

même manière que les constructions neuves et qu'une approche spécifique était urgemment nécessaire. Etant donné qu'en Suisse, les constructions existantes ont été, dans une très large mesure, dimensionnées en faisant abstraction du séisme ou bien avec des méthodes inadaptées, une grande majorité d'entre elles devraient être renforcées si elles étaient évaluées selon les mêmes critères que les constructions neuves. Afin de limiter raisonnablement les investissements nécessaires, une approche différente, basée sur le risque, a été donc développée et formalisée en 2004 déjà dans le cahier technique SIA 2018 [[21] (2004)]. L'optique retenue dans ce document novateur est une approche basée sur les notions de risque, dont l'aboutissement principal est une définition du niveau de sécurité minimum exigé en relation avec l'acceptation du risque individuel. Le cahier technique SIA 2018 a ensuite été légèrement adapté pour être intégré fin 2017 dans la collection de normes SIA 269, sous la dénomination SIA 269/8 [[20] (2017)].

### 2.5.1 Le cahier technique SIA 2018 (2004)

Sur le plan sismique, l'élément essentiel qui distingue les ouvrages neufs des ouvrages existants concerne le coût des mesures. Pour les constructions neuves, le coût de l'application des prescriptions des dernières normes de construction est quasiment négligeable. En Suisse, des études ont montré que le surcoût se monte au plus à un pour cent du montant du gros-œuvre. Par ailleurs, ce coût peut être notablement réduit avec une conception adéquate de la structure porteuse. Pour les constructions existantes, c'est un tout autre problème. Contrairement aux constructions neuves, aucun choix bénéfique quant à la conception de la structure ne peut évidemment être effectué. En outre, leur assainissement sismique est très coûteux, pouvant atteindre plusieurs dizaines de pour cent de la valeur de l'objet. Par conséquent, des approches différentes sont nécessaires pour les constructions nouvelles et pour les constructions existantes. Le cahier technique SIA 2018 : « Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants » [21] a formalisé dès 2004 une telle approche, basée sur les concepts de proportionnalité et d'exigibilité dans le contexte de la réduction du risque et des coûts d'intervention. Il permet donc, entre autres, de fixer des limites d'investissements raisonnables.

L'approche du cahier technique SIA 2018 est basée sur les notions de risque. Le risque individuel est dissocié du risque collectif et le niveau de sécurité minimum exigé est défini en relation avec l'acceptation du risque individuel. Les éléments suivants constituent l'ossature du cahier technique SIA 2018 :

- le risque individuel ;
- le principe de proportionnalité ;
- le principe d'exigibilité.

Le cahier technique SIA 2018 était principalement destiné à l'évaluation des bâtiments et le niveau de sécurité minimal exigé y est défini en relation avec l'acceptation du risque individuel. Le risque individuel correspond à la probabilité moyenne qu'une personne décède suite à un séisme. L'estimation du risque individuel s'effectue sur la base d'une personne qui se trouve en permanence dans le bâtiment considéré. En fait, exprimé de cette manière, le risque individuel est plus un indicateur de la sécurité structurale du bâtiment qu'un risque aux individus proprement dit, car personne ne séjourne de manière permanente dans un bâtiment. Le lien du risque individuel avec la sécurité structurale s'effectue à l'aide du facteur de conformité ( $\alpha_{\text{eff}}$ ). Celui-ci quantifie dans quelle mesure, un ouvrage existant répond aux exigences posées pour un ouvrage neuf selon les dernières normes SIA. Un seuil minimum du facteur de conformité correspondant au risque individuel acceptable a été défini ( $\alpha_{\text{min}} = 0,25$  pour les CO I et CO II). En d'autres termes, la sécurité de l'individu est garantie pour un bâtiment existant si celui-ci répond à 1/4 des exigences des dernières normes SIA.

Si le critère d'acceptabilité du risque individuel est rempli ( $\alpha_{\text{eff}} > \alpha_{\text{min}}$ ), il faut apprécier la proportionnalité des mesures d'intervention sur la base des coûts de sauvetage parasismiques qui correspondent statistiquement aux montants dépensés pour sauver des vies humaines. La limite de proportionnalité ne peut être déterminée que par comparaison avec les montants consentis dans d'autres situations et elle a été fixée à une valeur de 10 millions de francs par vie sauvée. Pour utiliser ce critère, il faut déterminer le risque collectif

qui dépend du nombre de personnes se trouvant dans le bâtiment ainsi que de leur temps de présence. Le calcul des coûts de sauvetage fait intervenir la réduction du risque liée à l'intervention, l'occupation moyenne du bâtiment (PB) et la durée d'utilisation restante. Logiquement, plus la réduction du risque est importante, plus le bâtiment est occupé et plus celui-ci sera utilisé longtemps, moins les coûts de sauvetage seront élevés. Il faut noter que la période de retour de l'action sismique étant bien plus élevée (env. 500 ans) que la durée d'utilisation restante (de l'ordre de 50 ans) et qu'un bâtiment est rarement occupé en permanence, les interventions ne permettent de sauver statistiquement que des fractions de vies humaines. Ainsi, les montants considérés comme proportionnels n'atteignent également qu'une fraction de la limite des 10 millions de francs.

En principe, des mesures doivent être prises lorsque le facteur de conformité est inférieur au seuil minimum ( $\alpha_{\text{eff}} < \alpha_{\text{min}}$ ). Cependant, il peut exister des situations, par exemple des bâtiments rarement fréquentés par des personnes, pour lesquels de telles mesures seraient trop coûteuses, sans amélioration des coûts de sauvetage. La notion d'exigibilité a été introduite pour ces cas-là. Ce terme est utilisé dans le langage courant, mais également dans le domaine juridique. Il est généralement utilisé dans un contexte avec un aspect contraignant, mais qui doit rester dans les limites du raisonnable. Dans le cadre du cahier technique SIA 2018, les interventions visant à atteindre le facteur de conformité minimum ( $\alpha_{\text{min}} = 0,25$  pour les CO I et CO II) sont jugées raisonnablement exigibles lorsque les coûts de sauvetage sont inférieurs à 100 millions de francs par vie sauvée. Si les dépenses nécessaires pour atteindre un niveau de risque individuel acceptable ne sont pas raisonnablement exigibles, il faut s'efforcer, par des mesures organisationnelles à réduire le nombre de personnes exposées ou le temps d'exposition de celles-ci. Par exemple, on peut fixer un taux d'occupation qui ne doit pas être dépassé ou bien l'affectation du bâtiment peut être modifiée. Lorsqu'il n'existe pas d'interventions raisonnablement exigibles pour atteindre le facteur de conformité minimal, le risque doit être consciemment accepté.

Il faut finalement relever que la proportionnalité et l'exigibilité ne doivent pas nécessairement être prises au pied de la lettre. Elles doivent également prendre en compte les valeurs relatives des montants à dépenser pour l'amélioration de la sécurité sismique par rapport aux coûts globaux d'une transformation. Ainsi, même s'ils sont supérieurs aux limites de 10 ou 100 millions de francs par vie sauvée, les coûts peuvent être considérés comme proportionnels ou exigibles s'ils ne représentent que quelques pour cents des coûts globaux d'une transformation.

## 2.5.2 La norme SIA 269/8 (2017)

La norme SIA 269/8 : « Maintenance des structures porteuses – Séismes » [20] remplace depuis décembre 2017 le cahier technique SIA 2018. C'est dorénavant le document de base pour la vérification de la sécurité sismique des ouvrages existants dans lequel l'approche basée sur le risque pour l'appréciation de la sécurité sismique a été maintenue et étendue. L'objectif principal étant d'éviter des confortements déraisonnables car, contrairement aux ouvrages neufs, une mise en conformité sur le plan sismique d'un ouvrage existant est généralement très coûteuse. La démarche s'appuie sur les deux piliers principaux du cahier technique SIA 2018 qui sont, d'une part, la définition d'un seuil minimal du facteur de conformité pour garantir la sécurité individuelle et, d'autre part, l'utilisation de la proportionnalité pour établir l'efficacité des mesures d'intervention afin de pouvoir proposer ou non leur mise en œuvre.

Les valeurs du seuil minimal du facteur de conformité sont définies en fonction de la classe d'ouvrages à laquelle appartient la construction examinée. Par rapport au cahier technique SIA 2018, il faut relever que la norme SIA 269/8 a introduit deux classes d'ouvrages particulières avec une valeur plus grande du seuil minimum du facteur de conformité ( $\alpha_{\text{min}} = 0,4$  au lieu de  $\alpha_{\text{min}} = 0,25$ ). Il s'agit de :

- CO II-s, écoles et jardins d'enfants (y.c. bâtiments abritant des jeunes en formation) ;
- CO II-i, ouvrages ayant une fonction d'infrastructure importante (par exemple pont sur une voie de circulation importante ou centrale électrique CFF).

Par rapport au cahier technique SIA 2018, la notion d'exigibilité a été abandonnée, car elle était problématique sur le plan juridique. Ainsi, les interventions sont désormais obligatoirement requises si le facteur de conformité  $\alpha_{eff}$  est plus petit que le facteur de conformité minimal  $\alpha_{min}$ . Par ailleurs, la norme SIA 269/8 donne les éléments pour considérer, entre autres, la valeur de l'ouvrage et sa fonction d'infrastructure dans le calcul de la proportionnalité.

A noter que les tableaux indiquant les propriétés des matériaux de construction en fonction des différentes éditions des normes qui se trouvaient en annexe du cahier technique SIA 2018 sont dorénavant intégrés dans les normes SIA 269/x correspondantes. Par exemple, le tableau des propriétés du béton se trouve en annexe de la norme SIA 269/2 : « Maintenance des structures porteuses – Structures en béton ».

## 2.6 Particularités des ponts existants

Dans les normes SIA 260 à 267, le dimensionnement parasismique des structures porteuses est conçu essentiellement pour la planification des nouveaux ouvrages. Lors du contrôle de ponts existants, les nouvelles normes doivent être appliquées selon [29], depuis le début 2003. Ce procédé vise à garantir une introduction aussi rapide que possible des nouvelles normes conformes aux Eurocodes.

La distinction entre comportement ductile ou non-ductile de la structure porteuse est trop rigide pour la vérification des ouvrages existants. Comme les règles constructives pour un comportement ductile ne sont que rarement respectées pour les ponts existants, la vérification basée sur les forces doit être appliquée avec des valeurs faibles de coefficient de comportement,  $q$  car elle se réfère généralement à un comportement non-ductile. Une alternative est la vérification basée sur les déformations (voir chap. 7.2); elle offre la possibilité de mieux apprécier la capacité de déformation élastique et plastique, et également de juger de manière réaliste si la structure porteuse a un comportement ductile ou non-ductile.

La vérification basée sur les déformations décrite au chapitre 6.7 permet souvent de satisfaire pleinement aux exigences de sécurité sismique des nouvelles normes structurales SIA 260 à 267. Même si ce n'est pas le cas, un confortement par des mesures constructives n'est pas forcément nécessaire, en raison de considérations de proportionnalité entre les coûts d'un confortement et la réduction des risques obtenue. Des recommandations, basées sur la norme SIA 269/8, sont données au chapitre 8.2 pour définir si un pont existant peut encore être accepté tel quel ou s'il doit être conforté.

## 2.7 Âge des ponts existants

Le réseau des routes nationales comprend actuellement environ 4280 ponts. Quelques ouvrages ont été ajoutés dans l'inventaire en raison de la reprise par la Confédération d'environ 420 km de routes par les cantons, suite à l'arrêté fédéral de 2018. La subdivision selon leur date de construction en quatre groupes correspondant au développement des normes parasismiques fait apparaître qu'environ 28% des ponts ont été construits avant 1970, 54 % entre 1970 et 1989, 13 % entre 1990 et 2003, après l'entrée en vigueur de normes parasismiques considérées actuellement comme modernes, selon la norme SIA 160 de 1989 (Fig. 2.7), et seulement 5% à partir de 2003, année de l'entrée en vigueur de la norme SIA 261 de 2003.

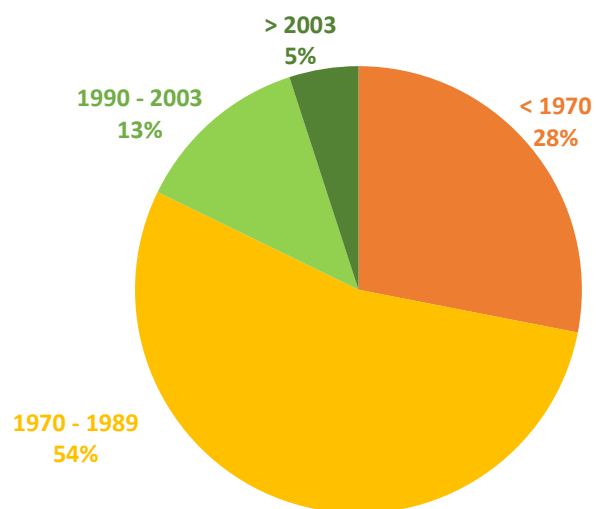


Fig. 2.7 Répartition des 4280 ponts du réseau des routes nationales, état 2020, selon la génération des normes parasismiques.

## 3 Vulnérabilité sismique des ponts

### 3.1 Phénomènes en cas de séisme

En raison des mouvements rapides du sol au cours d'un séisme, les ponts peuvent être amenés à osciller dans le sens vertical ou horizontal. Si la sismicité est faible à moyenne, l'excitation verticale peut en général être absorbée sans problème, car les ponts sont conçus en premier lieu pour les charges verticales (poids propre et charge utile). L'excitation horizontale, par contre, conduit souvent à des sollicitations nettement plus grandes que toutes les autres actions ; la vulnérabilité dans le sens longitudinal est plus grande que dans le sens transversal, particulièrement pour les ponts-poutres.

En raison de la nature oscillatoire des actions sismiques, les différentes piles et culées d'un pont bougent de manière non synchrone ; cela signifie que la distance entre les différents appuis du pont augmente ou diminue périodiquement. Les séismes peuvent provoquer dans le sol des tassements, des glissements ou des liquéfactions qui peuvent conduire à la ruine des fondations des piles et des culées.

L'analyse des dommages sismiques causés aux ponts lors de forts séismes permet d'identifier certains schémas comportementaux typiques et d'en tirer des enseignements importants pour atteindre une meilleure tenue aux tremblements de terre [71], [106]. Ce chapitre présente dans les paragraphes suivants des illustrations typiques de dommages, ordonnées selon les types de pont. Dans le chapitre 4 Conception et dimensionnement parasismique, il est montré comment on peut prévenir au mieux ces dommages.



Fig. 3.1 Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 (à gauche) et au Chili en 2010 (à droite) [30].

### 3.2 Ponts-poutres

Le cas typique de dommage aux ponts-poutres est la chute du tablier en raison de zones d'appui trop courtes dans le sens longitudinal. La Fig. 3.1, prise après le tremblement de terre de Kobe au Japon en 1995, en montre un exemple. Les ponts constitués d'une poutre simple, comme les ponts à poutres préfabriquées, sont particulièrement sujets à l'effondrement du tablier lors de séismes (Fig. 3.2). Les poutres continues peuvent également s'effondrer aux culées, aux articulations Gerber ou aux joints de dilatation sur des piles intermédiaires (Fig. 3.1). La Fig. 3.3 montre des éléments porteurs déplacés latéralement à l'endroit d'un joint de dilatation, et tombés depuis les appuis sur le banc d'appui constitué par la palée des piles, sans s'écrouler complètement.

L'effondrement de tabliers conduit en général à des dommages corporels et à la ruine totale du pont occasionnant une longue interruption du trafic jusqu'à ce que le pont soit réparé ou remplacé. Si les poutres ne tombent que des appuis sur le banc d'appui (Fig. 3.3), le pont peut souvent être remis en place avec des moyens limités. Il peut surtout dans ce cas être remis en fonction assez rapidement avec des appuis provisoires.



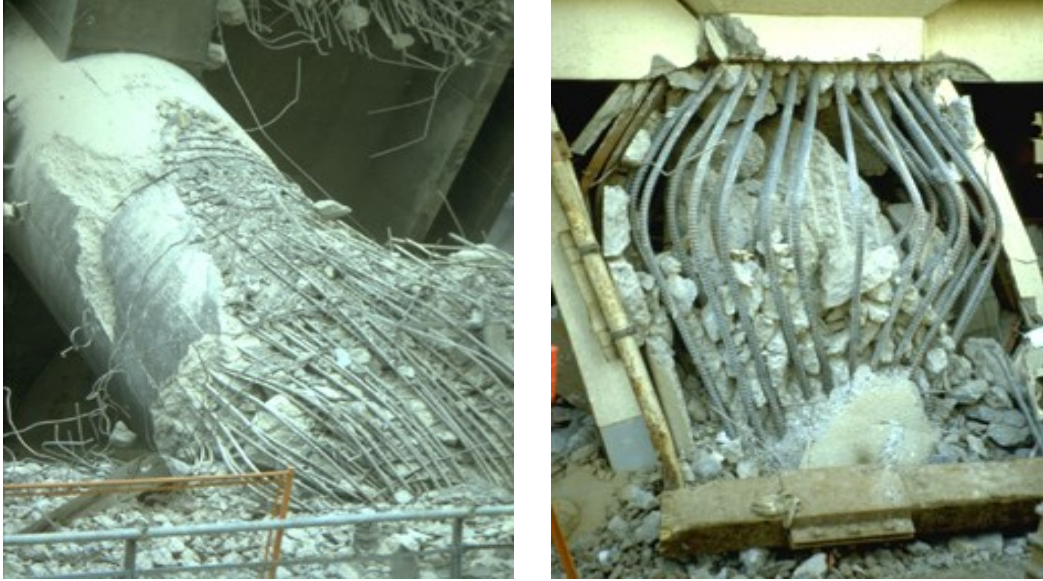
*Fig. 3.2 Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999 [30].*



*Fig. 3.3 Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'une pile à Kobe en 1995 [30].*

Avec des mesures relativement simples dans la zone des appuis, on peut déjà obtenir une bonne sécurisation contre la chute de poutres de ponts. Dans le sens longitudinal, le dimensionnement des zones d'appui doit tenir compte des mouvements possibles de la structure porteuse entre les culées (voir chapitre 4.3). Dans le sens transversal, on peut prévoir un dispositif à emboîtement comme sécurisation contre la chute (Fig. 4.6)

Le deuxième cas typique de dommage aux ponts-poutres est l'endommagement des piles, qui peut aller jusqu'à l'effondrement. Cela concerne avant tout les piles en béton armé dimensionnées de manière conventionnelle, avec une armature transversale faible, respectivement un grand espacement des étriers par rapport aux sections de l'armature longitudinale (Fig. 3.4). La ruine intervient par une rupture fragile sous l'effort cyclique combiné du moment, de l'effort tranchant et de l'effort normal. Pour les piles en acier, des instabilités dangereuses peuvent survenir dans le pourtour de la pile. Elles peuvent conduire à une rupture fragile sans dissipation d'énergie significative par déformation plastique (Fig. 3.5).



*Fig. 3.4 Ruine de piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [30].*



*Fig. 3.5 Voilement d'une pile métallique ronde lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [30].*

Des piles intermédiaires relativement courtes sont particulièrement exposées au danger, car d'une part en raison de leur grande rigidité elles encaissent les forces horizontales des éléments porteurs du pont, et d'autre part elles présentent, en raison de leur faible hauteur, un rapport défavorable des sollicitations entre efforts tranchants et moments qui conduit souvent à une rupture fragile par cisaillement (Fig. 3.6).



Fig. 3.6 Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [30].

### 3.3 Ponts-cadres et ponts à béquilles

Les ponts-cadres monolithiques se caractérisent par un comportement parasismique en général favorable. Ils n'ont pas les points faibles typiques des ponts-poutres tels qu'appuis, articulations Gerber, zones d'appui insuffisantes. Les dommages possibles sont dus à des déplacements des fondations ou à des torsions, ainsi qu'à des tassements des remblais de chaussée de part et d'autre du pont. Les ponts-cadres possédant des parois latérales relativement hautes peuvent être menacés par la pression accrue du sol de la même manière que les grands murs de soutènement.

Les ponts à béquilles peuvent être classés sur le plan du comportement parasismique entre les ponts-poutres et les ponts-cadres.

### 3.4 Ponts-arc

Les ponts-arc sont dotés d'une rigidité longitudinale relativement élevée et réagissent de manière sensible aux déplacements relatifs des naissances des arcs. Suite à des secousses sismiques, les deux fondations sont stimulées de manière asynchrone. L'allongement et le raccourcissement cycliques de la travée de l'arc qui en résultent peut provoquer des dommages, allant de la chute des pierres en clef de voûte, comme par exemple sur la Fig. 3.7, jusqu'à l'effondrement de l'arc. Pour les ponts-arc avec tablier surélevé, il y a danger d'effondrement du tablier comme pour les ponts-poutres.



Fig. 3.7 Pont-arc en pierres naturelles endommagé lors du tremblement de terre de Cehan dans le sud de la Turquie en 1998 [30] (à gauche), pont-arc en pierres naturelles sur le Rio Claro effondré lors du séisme de Centro-Sur au Chili en 2010, source K. Beyer (à droite).

### 3.5 Ponts haubanés

Les ponts haubanés présentent en général des formes de l'oscillation fondamentale caractérisées par des périodes de vibration relativement longues dans les sens longitudinal et transversal. Ils peuvent être amenés à osciller avec une grande amplitude lors de séismes importants. Cela peut conduire à la chute du tablier aux culées ou à l'endroit de joints intermédiaires. De plus, le tablier peut heurter les pylônes.

Plusieurs ponts haubanés de grande envergure ont été soumis à de très importants mouvements de terrain lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [94]. Ils ont résisté au séisme sans grands dommages, avant tout parce qu'ils ont été placés, en tant qu'ouvrages particulièrement importants, dans une classe d'ouvrages supérieure ; à ce titre, ils ont été dimensionnés et construits selon les concepts modernes du génie parasismique pour supporter un séisme de dimensionnement de l'ampleur correspondante. Dans quelques cas, il y a eu des dommages aux appuis et aux ancrages des haubans [90].

Lors du séisme de Chi-Chi à Taiwan en 1999, le premier cas mondial de dégât majeur sur un pont haubané suite à un séisme a été observé [64]. L'élément porteur du pont de Gi-Lu long de 240 m a heurté la culée, ce qui a provoqué des dommages majeurs ; en particulier, un hauban a été détruit.

### 3.6 Appuis et joints de chaussée

Des dommages ont souvent été observés aux appuis fixes [57] lorsque la structure porteuse d'un pont est fixée dans le sens longitudinal. Le va-et-vient dans le jeu de l'appui fixe provoque des forces de choc très importantes qui peuvent facilement endommager l'appui Fig. 3.8. Des dégâts majeurs ont également été observés dans le cas d'appuis dimensionnés spécialement pour les forces sismiques horizontales sur les appuis. La Fig. 3.9 montre un pont-poutre à plusieurs travées d'un tronçon d'autoroute non encore ouvert à la circulation après le tremblement de terre d'Ombrie en Italie en 1997. La poutre continue était liée par un appui longitudinal fixe à la culée (à gauche sur la Fig. 3.9). Après le tremblement de terre, les tirants de  $\varnothing$  50 mm ont presque été arrachés de leur ancrage via une plaque bétonnée scellée contre la culée (à droite sur la Fig. 3.10).



Fig. 3.8 Ponts à trois travées avec appuis fixes à la culée à droite de l'image (image de gauche). Appui longitudinal arraché, sur la culée d'un pont-poutre, Kobe 1995 [30] (à droite).



Fig. 3.9 Pont-poutre avec une structure porteuse continue de 657 m de long et appui longitudinal fixe sur la culée, à gauche sur l'image (voir détail Fig. 3.10) [30].

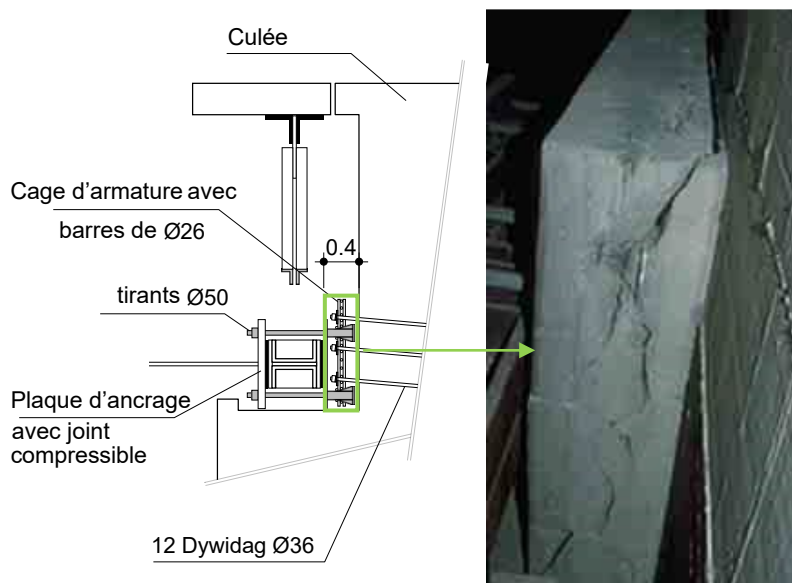
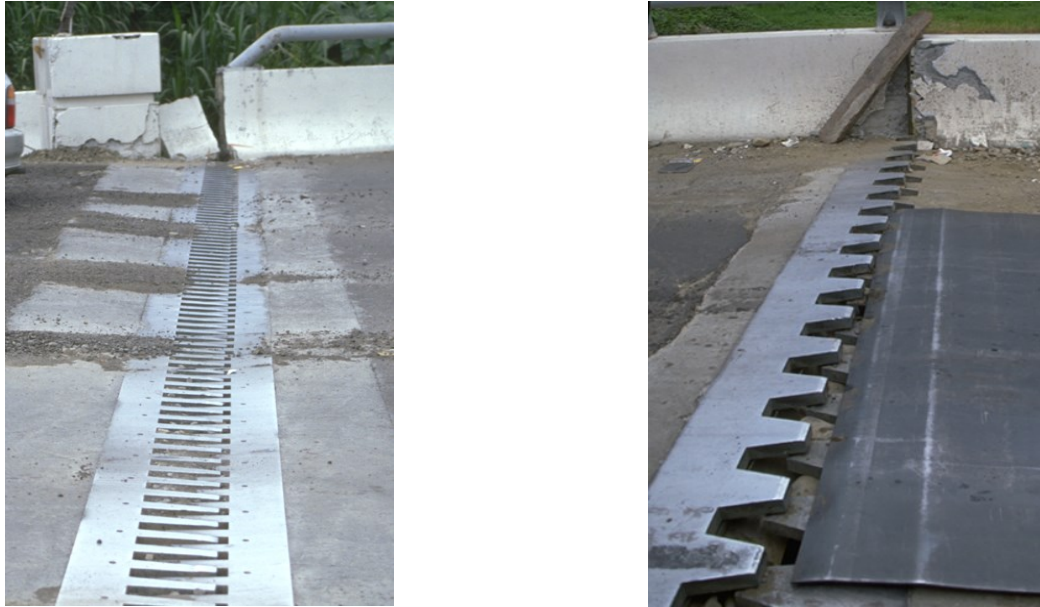


Fig. 3.10 Coupe longitudinale d'une culée avec appui longitudinal fixe (image de gauche). Arrachement de la plaque d'ancrage des tirants de Ø 50 mm scellée contre la paroi arrière de la culée (image de droite), Ombrie 1997 [50], [30].

En cas d'appui longitudinal fixe, il faut s'attendre en général à l'effondrement du tablier après destruction de l'appui longitudinal dans la phase initiale du tremblement de terre. Il faut donc prévoir, indépendamment du dimensionnement parasismique des appuis, des mesures de sécurisation contre la chute.

Si la chute du tablier peut être évitée, les dommages restent faibles. La Fig. 3.11 montre des joints de chaussée et des parapets de ponts-poutres endommagés aux culées, du fait des déplacements horizontaux importants entre le tablier et la culée. Selon l'ampleur des dégâts, le pont peut encore être utilisé immédiatement après un séisme (cas de gauche sur la Fig. 3.11), ou il peut être muni d'un élément adéquat, par exemple une plaque métallique provisoire, comme à droite sur la Fig. 3.11.



*Fig. 3.11 Joints de chaussée endommagés après le tremblement de terre à Taiwan en 1999 [30].*

Des dommages ont été observés également autour des articulations Gerber des ponts. Si les déplacements sismiques entre les parties adjacentes du pont sont élevés et la longueur d'appui pas suffisante, la chute du tablier du pont est possible. Par ailleurs, le vide typiquement prévu dans ces zones entre des différentes parties du pont est souvent de quelques centimètres. Par conséquent, des dommages dû au martèlement peuvent être également rencontrés, voir aussi chapitres 3.7 et 7.4.

### 3.7 Culées

Les culées peuvent être endommagées par des tassements des fondations, du remblai arrière et de la dalle de transition. Des tassements dans la zone de transition à l'arrière des culées peuvent être rapidement égalisés comme le montre la Fig. 3.12 de Boumerdès au nord de l'Algérie en 2003 (Magnitude Mw = 6,7).



*Fig. 3.12 Tassements faibles derrière la culée d'un pont-route à Boumerdès, Algérie, en 2003 [30].*

Les rotations de culées suite à l'augmentation des poussées des terres pendant le tremblement de terre, ou à des tassements différentiels, sont plus dangereuses, comme le montre la Fig. 3.13. Les culées élevées, à partir d'une hauteur libre d'environ 7 m, sont particulièrement vulnérables, car de petites rotations peuvent engendrer de grands déplacements horizontaux du banc d'appui.

Des tassements et des rotations de culée permanentes peuvent également être provoqués par une liquéfaction du sol. Les sols contenant des couches étendues de sable meuble en zone immergée sont particulièrement sensibles à la liquéfaction. Le danger potentiel est d'autant plus grand que la couche susceptible de liquéfaction se trouve proche du niveau de fondation. Une fondation sur pieux jusqu'aux couches stables peut être une solution adaptée pour les piles intermédiaires, comme le montre la Fig. 3.13. Aux culées, une fondation sur pieux ne suffit en général pas, car le remblai derrière la culée peut s'effondrer tout de même par suite de la liquéfaction du sol. Les mesures envisageables sont le remplacement, le compactage ou le drainage des couches sensibles du sol.



Fig. 3.13 Endommagement de la culée à cause de tassements (NISEE-PEER, Univ. of California, Berkeley, [55]).

Les phénomènes mentionnés peuvent aussi causer des dégâts structurels de la culée et de ses ailes. Les chocs des poutres contre la culée et la poussée de terre peuvent mener à une rupture fragile (en cisaillement) de la culée, voir Fig. 3.14, et la défaillance des appuis peut provoquer l'arrachement de son ancrage.



Fig. 3.14 Rupture de la culée, I-5/I-210 Interchange, séisme de San-Fernando 1971. (Source: NISEE-PEER, Univ. of California, Berkeley [99], repris du rapport AGB 663 [34]).

Pour les ponts flottants ou à la suite de la défaillance d'un appui fixe horizontal, le choc de la poutre contre la culée peut provoquer des dégâts [58]. Les dommages dus au martèlement sismique peuvent se produire entre les structures adjacentes ou entre les différentes

composantes d'un pont lorsque la distance de séparation n'est pas suffisante pour s'adapter au déplacement relatif entre elles, provoquant la fermeture du joint. Les ponts à ossature multiple et à travées simples sont les ponts les plus susceptibles d'être endommagés par le martèlement en raison des nombreux composants indépendants et du manque de continuité dans la structure [76].

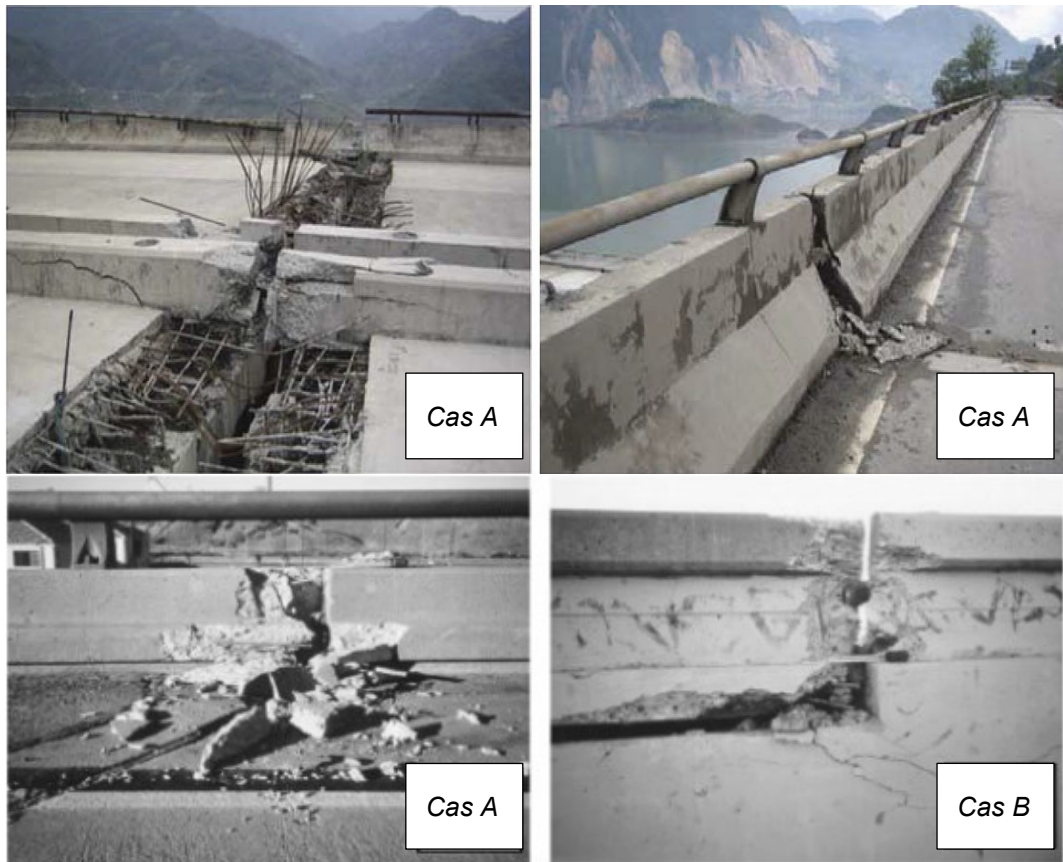


Fig. 3.15 Dommages sismiques typiques aux ponts par martèlement: cas A entre les tabliers et cas B le tablier du pont et la culée adjacente. (sources: [86],[76]).

La Fig. 3.15 montre les dommages typiques de martèlement induits par les séismes entre les tabliers (Fig. 3.15 cas A [86], [76]) et le tablier de pont et la culée adjacente (Fig. 3.15 cas B), [76]) en raison d'un grand mouvement relatif.

### 3.8 Aspects géotechniques

Les phénomènes géotechniques les plus souvent provoqués par de séismes sont de glissements de terrain, d'éboulements et de la liquéfaction du sol. Concernant le glissement, ce sont surtout les fondations dans les zones actives de glissement qui sont mises en danger. Lors du séisme de Chi-Chi à Taiwan en 1999 (magnitude  $M_w = 7,6$ ), on a observé plus de 10'000 glissements de versants. La plupart d'entre eux ont eu lieu dans les régions soumises à une accélération maximale du sol supérieure à 0,15 g et sur des pentes supérieures à 30° [81], [96]. Les règles fondamentales du paragraphe 7.2 de la norme SIA 267 Géotechnique sont basées sur de telles observations ; l'étude des effets de séismes sur les sols de fondation se limite en l'occurrence aux combinaisons les plus élevées des zones d'aléa sismiques et des classes de sol de fondation.

La liquéfaction du sol est un phénomène dans lequel un dépôt de sol sans cohésion sous la nappe phréatique perd une quantité substantielle de résistance en raison de fortes secousses sismiques du sol. La raison de la perte de résistance est que certains types de sol sans cohésion ont tendance à se compacter pendant les tremblements de terre et cette tendance à la compaction entraîne une augmentation des pressions interstitielles dans le sol. Ceci, à son tour, entraîne une réduction de la résistance du sol. Les sols naturels

récemment déposés (c-à-d. géologiquement jeunes) et relativement meubles, et les remblais non compactés ou mal compactés, sont susceptibles de liquéfaction. Les sables meubles et les sables limoneux sont particulièrement sensibles. Les limons et les graviers en vrac ont également un potentiel de liquéfaction. Les sols naturels denses et les remblais bien compactés ont une faible susceptibilité à la liquéfaction. Les sols argileux ne sont généralement pas sensibles, à l'exception des argiles très sensibles trouvées dans certains endroits géographiques.

Généralement, la liquéfaction peut se produire à partir d'une accélération du sol de  $1\text{m/s}^2$  (voir aussi SIA 269/8 [20]) et est très rare pour des accélérations plus faibles. En Suisse, les sols potentiellement sensibles à la liquéfaction sont souvent caractérisés par des sédiments de fleuves et lacs, comme par exemple dans la plaine du Valais.

La liquéfaction a peut-être été la cause la plus importante de dommages aux ponts lors des tremblements de terre passés. La plupart des dommages sont liés au mouvement latéral du sol au niveau des culées de pont. Cependant, des cas impliquant la perte des appuis latéraux et verticaux des fondations des piles de ponts se sont également produits.

Les conséquences potentielles de la liquéfaction peuvent être regroupées dans les catégories suivantes :

1. Coulée de boue. Les coulées de boue sont la forme la plus catastrophique de rupture du sol qui peut se produire en raison de la liquéfaction. Ces grands glissements se produisent lorsque les charges statiques (gravité) de la pente descendante dépassent la résistance fournie par les faibles résistances au cisaillement des sols liquéfiés (c'est-à-dire que le facteur de sécurité statique chute en dessous de 1,0 en raison de la liquéfaction). Étant donné que les forces d'inertie induites par un tremblement de terre après la liquéfaction ne sont pas nécessaires pour provoquer un glissement de l'écoulement (les forces de gravité étant suffisantes), ces glissements peuvent se produire même après que le sol ait cessé de trembler. Les coulées de boue entraînent généralement des dizaines de mètres de déplacement et se produisent à des vitesses relativement élevées, jusqu'à des dizaines de kilomètres par heure.

2. Étalements latéraux. La propagation latérale est la forme la plus courante de mouvements de type glissement de terrain accompagnant la liquéfaction. Il peut se produire sur un sol en pente très douce (moins d'un pour cent de pente dans certains cas) sous-jacent à un sol liquéfié en raison des forces statiques combinées et des forces d'inertie sismiques dans la masse du sol. Les mouvements latéraux s'accroissent pendant le tremblement de terre chaque fois que les contraintes de cisaillement statiques et sismiques dépassent la résistance du sol liquéfié. Les mouvements latéraux qui en résultent peuvent varier en grandeur de centimètres à plusieurs mètres et sont généralement accompagnés d'une forte fissuration du sol avec des décalages horizontaux et verticaux. Le potentiel de mouvements latéraux est augmenté s'il y a une « face libre », comme un chenal de rivière ou le rivage en pente d'un lac ou d'une baie, vers laquelle des mouvements peuvent se produire. Un étalement latéral ou une « pénétration de remblai » peut se produire sous un remblai d'approche de pont ou sous tout talus d'autoroute si le sol sous-jacent se liquéfie. Les manifestations sont des tassements, des mouvements latéraux et des fissures du remblai.

3. Réduction de la capacité portante des fondations. L'apparition d'une liquéfaction sous et / ou latéralement adjacente aux fondations de pont peut réduire considérablement la capacité verticale et / ou latérale des fondations, entraînant des tassements de fondations et / ou des mouvements latéraux inacceptables.

4. Tassement du sol. Même en l'absence de coulées de boue, d'étalements latéraux ou de réduction de la capacité portante des fondations dus à la liquéfaction, des tassements du sol dus à la consolidation du sol peuvent se produire lorsque les pressions interstitielles excessives induites par la liquéfaction dans le sol se dissipent. Cette consolidation se produit avec le temps, peut-être plusieurs jours après le séisme, et peut entraîner le tassement et / ou le tassement différentiel des fondations situées au-dessus de la couche liquéfiée, comme le montre la Fig. 3.16. Les fondations sur pieux s'étendant à travers des strates liquéfiées jusque dans un sol stable peuvent être sujettes à des retombées à mesure que

les sols recouvrant les couches liquéfiées se déposent par rapport aux pieux. En général, les amplitudes des mouvements de terrain totaux et différentiels dus à la consolidation du sol induite par la liquéfaction sont inférieures à celles associées aux glissements de coulées de boue, d'étalements latéraux ou à la réduction de la capacité portante des fondations.



Fig. 3.16 Tassements généralisés causés par la liquéfaction du sol autour de la dalle de fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe, 1995 [30].

5. Augmentation des poussées sur les murs de soutènement. L'apparition d'une liquéfaction dans le remblai derrière un mur de soutènement, comme un mur arrière de butée ou un mur d'aile, augmentera les pressions sur le mur, conduisant potentiellement à une défaillance du mur ou à des déformations excessives.



Fig. 3.17 Exemples de dommages de pont suite au tremblement de terre de Christchurch a) culée nord du pont du chemin Gayhurst; b) culée sud du pont du chemin Avondale; c) culée sud du pont de la promenade ANZAC; d) Culée ouest du pont South Brighton [105].

A titre d'exemple, la Fig. 3.17 montre des dommages de ponts dus à la liquéfaction après le séisme de Christchurch en Nouvelle-Zélande en 2011.

## 4 Conception et dimensionnement parasismique

### 4.1 Phénomènes et principe de base

L'action sismique résulte en une mise en oscillation des structures porteuses. Les déformations liées à ces oscillations induisent des efforts internes dans les éléments structuraux. De plus, les fondations des ouvrages subissent des déplacements horizontaux engendrant pour les ponts des déplacements relatifs entre les différents points d'appui que constituent les piles et les culées.

Les règles de la conception parasismique sont destinées à guider la conception d'un pont de manière à ce qu'il supporte le mieux possible cet état de déformation, c'est-à-dire que des dégâts ne surviennent que dans l'ampleur prévue et aux endroits prévus. De plus, le pont doit être le moins sensible possible aux oscillations difficilement maîtrisables dans des modes propres supérieurs. Pour une sismicité faible à moyenne, les considérations sismiques ont peu d'influence sur la conception générale d'un pont. Par contre elles sont souvent déterminantes pour la conception du système d'appui longitudinal, pour le dimensionnement des piles et pour la disposition des joints de chaussée.

### 4.2 Conception générale

Un système porteur simple et clair pour l'absorption des forces horizontales dans les sens longitudinal et transversal d'un pont offre une garantie de bon comportement parasismique. Les sollicitations dues à l'action sismique doivent être absorbées par des déformations élastiques et plastiques se limitant aux piles du pont. Permettre des déformations plastiques conduit à des dimensionnements plus économiques dès que l'action sismique est déterminante pour le dimensionnement. Le dimensionnement conventionnel peut conduire à une surestimation significative de la qualité du comportement parasismique, car d'une part on suppose implicitement une certaine capacité de déformation non-linéaire de la structure (par le biais d'une valeur forfaitaire du coefficient de comportement), et d'autre part des ruptures locales fragiles potentielles ne sont principalement exclues que sur la base de mesures constructives pas toujours cohérentes entre elles.

Les normes pour les structures porteuses distinguent le comportement ductile et non-ductile de la structure (chapitre 2.4.3). Même si l'on ne tient pas compte du fait que le comportement non-ductile conduit à un dimensionnement en général non économique dans les zones de séisme élevées, il est instamment recommandé d'utiliser pour le dimensionnement parasismique la méthode du comportement ductile, selon les normes SIA 261 et 262 pour les constructions en béton armé et SIA 263 pour les constructions en acier. Selon cette méthode, les zones plastiques de la structure porteuse sont choisies, à l'aide du dimensionnement en capacité, de manière à produire un mécanisme plastique adéquat, ainsi que dimensionnées et conçues sur le plan constructif de façon à être suffisamment ductiles par rapport à l'action de dimensionnement [88], [58], [29]. Les autres parties sont dimensionnées de manière élastique pour les sollicitations engendrées dans la structure porteuse lorsque les zones plastiques atteignent leur niveau de surrésistance (capacité). C'est ainsi que l'on peut éviter les ruines fragiles de piles décrites au chapitre 3.2.

En outre, un projet bien conçu sur le plan parasismique se caractérise par la régularité et la redondance. Il faut éviter des portées irrégulières et de grandes différences dans les rigidités horizontales des piles (chapitre 4.3). Vu en plan, les forces d'inertie horizontales appliquées au centre de gravité doivent être absorbées de la manière la plus symétrique possible. Il faut éviter une disposition excentrique des appuis horizontaux et les efforts de torsion autour de l'axe vertical qui en résultent lors d'un séisme [41].

### 4.3 Tablier des ponts

Lors des tremblements de terre, il faut viser un comportement élastique pour le tablier d'un pont. Les structures longues et continues exemptes de joints sont en général favorables, car tout joint intermédiaire (Fig. 4.1) constitue un point faible susceptible de provoquer la

chute d'un élément porteur. Les articulations Gerber (Fig. 4.2) devraient être évitées le plus possible. S'il n'est pas possible d'y renoncer, il faut prévoir une longueur d'appui suffisante. Les poutres continues à travées approximativement égales sont plus favorables que celles à travées irrégulières, pour lesquelles les modes propres d'ordre supérieur dans le sens transversal peuvent être excités plus fortement. Les travées courtes aux extrémités peuvent subir un soulèvement des poutres aux culées, en raison d'une excitation sismique verticale. Fondamentalement, les forces sismiques peuvent être réduites par une construction légère, peu massive.



*Fig. 4.1 Les joints intermédiaires sont à éviter le plus possible.*



*Fig. 4.2 Articulation Gerber avec longueur d'appui trop courte (viaduc de la Chocolatière sur la N09, aujourd'hui appelé Pont sur le Flon, avant l'assainissement et l'élargissement du banc d'appui Gerber).*

Dans le sens longitudinal, il faut préférer un système flottant à un système fixe, car les appuis horizontaux peuvent céder sous l'impact des sollicitations sismiques (voir chapitre 3.6). Dans le sens d'une redondance, il faut lier le plus possible de piles au tablier de manière monolithique ou avec des appuis fixes. Si deux appuis ou plus sont disposés l'un à côté de l'autre sur une pile, il faut prévoir si possible des appuis fixes dans le sens transversal (attention toutefois aux déformations empêchées). Lors de la conception de poutres, piles, appuis et autres éléments de liaison, il faut s'efforcer d'établir dans le dimensionnement en capacité une hiérarchie claire des résistances ultimes (voir chapitre 4.6).

Dans tous les cas, c'est-à-dire aussi en cas de système longitudinal fixe, il faut prévoir une sécurisation contre la chute sous la forme de dimensions minimales des bancs d'appuis dans le sens horizontal, comme prescrit dans la norme SIA 261, figure 19. En effet, on doit admettre que les appuis longitudinaux fixes seront endommagés dès la phase initiale d'un séisme, et qu'ensuite la structure porteuse pourra osciller librement. Les piles munies d'un

appui longitudinal mobile avec amortisseur peuvent être activées comme sécurité supplémentaire lors de déplacements importants (Fig. 4.3).

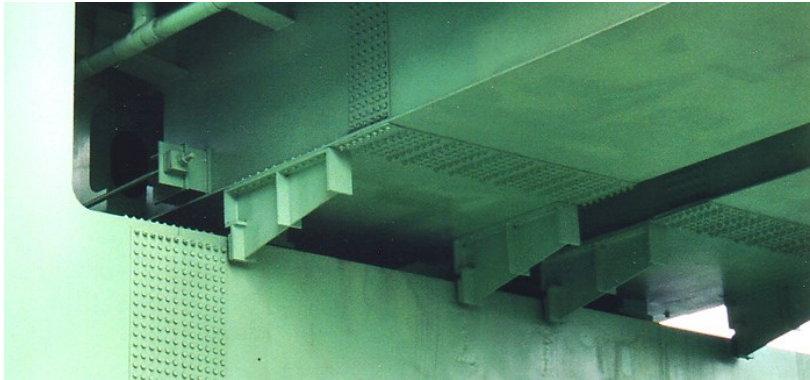


Fig. 4.3 Sécurité contre la chute au moyen de butons longitudinaux sur un pont métallique à Taïpeh, Taiwan [30].



Fig. 4.4 Joint intermédiaire sur une pile avec danger de chute longitudinale ou latérale de la poutre de bord [30].

Dans le sens transversal, les appuis fixes, existants de toute façon, suffisent en général pour une sismicité faible à moyenne. Le danger de chute latérale de la poutre de pont peut être neutralisé par une conception constructive adéquate du banc d'appui. Sont en danger les structures porteuses qui reposent directement sur le bord d'une pile, comme le support préfabriqué de la Fig. 4.4. Des supports préfabriqués devraient être reliés entre eux au-dessus de la pile par un élément transversal. Cela permet d'éviter la chute de la poutre de pont aussi bien dans le sens longitudinal que latéral. Si la sismicité est élevée, on peut envisager des goujons pour effort tranchant comme sécurisation contre la chute dans le sens latéral (Fig. 4.6).

Aux culées, un appui à fourche de la poutre de pont, entre les ailes de la culée, favorise la sécurisation contre la chute latérale.

## 4.4 Piles

Le dimensionnement parasismique des piles est à effectuer selon la méthode de dimensionnement en capacité pour le mécanisme global choisi, tel que décrit dans les chapitres sur les séismes des normes SIA 262 et 263 [38]. Pour les sollicitations dans le sens longitudinal du pont, on prévoit en général des zones plastiques en pied de piles fixes, ainsi qu'en pied et en tête des piles liées de manière monolithique au tablier. Il faut s'assurer par des mesures constructives adéquates que les sections dans les zones plastiques possèdent une capacité de rotation élevée pour une sollicitation plastique cyclique. Le reste des piles est dimensionné de manière élastique pour les sollicitations internes qui surviennent lorsque les zones plastiques ont atteint leur surrésistance (dimensionnement en capacité). Ainsi peut-on garantir que les piles ne défontent pas prématurément, par exemple

par une rupture fragile à l'effort tranchant, avant que les zones plastiques n'aient pu développer leur pleine capacité de dissipation d'énergie lors de déformations plastiques cycliques [90].

Il est très important que la capacité de déformation horizontale des piles ne soit pas affectée par des constructions ou des dispositifs ultérieurs tels que protections contre les chocs, murs de soutènement, pavages de rives et autres. Sur la Fig. 4.5, on voit que la hauteur efficace de la pile a été réduite pratiquement de moitié par le pavage massif du bord du cours d'eau. La capacité de déformation en flexion est ainsi fortement réduite, ce qui augmente le danger de rupture à l'effort tranchant.



*Fig. 4.5 Capacité de déformation horizontale d'une pile fortement réduite par le pavage massif du bord d'un cours d'eau [30].*

Pour les piles élancées, il faut considérer les influences du 2<sup>ème</sup> ordre. Une approche simple est donnée à ce sujet dans l'Eurocode 8, 2<sup>ème</sup> partie, paragraphe 5.4 [3]. Pour des systèmes longitudinaux fixes se pose encore la question de la stabilité des piles si les appuis fixes sont détruits sur les culées.



*Fig. 4.6 Sécurisation latérale contre la chute d'une poutre continue au moyen d'un dispositif à embrèvement sur une pile [30].*

## 4.5 Fondations

Selon le concept du dimensionnement en capacité, les fondations sont classées dans les parties d'ouvrage restant élastiques. Le dimensionnement est effectué selon les surrésistance des sollicitations internes des zones plastiques dans les piles. D'une manière générale, on peut recommander de prendre comme mesure que les parties non accessibles de la fondation dans le sol doivent être dotées d'une résistance ultime 30 % plus élevée que la partie de l'ouvrage sus-jacente (ancienne prescription de la norme SIA 261, obligatoire pour les ponts des CO II et CO III et conseillée pour les ponts de la CO I). Les déformations non élastiques ne sont pas souhaitées dans les fondations et le sol de fondation, car elles sont difficiles à maîtriser et la réparation des dégâts potentiels est coûteuse. Grâce au dimensionnement en capacité, les dégâts aux ponts se limitent aux endroits plus facilement accessibles, c'est-à-dire aux zones plastiques des piles.

Les ponts dont les fondations reposent sur du rocher (classe de terrain de fondation A) sont en général en situation favorable du point de vue parasismique. L'action sismique sur le rocher dans les domaines de fréquence faible à moyenne ne représente qu'un tiers environ de l'action sur sol meuble (classe de terrain de fondation D) dans la même zone. La sensibilité du terrain de fondation à la liquéfaction dans les couches meubles, sableuses et saturées en eau peut être estimée au moyen du diagramme empirique de l'Annexe B de la norme SIA 269/8 ou de celle de la partie 5 de l'Eurocode 8 [5] ou encore au moyen du rapport [39].

## 4.6 Appuis et joints de chaussée

Le dimensionnement des appuis s'effectue également par la méthode du dimensionnement en capacité pour les forces horizontales générées dans les piles, lorsque les zones plastiques ont développé leur surrésistance. Si les appuis ne sont dimensionnés que pour la force horizontale d'un séisme, il faut s'attendre à leur défaillance prématurée, avant que les zones plastiques n'aient pu se développer dans les piles. Il faut se souvenir à ce sujet que pour le comportement non élastique l'action sismique est déjà réduite par un coefficient de comportement  $q > 1,0$  dans les normes, et ceci également si l'on utilise le dimensionnement conventionnel. Mais si les appuis, qui ne peuvent dissiper pratiquement aucune énergie, sont les éléments les plus faibles du système porteur, il s'ensuit une divergence entre le comportement ductile pris en compte dans les calculs et le comportement réel non ductile.



Fig. 4.7 Appui caoutchouc à fort pouvoir amortisseur (à gauche) et appui muni d'éléments amortisseurs à hystérésis (à droite) [84].

Les appuis fixes en élastomère se sont révélés meilleurs que les dispositifs d'appuis relativement rigides, qui montrent une vulnérabilité plus grande de l'appui lui-même, de son ancrage et de son socle. [71].

Pour le calcul des courses de déplacements des appuis, il faut toujours prendre en compte, en plus du déplacement d'oscillation de la structure  $\Delta_h$ , la part de l'excitation non synchrone  $\Delta_s$  [3]. Cette vérification à l'état limite ultime doit être effectuée pour les ponts de toutes les classes d'ouvrages. Sur les ponts de la CO III, les joints de chaussée doivent être dimensionnés aux déplacements dans le cadre de la vérification d'aptitude au service (chapitre 2.4). Pour cette classe d'ouvrages, l'action sismique devient donc souvent déterminante. Dans les zones de séisme élevées, les déplacements longitudinaux induits peuvent être importants selon la classe de terrain de fondation. Au lieu de construire des joints de chaussée coûteux, il peut être plus économique de réduire les déplacements au moyen d'appuis amortisseurs en caoutchouc ou d'appuis avec amortisseurs à hystérésis spéciaux (Fig. 4.7) [84]. Une autre possibilité est d'insérer des amortisseurs aux piles avec appui mobile longitudinaux (Fig. 4.8), ou aux culées.

Dans le sens transversal, la plupart des joints de chaussée n'autorisent que de faibles déplacements, qui ne suffisent en général pas, en cas de ponts flottants transversalement, à absorber les déplacements latéraux importants générés par les séismes. En conséquence, il faut prévoir un appui latéral aux culées et aux joints intermédiaires des ponts de la CO III. Pour les ponts des CO I et II, des dégâts aux joints de chaussée (Fig. 3.11) sont acceptés, et un système flottant latéralement après rupture des appuis est admissible.

Une liaison monolithique entre la structure porteuse et les culées, comme pour les ponts-cadres de la Fig. 5.3 ou les ponts à béquilles de la Fig. 5.4, est généralement favorable sur le plan parasismique. En l'absence de joint de dilatation aux culées, il n'y a ni risque de chute du tablier ni risque de dommages aux joints de chaussée dus à des déplacements différentiels importants dans les sens longitudinal ou transversal.

Sur ou dans le pont, toute installation doit être bien assurée dans le sens horizontal. Dans la zone des joints de chaussée, les conduites doivent être conçues en fonction des déplacements différentiels attendus dans les sens longitudinal et transversal. Pour les éléments non-porteurs, l'ordre de grandeur des efforts sismiques horizontaux et des déplacements correspondants peut être estimé selon la norme SIA 261. Cela concerne avant tout les installations protégées contre les chocs horizontaux de véhicules, telles que les canalisations d'évacuation des eaux et autres, car dans les autres cas les forces de choc sont déterminantes pour dimensionner les fixations.



Fig. 4.8 Amortisseur inséré entre l'élément porteur du pont et la pile avec appui mobile dans le sens longitudinal (pont sur le Rhône à Riddes).

## 4.7 Dimensionnement des culées

Le dimensionnement des culées et des structures porteuses est basé sur les normes SIA 260 et suivantes. Si les conditions de la section 7.2.3 de la norme SIA 267 sont remplies, il n'est pas nécessaire de procéder à des calculs. Sinon, le dimensionnement peut être basé sur les forces ou sur les déformations, à condition que le comportement ductile soit assuré. Dans le cas de structures porteuses vérifiées selon les méthodes basées sur les forces, après un tremblement de terre correspondant à l'action sismique de la norme, seules des réparations relativement faibles et aucune altération significative d'utilisation sont attendues, à condition qu'aucune liquéfaction ou compactage du sol ne se produise.

La valeur de calcul de l'accélération horizontale du sol, au site considéré, est déterminée de manière suivante, avec  $q_a$  et  $q_h$  selon SIA 267 [17]:

$$a_{hd} = \frac{\gamma_f a_{gd} S}{q_a q_h}$$

Cependant, si un dimensionnement basé sur les forces entraîne des coûts supplémentaires élevés, un dimensionnement basé sur les déformations est recommandé. Pour la vérification basée sur les déformations, la documentation ASTRA 82017 [31] suggère les valeurs limites pour les déformations permanentes pour s'assurer que la fonctionnalité est toujours garantie après un tremblement de terre et que l'ampleur des réparations reste limitée.

Pour une compilation détaillée des différentes méthodes de dimensionnement des culées et murs de soutènement, ainsi que des exemples de calcul détaillés, le lecteur est prié de se référer aux documentations ASTRA 82017 [31] et ASTRA 82018 [32].

## 4.8 Equipements

Les différents équipements, comme les installations de protection, les parapets, les éléments d'évacuation des eaux, les conduites, les signaux, etc. doivent être correctement fixés au pont dans les deux directions horizontales. Pour leur dimensionnement sismique, les règles pour les éléments non-structuraux de l'art. 16.7 de la norme SIA 261 [22] s'appliquent. Comme force de remplacement ( $F_a$ ), il faut considérer la force horizontale suivante, appliquée au centre de gravité des masses de l'élément de construction, dans les deux directions (équation 49 de la norme SIA 261 [22]):

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

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.

Conformément à la norme SIA 261 [22], le coefficient de comportement  $q_a$  pour la vérification 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.

Etant donné que la force de remplacement  $F_a$  peut normalement être reprise sans problème par les éléments non-structuraux, il est recommandé d'admettre les hypothèses simplificatrices suivantes situées du côté de la sécurité :

- Résonance avec le pont pour l'élément non-structural :  $T_a = T_1$  ;
- Position de l'élément non-structural au niveau de la voie de circulation :  $z_a = h$ .

Avec ces hypothèses conservatrices, l'expression de la force de remplacement ( $F_a$ ) selon l'équation 49 de la norme SIA 261 se simplifie de la manière suivante pour les éléments non-structuraux des ponts de la classe d'ouvrages CO II ( $\gamma_f = 1,2$ ) :

$$F_a = \frac{4,4 a_{gd} S G_a}{g}$$

En règle générale, ce n'est pas la force de remplacement  $F_a$  qui est déterminante pour les fixations, mais la force provenant de chocs de véhicules. Toutefois, pour les éléments non-structuraux protégés des chocs de véhicules, la force de remplacement sismique  $F_a$  devient souvent déterminante.

Dans la zone des joints de chaussée, les conduites de gaz doivent être disposées de manière à pouvoir encaisser les déplacements relatifs attendus dans les deux directions, longitudinale et transversale en tenant compte des déplacements asynchrones. Pour les autres conduites, conduites d'eau, d'évacuation des eaux, d'électricité ou de télécommunication, un endommagement dû au séisme peut être accepté, pour autant qu'il s'agisse de conduites de moindre importance.

Par ailleurs, le guide "Sécurité sismique des éléments non structuraux et autres installations et équipements" publié par l'OFEV présente des dégâts probables lors d'un séisme par exemple pour des conduites des ponts. Selon ce guide les conduites sont sensibles aux déformations et aux accélérations. Des conduites mal fixées peuvent heurter d'autres objets, être endommagés ou tomber.

Des dégâts se produisent en particulier à cause de déplacements différentiels de grande amplitude entre des points fixes. Les raccords, les coudes, les embranchements de conduites, les passages et les raccords bout à bout (surtout fixes) sont particulièrement vulnérables.

Il peut être nécessaire de contreventer les conduites longitudinalement et transversalement (Fig. 4.9). Entrent en ligne de compte soit des éléments résistants à la flexion, soit des barres biarticulées diagonales (inclinaison optimale = 45°).

Les traversées d'éléments porteurs rigides peuvent aussi être utilisées pour reprendre les forces horizontales, pour autant que l'on ne prévoise pas de déplacements relatifs trop importants. Lorsqu'il n'y a aucun appui, il faut laisser un jeu suffisant entre l'orifice et la conduite.

Pour chaque segment rectiligne de conduite, il faut disposer au moins un contreventement longitudinal et un contreventement transversal à chaque extrémité du segment. Longitudinalement, il faut être attentif à la transmission des forces de la conduite au contreventement. Les conduites verticales doivent être fixées à intervalles réguliers.

Des raccords flexibles, du matériau d'étanchéité ductile et des manchons mobiles peuvent être nécessaires lorsque l'on prévoit d'importants déplacements relatifs, p. ex. entre deux parties séparées d'un joint de dilatation ou découplées par des isolateurs sismiques flexibles. Le choix dépend du type de conduite et du diamètre ainsi que de l'importance probable des déplacements (Fig. 4.10).

Les dimensions du contreventement et les types de raccords flexibles nécessaires sont à déterminer pour chaque pont en fonction des spectres de dimensionnement d'accélération et de déplacement.

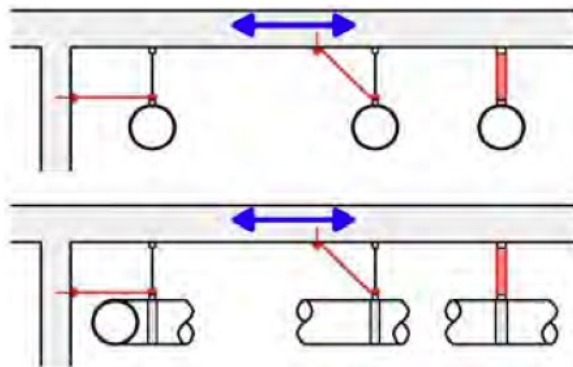


Fig. 4.9 Contreventement longitudinal et transversal de conduites [33].

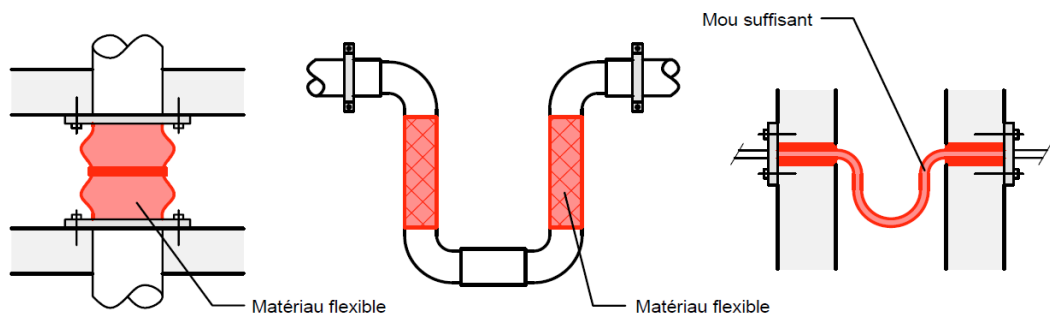


Fig. 4.10 Divers types de raccords flexibles [33].

## 5 Procédure en deux phases utilisée de 2005 - 2020

### 5.1 Méthodologie (procédure terminée)

Pour la vérification de la sécurité sismique des ponts-routes existants, une procédure en deux phases a été proposée (cf. documentation ASTRA 82003, édition 2005) :

- 1<sup>ère</sup> Phase (évaluation sommaire par liste de contrôle avec schéma de déroulement, < ½ jour par pont) ;
- 2<sup>ème</sup> Phase (vérification approfondie de la sécurité sismique, 3 à 5 jours par pont).

Dans la première phase de l'évaluation, qui a maintenant été réalisée pour tous les ponts, un filtrage des ponts qui sont à considérer comme suffisamment sûrs du point de vue parasismique a été effectué sur la base de critères simples n'engageant qu'un volume de travail minimal. Les autres ponts ont provisoirement été considérés comme douteux et ont été soumis à une 2<sup>ème</sup> phase d'évaluation, plus approfondie, consistant en une évaluation de leur sécurité sismique selon les normes en vigueur.

La valeur indicative du volume de travail requis pour la 1<sup>ère</sup> phase, en moyenne moins d'un demi-jour par pont, dépendait en grande partie de la collecte des plans, des expertises concernant le sol de fondation et d'autres documents ; cette valeur indicative ne pouvait être tenue que si les archives étaient de qualité adéquate. Pour la 2<sup>ème</sup> phase, le volume de travail dépendait fortement de la complexité du pont.

À la fin des évaluations de la 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> phase, une priorité a été donnée pour les mesures nécessaires sur les ponts catalogués comme insuffisants du point de vue parasismique, selon les trois catégories suivantes :

- Mesures urgentes ;
- Priorité 1 ;
- Priorité 2.

L'attribution des priorités a été basée sur le degré d'insuffisance des critères quantitatifs (p. ex. sécurité contre la chute), sur le nombre et l'ampleur des lacunes relatives aux critères qualitatifs (points faibles), ainsi que sur l'importance de l'ouvrage (CO). Les mesures urgentes n'étaient à préconiser que dans des cas exceptionnels, pour des conditions de danger extrêmes.

### 5.2 Généralités de la 1<sup>ère</sup> Phase d'évaluation

Cette phase est brièvement décrite ici à titre informatif, car la 1<sup>ère</sup> phase a depuis la version initiale (2005) de ce document été réalisée sur tous les ouvrages. La 1<sup>ère</sup> phase d'évaluation est effectuée selon les critères séquentiels suivants :

1. Attribution à l'une des trois classes d'ouvrages (CO).
2. Le pont appartient à la classe d'ouvrages supérieure (CO III).
3. La surface du pont est supérieure à 6'000 m<sup>2</sup>.
4. C'est un pont-cadre ou à béquilles sans joints intermédiaires ni joint de chaussée.
5. Le pont est un pont-arc, ou un pont haubané, ou encore d'un autre type spécial.
6. La sécurité contre la chute aux culées est assurée.
7. Le pont comprend des points faibles particuliers relatifs à la vulnérabilité sismique, tels qu'articulations Gerber, joints intermédiaires sur les piles, menace de chute latérale, ponts avec rampe latérale d'accès, appuis négatifs, courbures à angle d'ouverture supérieur à 35°, biais supérieur à 45°, différences extrêmes de rigidité latérale entre piles voisines, murs de culée élevés, menace de glissement, ou encore présence d'une conduite de gaz (danger d'incendie).

8. Attribution de priorités pour la deuxième phase d'évaluation, si la sécurité sismique est jugée insuffisante.

Le déroulement de la 1<sup>ère</sup> phase d'évaluation est représenté schématiquement dans la Fig. 5.1; la liste de contrôle correspondante, tenant sur une page A4, se trouve dans la version initiale (2005) de ce document et en annexe I. L'évaluation du pont est effectuée sur la base d'une visite sur place et des plans. La liste de contrôle est à remplir complètement pour chaque ouvrage, on doit y adjoindre une esquisse de l'ouvrage A4 ou A3. Les différents critères de la 1<sup>ère</sup> phase d'évaluation sont commentés plus en détail au chapitre 6.

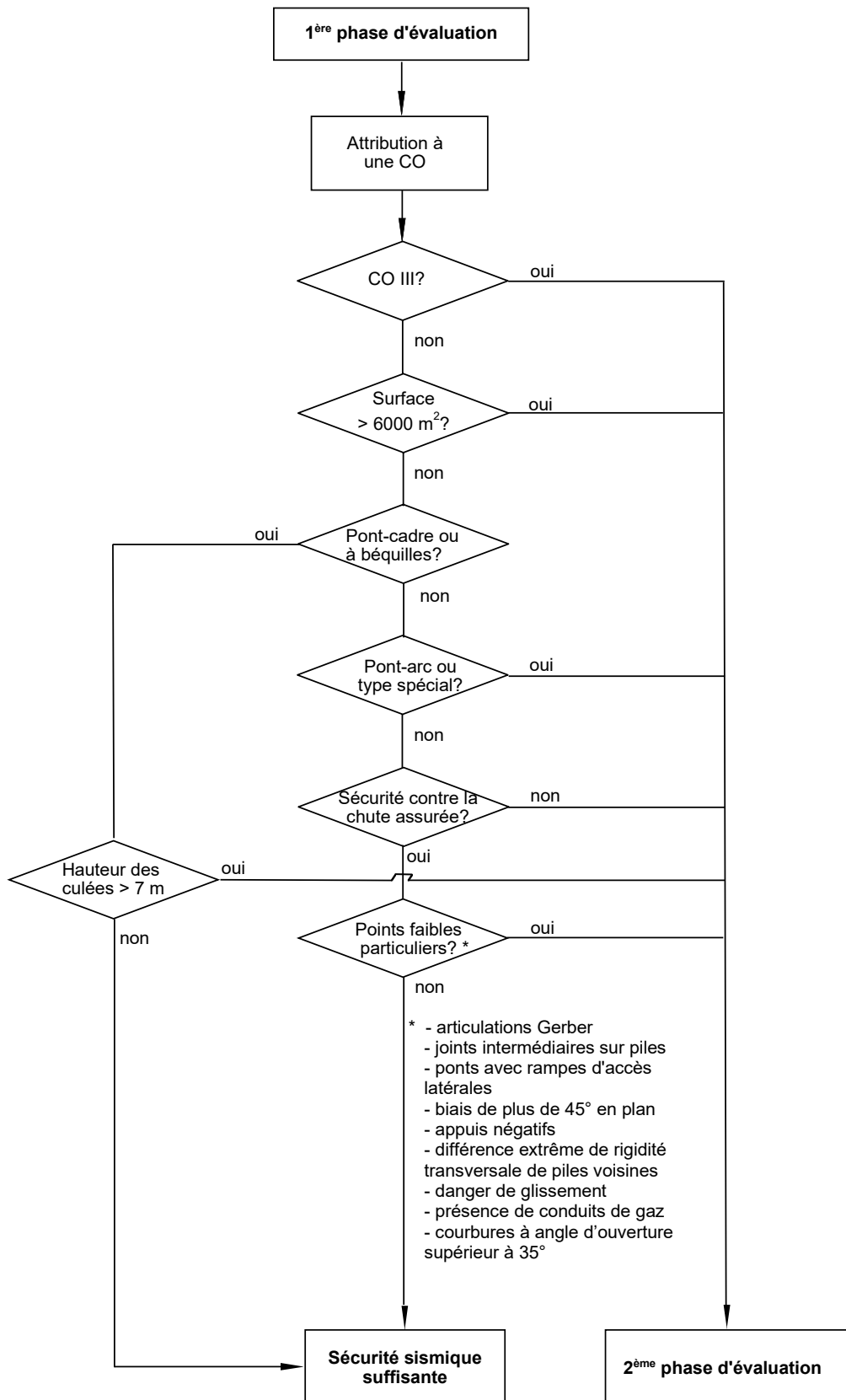


Fig. 5.1 Schéma du déroulement de la 1<sup>ère</sup> phase d'évaluation de la sécurité sismique des ponts-routes existants [30].

## 5.3 Généralités de la 2<sup>ème</sup> Phase d'évaluation

La 2<sup>ème</sup> phase d'évaluation concerne uniquement les ponts qui n'ont pas été reconnus lors de la 1<sup>ère</sup> phase comme suffisamment sûrs du point de vue de la sécurité sismique. Les vérifications de la 2<sup>ème</sup> phase reviennent pour l'essentiel à évaluer la sécurité sismique selon les normes SIA 260 à 267, conjointement avec l'Eurocode 8 partie 3 [4] et la norme SIA 269/8 «Maintenance des structures porteuses – Séisme» [20]. D'une manière générale, il est recommandé de procéder par itérations en augmentant progressivement le degré de détail des analyses.

### 5.3.1 Inspection visuelle

Les investigations de la 2<sup>ème</sup> phase se basent sur l'état effectif du pont examiné. C'est pourquoi la 2<sup>ème</sup> phase commence inmanquablement par une inspection visuelle. Lors des relevés sur l'ouvrage, une attention particulière doit être accordée au système d'appuis mis en place pour les actions horizontales et aux dimensions effectives des éléments pouvant permettre de garantir la sécurité contre la chute.

### 5.3.2 Vérifications

La 2<sup>ème</sup> phase englobe aussi bien des vérifications par calcul qu'une appréciation des mesures constructives et de conception parasismique.

Les vérifications par calcul suivantes sont à effectuer dans la 2<sup>ème</sup> phase :

- Vérification de la sécurité structurale de l'ouvrage pour la situation de projet séisme ;
- Contrôle de la sécurité contre la chute dans des cas spéciaux tels qu'articulations Gerber, joints intermédiaires sur piles, ponts à rampe, forte courbure ou biais important ;
- Contrôle de cas spéciaux tels que murs de culée élevés ou appuis négatifs ;
- Vérification de l'aptitude au service pour la CO III.

Le déroulement de la 2<sup>ème</sup> phase d'évaluation est représenté schématiquement sur la Fig. 5.2. Le chapitre 7 contient des recommandations sur la procédure à suivre aujourd'hui pour vérifier la sécurité structurale des ponts existants pour une situation de projet séisme donnée. Le contrôle de la sécurité contre la chute du tablier dans la 2<sup>ème</sup> phase est effectué selon une procédure analogue à celle d'aujourd'hui qui est présentée au chapitre 7. Pour les ponts-poutres dans les zones sismiques Z1 et Z2, on peut renoncer à cette vérification si les conditions de sécurité contre la chute dans le sens longitudinal sont remplies et que l'on peut exclure une chute latérale du tablier sur la base de critères constructifs. Pour vérifier l'aptitude au service des ouvrages de la CO III, il faut contrôler si les mouvements dans les sens longitudinal et transversal, sous l'effet du séisme au niveau service selon les normes SIA 260 et 261, peuvent être absorbés (chapitre 7.2).

### 5.3.3 Rapport d'évaluation

La directive OFROU 12002 contient des indications concernant le contenu d'un rapport d'évaluation. Certains documents peuvent être laissés de côté pour une évaluation limitée à la situation sismique.

Le rapport doit contenir en particulier les facteurs de conformité pour la capacité portante des piles, des appuis, des culées et des fondations ainsi que pour la sécurité contre la chute. Pour la classe d'ouvrages CO III, il faut donner en plus les facteurs de conformité pour l'aptitude au service. Tous les calculs doivent faire l'objet d'un contrôle de plausibilité. Par ailleurs, les mesures constructives et de conception doivent être appréciées du point de vue parasismique.

### 5.3.4 Etablissement des priorités

La dernière étape, pour les ponts retenus lors de la 2<sup>ème</sup> phase comme insuffisamment sûrs du point de vue de la sécurité sismique, consiste à nouveau à établir des priorités pour la suite des opérations. Le facteur de conformité  $\alpha_{eff}$  de la norme SIA 269/8 pour les vérifications calculées (voir Fig. 5.2) est particulièrement adapté à cette appréciation.

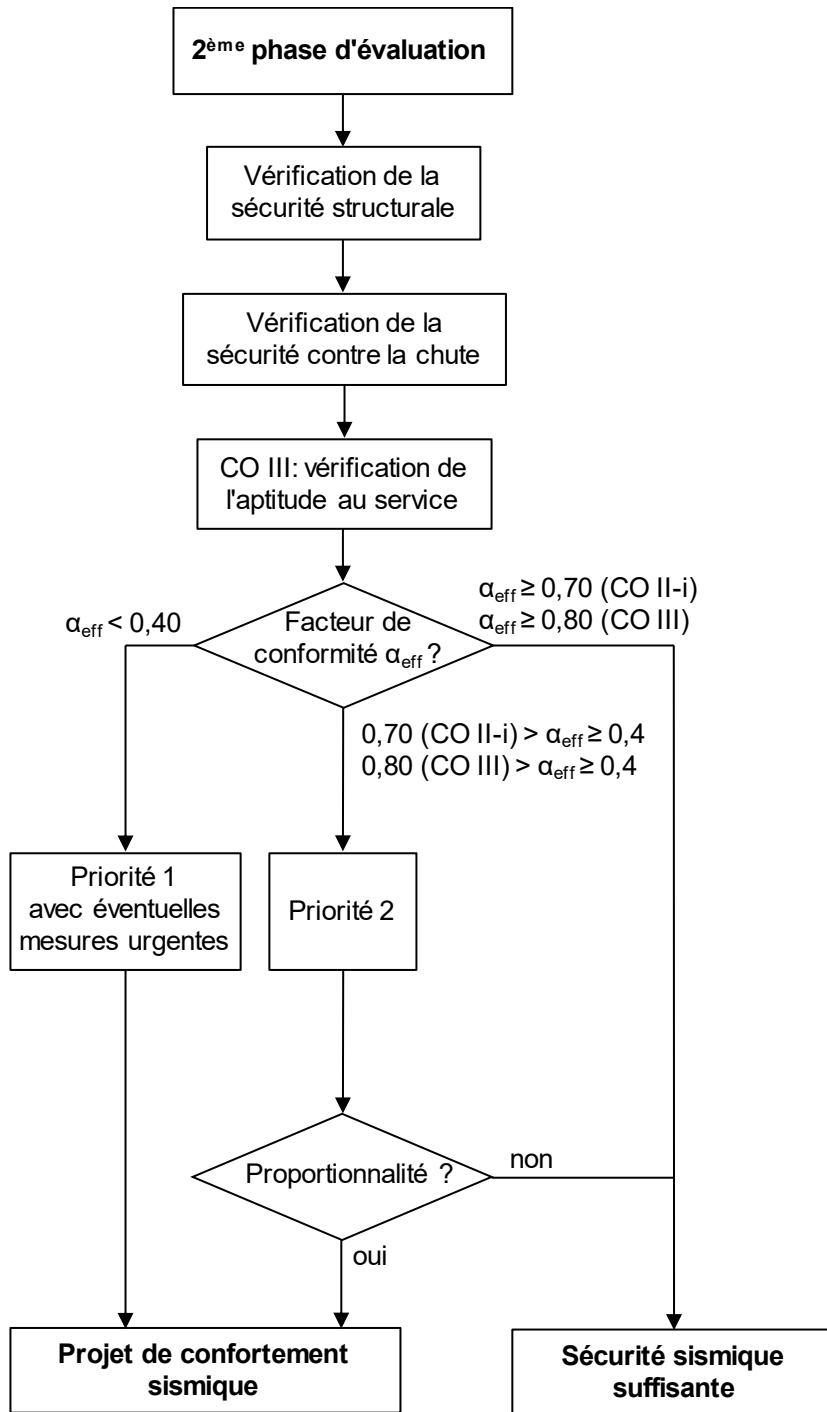


Fig. 5.2 Schéma du déroulement de la 2<sup>ème</sup> phase d'évaluation de la sécurité sismique des ponts-routes existants [30]. La valeur  $\alpha_{adm}$  a été prise égale à 0,9 dans la documentation de 2005 [30] et a été adaptée à 0,7 (respectivement 0,8 pour la classe CO III) avec la version non-publiée de la documentation révisée en 2013.

Si, pour les ponts existants les preuves de sécurité structurale et d'aptitude au service par rapport à l'action sismique ne peuvent être complètement remplies, un confortement n'est pas requis dans chaque cas ; auparavant, il faut vérifier, en appliquant raisonnablement les règles de la norme SIA 269/8, le rapport de proportionnalité entre les risques et le coût des mesures, selon la procédure présentée au chapitre 8. Des recommandations pour les stratégies de confortement parasismique sont données au chapitre 9. Une alternative aux mesures constructives consiste à examiner la possibilité de placer le pont dans une classe d'ouvrages plus basse, conformément aux considérations du chapitre 9.9.

## 5.4 Critères de la 1<sup>ère</sup> Phase d'évaluation

Ce sous-chapitre est repris de la version initiale (2005) de ce document et est brièvement décrit ici à titre informatif, car la 1<sup>ère</sup> phase a été réalisée sur tous les ouvrages.

### 5.4.1 Attribution à une classe d'ouvrages

Au début de la 1<sup>ère</sup> phase d'évaluation, le pont doit être attribué à l'une des trois classes d'ouvrages (CO). Cette attribution s'effectue dans le cadre d'une planification générale de toutes les voies de circulation, et non séparément pour chaque objet individuel. Les critères de classement décrits dans les sections suivantes servent d'aide à la décision. L'attribution à une classe d'ouvrages est effectuée en accord avec l'OFROU.

#### Critères de classement selon la norme SIA 261

Les critères généraux de classement dans les trois classes d'ouvrages selon la norme SIA 261 valables pour tous les ouvrages sont l'occupation moyenne par les personnes, le potentiel de dommage et la menace sur l'environnement en cas de ruine de l'ouvrage, ainsi que l'importance de ce dernier pour la gestion de la catastrophe après un séisme. Les exemples de classement des ponts aux trois classes d'ouvrages mentionnées par la norme sont les suivants :

- Classe d'ouvrages CO I ;

Ponts d'importance moindre après un séisme (p. ex. ponts pour piétons et ponts utilisés pour l'agriculture et l'exploitation des forêts, pour autant qu'ils n'enjambent pas des voies de circulation importantes).

- Classe d'ouvrages CO II ;

Ponts importants après un séisme, ainsi que les ponts qui enjambent des voies de circulation importantes.

- Classe d'ouvrages CO III ;

Ponts vitaux pour l'accessibilité à une région après un séisme.

#### Critères de classement pour les ponts-routes existants

Les critères de classement de la norme SIA 261 et les exigences qu'ils impliquent du point de vue de la sécurité sismique sont valables en premier lieu pour la construction nouvelle. Pour les ponts-routes existants, il est recommandé d'utiliser comme critère de classement complémentaire l'examen de scénarios du type « Que pourrait-il arriver si ? » comprenant en priorité la durée acceptable de restrictions d'utilisation après un séisme important, soit :

1. Après un séisme de l'ordre de grandeur du séisme de dimensionnement pour la vérification de l'aptitude au service (période de retour de 200 ans) :

- CO III : utilisation sans restriction immédiatement après le séisme ;
- CO I et CO II : utilisation restreinte possible après 1 à 2 jours d'interruption.

2. Après un séisme de l'ordre de grandeur du séisme de dimensionnement pour la vérification de la sécurité structurale (période de retour de 475 ans) :

- CO III : utilisation légèrement restreinte possible après quelques heures d'interruption ;
- CO II : utilisation restreinte possible après 2 à 3 jours d'interruption ;
- CO I : utilisation restreinte possible après 1 à 3 semaines d'interruption.

Il en découle a priori les recommandations suivantes pour le classement de ponts-routes existants aux trois classes d'ouvrages :

- CO III : ponts d'autoroute sans itinéraire de remplacement acceptable, ponts faisant partie des voies d'accès aux équipements du réseau vital (lifeline) de la CO III, ponts importants pour l'accès à une région après un séisme, sans itinéraire de remplacement acceptable ;
- CO II : ponts d'autoroute en cas d'itinéraire de remplacement acceptable, ponts-routes enjambant des voies de circulation de la CO III ou CO II ;
- CO I : les autres ponts.

Les exigences du dimensionnement parasismique des ponts de la classe d'ouvrages supérieure (CO III) sont relativement sévères. Afin que le pont reste utilisable sans restriction, pratiquement aucun dommage n'est toléré. L'action sismique est en général déterminante pour la conception des joints de chaussée dans la CO III. Les ponts routiers existants ne satisfont souvent pas aux exigences de la CO III. Une attribution à la CO III ne doit donc être effectuée que dans les cas où le but du dimensionnement, à savoir la possibilité d'utilisation sans restriction, est vraiment impératif, p. ex. sur le parcours d'une route d'accès à un hôpital d'urgence de la CO III. La capacité des routes de remplacement est à prendre en considération, en particulier pour les autoroutes à 6 pistes ou plus, avec une charge de trafic correspondante

#### **Conséquences pour le dimensionnement**

Pour la vérification de la sécurité structurale, la classe d'ouvrages détermine l'ampleur du séisme de dimensionnement. Pour la CO III, une vérification de l'aptitude au service est en outre exigée. L'obligation d'intervenir sur les fondations (résistance ultime de 30% supérieure pour les parties non accessibles des fondations, prescrite dans les versions 2003 et 2014 de la norme SIA 261) est de plus échelonnée selon la classe d'ouvrages.

Selon la norme SIA 261, la différenciation de la vérification de la sécurité structurale selon la classe d'ouvrages s'effectue au moyen du facteur d'importance  $\gamma_f$  qui apparaît comme un facteur de multiplication dans le spectre de dimensionnement et dans la valeur de calcul du déplacement du sol. L'ampleur du séisme de dimensionnement est pondérée au moyen du facteur d'importance, soit  $\gamma_f = 1,0$  pour la CO I,  $\gamma_f = 1,2$  pour la CO II et  $\gamma_f = 1,5$  pour la CO III. Cette classification peut aussi être comprise comme une augmentation de la période de retour du séisme de dimensionnement, allant de 475 ans pour la CO I à environ 800 ans pour la CO II et à 1200 ans pour la CO III.

### **5.4.2 Classe d'ouvrages CO III**

Après leur attribution à une classe d'ouvrages, les ponts de la classe d'ouvrages supérieure (CO III) sont renvoyés, par le premier critère de la première phase d'évaluation, à la deuxième phase, pour un contrôle plus poussé de leur sécurité sismique. Comme pour les ponts existants, les courses des joints de chaussée et des appuis n'ont souvent pas été dimensionnées pour les séismes ; on doit a priori admettre que les ponts de la CO III ne remplissent pas les exigences de l'aptitude au service. La vérification correspondante est trop lourde pour l'évaluation rapide de la première phase, c'est pourquoi les ponts de la CO III sont directement renvoyés à la deuxième phase d'évaluation, qui permet en même temps de vérifier la sécurité structurale. A noter que la classe d'ouvrages CO II-i n'existait pas encore lorsque la première phase a été réalisée.

### **5.4.3 Surface des ponts**

Selon le deuxième critère de la première phase d'évaluation, les ponts possédant une surface de plus de 6'000 m<sup>2</sup> sont renvoyés à la 2<sup>ème</sup> phase d'évaluation pour un examen plus approfondi de leur sécurité sismique. La surface des ponts a une grande influence sur l'étendue potentielle des dégâts en cas de chute. Plus la surface du pont est grande plus grand est le nombre de personnes sur, sous ou à côté du pont qui pourraient être touchées en cas de chute. La valeur d'un pont dépend aussi en premier lieu de sa surface. Ces considérations sur le risque étaient destinées à empêcher que des ponts particulièrement grands de la CO I ou II soient jugés suffisamment sûrs du point de vue parasismique uniquement sur la base des critères relativement superficiels de la première phase.

#### 5.4.4 Ponts cadres et ponts à béquilles

Selon le troisième critère de la 1<sup>ère</sup> phase d'évaluation, les ponts-cadres et les ponts à béquilles encastrés dans le sol sont classés comme suffisamment sûrs du point de vue parasismique. Ceci à la condition qu'il s'agisse de ponts monolithiques simples, sans joints, appuis ou autres (Fig. 5.3 et Fig. 5.4). Un aspect également typique de ces ponts est qu'ils n'ont pas de véritable joint de chaussée aux culées. A la place, il peut y avoir un simple raccordement. Pour ce type de pont, il faut s'attendre, lors de séismes importants, à de légers tassements des remblais aux extrémités, qui toutefois ne limitent que faiblement la possibilité d'utilisation. L'analyse de plusieurs cas réels a depuis confirmé cette hypothèse.



Fig. 5.3 Lors de l'évaluation de la 1<sup>ère</sup> phase les ponts-cadres monolithiques encastrés dans le sol sont classés comme suffisamment sûrs du point de vue parasismique [30].



Fig. 5.4 Lors de l'évaluation de la 1<sup>ère</sup> phase les ponts monolithiques à béquilles encastrés dans le sol sont classés comme suffisamment sûrs du point de vue parasismique.

Le type de pont décrit dans [63] comme «pont classique à béquilles en V sans culée» est également considéré comme un pont à béquille et classé lors de la 1<sup>ère</sup> phase comme suffisamment sûr du point de vue parasismique pour autant qu'il s'agisse d'un pont monolithique. Ce type de pont est fréquent au-dessus des autoroutes (Fig. 5.4). Pour ce type de pont, le problème pourrait venir du cisaillement à la jonction du tablier et des béquilles des contre-fiches tendues enterrées aux extrémités. Cependant, la capacité de ces tirants peut en général être admise comme suffisante pour les déplacements du sol attendus.

Les ponts-cadres ou à béquilles particulièrement hauts, avec une hauteur libre supérieure à 7 m dans les zones Z3a et Z3b, supérieure à 8 m dans la zone Z2 et supérieure à 10 m dans la zone Z1, sont concernés par le 6<sup>ème</sup> critère «points faibles particuliers» et ne doivent pas être classés ici comme suffisamment sûrs du point de vue parasismique (voir chapitre 5.5).

### 5.4.5 Ponts-arcs et ponts haubanés

Les ponts-arcs et les ponts haubanés, ainsi que d'autres types spéciaux de ponts, sont sélectionnés par le 4<sup>ème</sup> critère et renvoyés sans examen complémentaire à la 2<sup>ème</sup> phase d'évaluation. Les critères restants de la 1<sup>ère</sup> phase (chapitres 5.4.6 et 5.5) ne concernent que les ponts-poutres. Plusieurs cas étudiés en détail ont montré que ces ponts possèdent généralement une sécurité sismique suffisante.

### 5.4.6 Sécurisation des ponts-poutres contre la chute

Le 5<sup>ème</sup> critère de la 1<sup>ère</sup> phase d'évaluation permet de contrôler quantitativement, sur la base des sections suivantes, la sécurité contre la chute dans le sens longitudinal aux culées des ponts-poutres continus sans joint intermédiaire ou des ponts à une seule travée.

Les valeurs effectives de la dimension des bancs d'appuis aux culées,  $a_{i,eff}$  et  $b_{i,eff}$  sont à reporter sur l'esquisse de la liste de contrôle de la 1<sup>ère</sup> phase d'évaluation (voir annexe I). Il faut ensuite déterminer le facteur de conformité pour la sécurité contre la chute (la plus petite valeur du rapport  $b_{i,eff} / b_{i,nécess}$  aux culées), et le reporter dans la liste de contrôle. Le facteur de conformité est utilisé pour l'attribution des priorités à la fin de la 1<sup>ère</sup> phase d'évaluation.

Les ponts-poutres avec joint intermédiaire ne doivent pas être examinés ici plus avant. Ils sont directement renvoyés à la 2<sup>ème</sup> phase d'évaluation, car ils nécessitent un examen plus approfondi; en outre ils présentent souvent des zones d'appui trop courtes.

#### Ponts flottants

Il faut examiner aux deux culées des ponts-flottants si la dimension minimale  $b_2$  du banc d'appui est respectée. La longueur  $l$  correspond à la distance entre la culée considérée et le point fixe du pont flottant (point théorique de mouvement nul sous l'effet thermique). Si la position du point fixe ne peut pas être estimée rapidement, on prendra pour  $l$  la distance totale entre les deux culées, comme pour un pont avec appui fixe. Un calcul détaillé de la position précise du point fixe n'est en aucun cas à effectuer dans le cadre de la 1<sup>ère</sup> phase.

#### Ponts avec appuis fixes

Comme les appuis fixes sont souvent endommagés ou détruits déjà lors de la phase initiale d'un séisme, il y a danger que le système d'appui longitudinal fixe se transforme en système flottant avec frottements, ce qui peut entraîner la chute des éléments porteurs. C'est pourquoi il est nécessaire de contrôler la sécurité contre la chute également pour les appuis fixes avec l'hypothèse de rupture de l'appui.

Aujourd'hui ces calculs sont à effectuer selon la dernière version des normes (pour les détails voir chapitre 7.3.2)

## 5.5 Points faibles du point de vue de la sécurité sismique

Le dernier critère de la 1<sup>ère</sup> phase d'évaluation parasismique des ponts est consacré aux points faibles qui se sont avérés particulièrement critiques lors de précédents tremblements de terre [89] [100]. Si un pont présente l'un au moins des points faibles suivants, il est classé comme insuffisamment sûr du point de vue parasismique, et renvoyé à la 2<sup>ème</sup> phase d'évaluation :

- Dispositifs d'appui
- Articulations Gerber (Fig. 4.2) ;
- Joints intermédiaires sur piles (Fig. 4.1) ;
- Menace particulièrement élevée de chute latérale des poutres (Fig. 4.4) ;
- Présence de rampe d'accès ;
- Appuis négatifs (p. ex. aux culées) ;
- Courbure en plan avec angle ouvert supérieur à 35° ;
- Biais de plus de 45°, en plan ;
- Différence extrême de rigidité transversale de piles voisines (p. ex. pile très épaisse entre des piles élancées) ;

- Paroi de culée avec hauteur libre de plus de 7 m en zones Z3a et Z3b, de plus de 8 m en zone Z2 et de plus de 10 m en zone Z1 ;
- Fondations ou piles menacées par des glissements de terrain ;
- Présence de conduites de gaz dans la structure porteuse.

Les aspects quantitatifs mentionnés ci-dessus doivent être appliqués avec une certaine souplesse. Si par exemple le dimensionnement des appuis d'un pont possédant un biais de plus de 45° est conçu de manière à exclure une chute longitudinale ou latérale, alors le biais ne doit pas être considéré comme point faible.

## 5.6 Processus pour priorisation des ponts des nouveaux tronçons autoroutiers (NAR)

Pour les ponts des nouveaux tronçons du réseau routier national (NAR), qui sont gérés par l'OFROU depuis le 1er janvier 2020, l'évaluation en deux phases selon les chapitres précédents ne sera pas effectuée. Au lieu de cela, les évaluations seront ciblées prioritairement sur les ponts présentant les points faibles mentionnés ci-dessus. Les autres ponts seront traités plus tard dans des phases ultérieures, au sein du cadre des projets d'entretien (UPIaNS).

L'expérience de la première phase effectuée entre 2005 et 2020 montre que les appuis sont le point faible du parc de ponts étudiés. Dans presque la moitié des cas (48 %) des 242 ponts dont la résistance aux séismes a dû être augmentée, les appuis ont été soit renforcés, soit remplacés. Les culées (13 %) ainsi qu'une protection insuffisante contre la chute (6 %) ont également été identifiées comme autres points faibles. Ainsi, le support du tablier, comprenant les appuis, les culées et la protection contre la chute, a été identifié comme l'aspect le plus important concernant la vulnérabilité sismique des ponts. Pour un quart des ponts qui ont dû être renforcés, les points faibles étaient les piles du pont et le tablier.

Ces points faibles ont été identifiés le plus souvent pour les ponts-poutres. En règle générale, il s'agit de ponts plus grands, lesquels d'une part comportent des appuis, et qui d'autre part subissent des sollicitations sismiques plus élevées à cause de leurs portées plus importantes. Les ponts plus courts, souvent des ponts à une travée, sont généralement moins vulnérables. Les ponts cadre, qui n'ont pas d'appuis, ont une résistance plus élevée au séisme. Bien qu'un tiers des ponts dans le réseau sont des ponts cadres, aucune mesure de renforcement sismique n'a été nécessaire pour les ponts de ce type vérifiés jusqu'à présent.

Selon les chiffres 4.4.1.2 et 4.4.1.3 de la norme SIA 260, on peut renoncer à une vérification lorsque celle-ci est manifestement superflue et si l'on peut montrer que les exigences la concernant peuvent être satisfaites par des mesures constructives. Ceci est valable, selon le chiffre 5.1.1 de la norme SIA 269, aussi pour les structures existantes. En tous cas, la procédure choisie doit être documentée dans la base du projet.

## 6 Evaluation de la sécurité sismique

### 6.1 Aperçu

Lors de l'évaluation de la sécurité sismique selon les normes en vigueur, la sécurité structurale est contrôlée dans les sens longitudinal et transversal pour la situation de projet séisme. Cela peut se faire par la méthode traditionnelle basée sur les forces ou par la méthode basée sur les déformations.

Les quatre méthodes de calcul suivantes sont normalisées dans les dispositions sismiques des normes structurelles SIA ou de l'Eurocode 8 :

- Méthode des forces de remplacement ;
- Méthode du spectre de réponse ;
- Méthode en poussée progressive (non-linéaire statique ou analyse pushover) ;
- Analyse temporelle non-linéaire.

Un aperçu des propriétés les plus importantes de ces quatre méthodes de calcul est présenté dans le Tab. 6.1 [102].

Tab. 6.1 Comparaison des quatre méthodes de calcul des ponts.

Méthode	Force de remplacement	Spectre de réponse	Calcul non-linéaire statique	Calcul non-linéaire dynamique
Modèle dynamique	SDOF linéaire	MDOF linéaire	SDOF non-linéaire	MDOF non-linéaire
Géométrie du modèle	2D	2D ou 3D	2D	2D ou 3D
Modèle de matériaux	Linéaire	Linéaire	Non-linéaire	Non-linéaire
Modèle d'amortissement	Visqueux	Visqueux	Visqueux	Visqueux ou hysté-rétique
Prise en compte des modes propres	Mode fondamental	Tous	Mode fondamental	Sans objet
Prise en compte de la non-linéarité des matériaux	Coefficient de comportement q	Coefficient de comportement q	Modèle de matériaux non-linéaire	Modèle de matériaux non-linéaire
Action sismique	Spectre de dimensionnement	Spectre de dimensionnement	Spectre de dimensionnement	Signal temporel
Forme des résultats	Efforts internes et déformations	Efforts internes et déformations	Demande de ductilité locale, efforts et déformations	Demande de ductilité locale, efforts et déformations
Champ d'application	Ponts-poutres réguliers	Tous types de ponts	Ponts réguliers	Tous types de ponts
Application standard	Dimensionnement, contrôle de plausibilité	Dimensionnement	Vérification	Structures spéciales
Temps à investir	Faible	Moyen	Elevé	Très élevé

Bien que la méthode du spectre de réponse puisse être utilisée pour tous les types de ponts, l'utilisation de la méthode des forces de remplacement reste limitée aux ponts-poutres dans le sens longitudinal et aux ponts-poutres réguliers dans le sens transversal, ainsi qu'aux contrôles de plausibilité de calculs plus complexes. Les méthodes non-linéaires sont plus exigeantes et réservées à des cas particuliers. L'analyse statique non-linéaire peut être utile pour vérifier les appuis de ponts existants.

## 6.2 Modélisation

En principe, le modèle de calcul doit représenter le comportement sismique du pont avec une précision suffisante. Le modèle doit être aussi simple que possible, mais avoir une rigidité et une distribution de masse suffisamment détaillées pour que les modes propres essentiels soient activés. La Fig. 6.2 montre la modélisation possible des poutres et des piles d'un pont-poutre avec un niveau de détail croissant, de l'oscillateur simple (à un degré de liberté) au modèle 3D en éléments finis. Dans la plupart des cas, la modélisation avec des éléments barres est suffisante. Les éléments de surface et de volume présentent l'inconvénient que la détermination des efforts de dimensionnement, à partir des résultats du calcul, nécessite un effort supplémentaire.

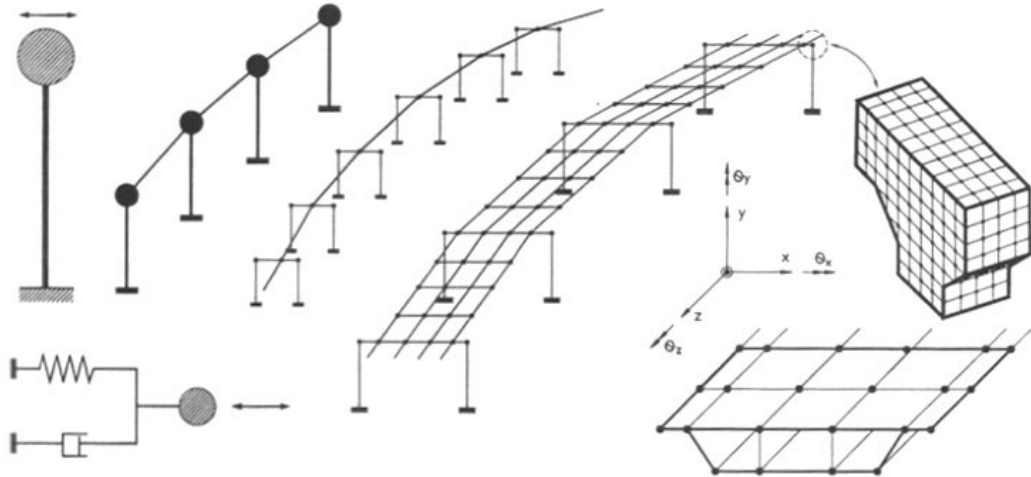


Fig. 6.2 Différentes modélisations de la structure d'un pont [91].

## 6.3 Principes de modélisation et hypothèses de calcul

Des hypothèses réalistes de rigidité de la structure et du sous-sol sont au cœur de l'évaluation du comportement sismique. Dans le cas d'éléments en béton armé, la fissuration doit être prise en compte. Avec les méthodes basées sur les forces, un calcul avec des rigidités non fissurées est généralement du côté de la sécurité. Si les résistances disponibles sont ainsi suffisantes, cela peut être admissible ; dans le cas contraire, le calcul doit être répété avec des rigidités réduites dues à la fissuration.

Pour être du côté de la sécurité avec une évaluation basée sur les déformations, une forte réduction de la rigidité, due à la fissuration, doit être supposée.

La question de la rigidité est aussi traitée dans la section 6.3.2. De recommandations sur d'autres aspects sont données dans les sections suivantes.

### 6.3.1 Lois de comportement des matériaux

Pour les lois sur le comportement des matériaux les recommandations de la SIA 269/2 ainsi que de la SIA 269/8 peuvent être appliquées. Généralement, pour le béton dans les anciens ponts, il est recommandé de tenir compte de l'augmentation de la résistance du béton. Pour les ponts construits avant 1985/1990 ceci peut se faire selon la SIA 269/2 [19] et pour les autres selon la SIA 262 [15]. En plus, il faut tenir compte du confinement du béton, par des étriers, ou de l'absence de confinement.

Le confinement influence la résistance à la compression et surtout la ductilité du béton et peut être pris en compte selon la loi de Mander et al. [83], par exemple.

Pour l'armature, des lois bilinéaires peuvent être utilisées, soit en considérant l'effet de durcissement de l'acier, soit en le négligeant. De manière générale, cet effet est plutôt faible pour les aciers utilisés en Suisse comme le montre le tableau 8 de la norme SIA 269/2.

### 6.3.2 Hypothèses sur la rigidité flexionnelle et la rigidité au cisaillement

La rigidité effective à la flexion des composants en béton armé peut généralement être déterminée à l'aide du calcul de la relation moment-courbure de la section fissurée. La relation moment-courbure doit être approximée de manière bilinéaire, comme le montre la Fig. 6.3. La pente de la droite de la relation moment-courbure, reliant l'origine au commencement de la plastification sur la Fig. 6.3, correspond à la rigidité recherchée. La formulation correspondante se trouve dans la section 16.5.5.2 de la norme SIA 261 qui, en ce qui concerne la rigidité, stipule qu'une rigidité moyenne doit être prise en compte jusqu'au début de l'allongement plastique.

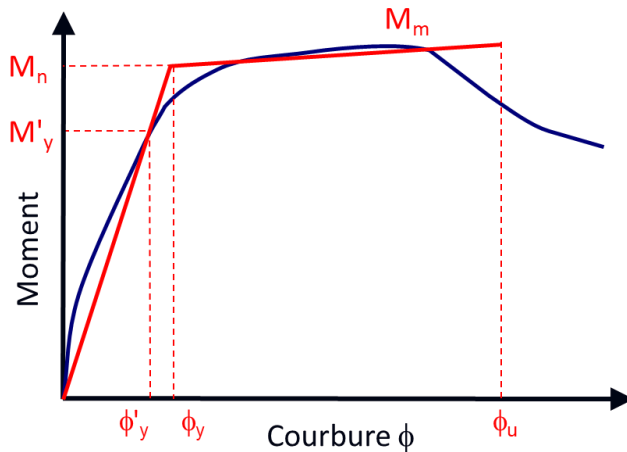


Fig. 6.3 Approximation bilinéaire (ligne rouge) de la relation moment-courbure (ligne bleue) d'une poutre en béton armé, d'après [67].

Selon la norme SIA 269/8 la rigidité à la flexion effective, c'est-à-dire la rigidité correspondant à la droite initiale de la Fig. 6.3, des structures avec un comportement ductile peut être déterminée de manière suivante :

$$EI_{eff,2} = \frac{M'_y}{\phi'_y}$$

Cette rigidité s'applique dans le domaine élastique de déformation des éléments qui subissent des déformations plastiques dues à l'action sismique. Alternativement, les valeurs indicatives selon la Fig. 6.4 peuvent être utilisées en première approximation.

La rigidité  $EI_{eff,2}$  peut seulement être utilisée si des déformations plastiques se développent dans l'élément étudié. Sinon, la rigidité à la flexion effective  $EI_{eff,1}$  doit être utilisée :

$$EI_{eff,1} = \frac{EI_c + EI_{eff,2}}{2}$$

Pour les poteaux en forme de mur à faible élancement, les déformations de cisaillement doivent également être prises en compte lors de la détermination de la rigidité.

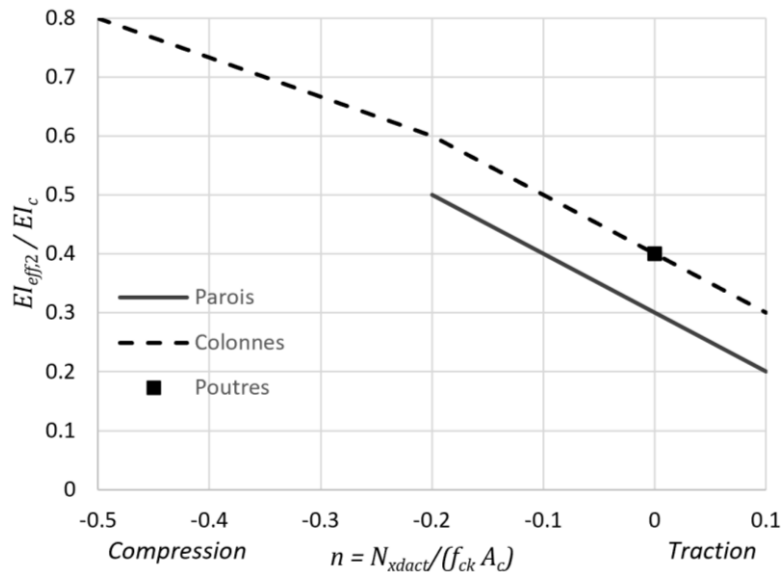


Fig. 6.4 Valeurs indicatives proposées pour calculer la rigidité à la flexion effective des éléments de construction en béton armé qui subissent des déformations plastiques sous l'effet de l'action sismique (Fig.2 de la norme SIA 269/8 [20]).

### 6.3.3 Prise en compte de dispositions constructives inappropriées

Pour les ponts existants en Suisse, les dispositions constructives inappropriées dans les piles de pont sont les recouvrements des barres au pied des piles et des taux d'armature transversale faibles.

Les recouvrements des barres sont souvent présents à la transition entre la fondation et la pile pour des raisons de construction (bétonnage). Dans cette zone, les efforts internes les plus élevés peuvent se développer, notamment dans les ponts-poutres où le système statique d'une pile est un porte-à-faux. L'évaluation de la résistance de la section avec recouvrement ainsi que l'évaluation de sa capacité de déformation peut être effectuée en suivant les recommandations et exemples de calcul des rapports de projet de recherche AGB, 2015/002 (en cours) [48] et 2008/001, rapport 662 [37].

La résistance à l'effort tranchant des piles rectangulaires peut être évaluée selon la norme SIA 262 [15] ou l'Eurocode 8 [4]. Pour les piles circulaires, le modèle selon [91], voir aussi [37], peut aussi être utilisé. Ce modèle a été développé et validé avec une base de données contenant des ruptures à l'effort tranchant avant développement de la résistance à la flexion (rupture fragile) et des ruptures à l'effort tranchant dans le domaine inélastique. La résistance au cisaillement est supposée être la somme de la résistance de l'armature horizontale, de la résistance due à l'engrènement des granulats et de la bielle de compression de la charge axiale.

Pour les ponts-cadres, la possibilité de l'inversion des efforts doit être étudiée. Dans ces ponts, l'armature dans le tablier est principalement prévue pour reprendre les efforts verticaux dus aux charges d'exploitation. Ces charges créent des moments négatifs au-dessous des appuis (piles). En cas de séisme, ces moments peuvent s'inverser à cause de l'action sismique.

### 6.3.4 Rotules plastiques

Dans les zones avec les moments de flexion les plus élevés, des déformations plastiques peuvent se développer. Ces zones plastiques sont modélisées avec des rotules plastiques. Pour la modélisation, les paramètres principaux sont la longueur de la rotule plastique et sa capacité de déformation, c'est-à-dire sa courbure ultime. La longueur de la rotule plastique dépend entre autres de la géométrie de la pile et de la qualité de l'acier d'armature. La courbure ultime dépend des matériaux et des dispositions constructives, comme par exemple l'armature de confinement, voir aussi 6.3.1.

Tous ces paramètres peuvent être calculés selon la norme SIA 269/8. Un exemple de calcul détaillé pour une pile de pont rectangulaire se trouve aussi dans [37] et en annexe IV.

Il est à noter que la transmission des efforts dans les éléments adjacents à la rotule plastique est à vérifier, comme par exemple la résistance de la fondation au moment de flexion qui peut se développer dans la rotule en considérant la surrésistance.

### 6.3.5 Coefficient de comportement

Avec le coefficient de comportement, la surrésistance et le comportement non-linéaire des éléments sont pris en compte de manière simplifiée avec les méthodes basées sur les forces. La surrésistance des éléments par rapport aux calculs est présente dans toutes les structures. Cependant, pour les ponts existants, un comportement ductile n'est souvent pas garanti. Les coefficients de comportement sont à considérer en fonction du type de la structure porteuse selon les normes SIA 262 et suivantes.

La norme SIA 262 préconise un coefficient de comportement entre  $q = 1.5$  et  $2.0$  pour les structures porteuses à comportement non-ductile en fonction de la classe de ductilité de l'acier. L'Eurocode par contre ne préconise que  $q = 1.5$  pour les structures porteuses à comportement non-ductile. Il est à noter que si un coefficient de comportement  $q = 2$  est appliqué, il faut vérifier que la structure porteuse subit des déformations plastiques, par exemple en faisant une analyse (simplifiée) en déplacement. Si la structure porteuse reste élastique sous l'action sismique, un coefficient de comportement de  $q = 2$  n'est pas justifié.

### 6.3.6 Coefficient d'amortissement

Le coefficient d'amortissement est à choisir selon la structure porteuse et en fonction des types de connexion. Les spectres de dimensionnement (SIA 261) et d'examen (SIA 269/8) s'appliquent pour un amortissement visqueux de 5%. L'amortissement des structures en acier peut être inférieur à 5% et l'action sismique peut par conséquent être plus élevée. En revanche, l'amortissement de ponts avec isolateurs peut être nettement plus élevé que 5%, voir chapitre 9.8. Par ailleurs, l'interaction sol-structure peut aussi augmenter l'amortissement, voir chapitre suivant.

### 6.3.7 Interaction sol-structure

La flexibilité du sous-sol peut être négligée dans le cas d'un sous-sol rocheux (sous-sol de classe de terrain de fondation A). Dans ce cas, la demande sismique en déplacement est également faible (Fig. 6.9), de sorte que la capacité de déplacement des appuis du pont est généralement suffisante, même en supposant un encastrement complet dans la fondation. Dans le cas de sols meubles (classes de terrain de fondation B à E), la flexibilité du sous-sol doit être prise en compte pour les piles d'une hauteur inférieure à environ 10 m. Une modélisation simple, utilisant des ressorts linéaires pour les déplacements vertical et horizontal, ainsi que pour la rotation de la fondation, est représentée sur la Fig. 6.5, avec les constantes de ressort correspondantes pour une fondation circulaire. Le ressort en rotation est le plus important pour les contraintes sismiques, les deux autres ressorts jouent un rôle secondaire et peuvent généralement être négligés.

Des équations simplifiées pour calculer la rigidité des fondations peu profondes et des pieux se trouvent à l'annexe C de la norme SIA 269/8. Pour un système à un degré de liberté (oscillateur simple), la variation de la période propre  $T_{1,SSI}$  peut être déterminée en tenant compte de la rigidité de la fondation, par rapport à la période propre du système à encastrement rigide  $T_1$ , comme suit :

$$T_{1,SSI} = T_1 \sqrt{1 + \frac{k}{k_h} + \frac{kh_1^2}{k_\varphi}}$$

Dans l'équation,  $k$  et  $h_1$  désignent la rigidité et la hauteur de l'oscillateur simple et  $k_h$  et  $k_\varphi$  la rigidité horizontale et la rigidité en rotation de la fondation.

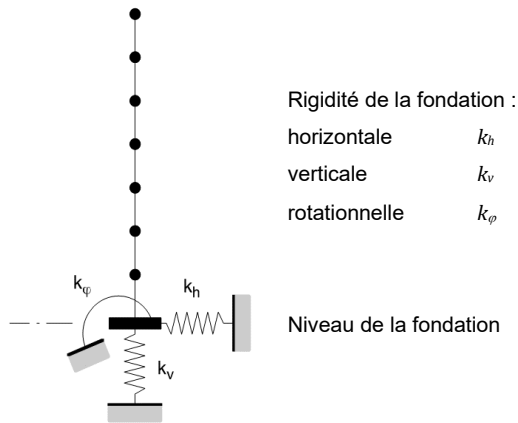


Fig. 6.5 Modélisation simplifiée de la flexibilité du sous-sol à l'aide de ressorts linéaires pour les déplacements horizontal et vertical ainsi que pour la rotation (selon [87] de [58]).

La précision de la modélisation de la flexibilité du sous-sol doit correspondre à la précision avec laquelle la réduction de rigidité, due à la fissuration, est considérée dans le modèle de calcul. Cela signifie que si, par exemple, une estimation approximative de la réduction de la rigidité, due à la fissuration, est suffisante, il n'est généralement pas nécessaire de modéliser la flexibilité du sous-sol.

Outre la flexibilité du sous-sol, qui n'affecte que la rigidité du ressort dans le modèle de calcul, la prise en compte de l'interaction dynamique sol-structure conduit également à une modification de la masse et de l'amortissement. Selon l'Eurocode 8, partie 5, Géotechnique [10], l'interaction dynamique sol-structure doit être prise en compte, pour les fondations sur sous-sol très mou (sous-sol de classe D ou plus tendre), situées dans les zones sismiques Z2, Z3a et Z3b (à partir d'une accélération horizontale du sol de 0,1 g).

Le comportement de la culée et du remblai en terre dans lequel la culée est intégrée a une influence importante sur le comportement sismique de l'ensemble du pont. Comme le montre le rapport de recherche 663 de l'OFROU [34] le comportement transversal des ponts est fortement influencé par les culées. Pour les ponts longs, c'est surtout la demande en déplacement transversale des piles de ponts proche de la culée qui est influencée. Pour les ponts courts, la culée peut être l'élément du pont qui se déforme le plus. La déformation des culées de quelques ponts instrumentés en Californie a correspondu à plus de 60 % de la déformation transversale totale du pont lors de séismes passés. L'hypothèse d'un appui fixe dans le modèle peut donc mener à une sous-estimation de la demande en déplacement des piles et donc à une surestimation de leur résistance au séisme. Dans le modèle du pont, la masse, la rigidité et l'amortissement de la culée devraient être considérés. Un modèle mécanique simplifié pour considérer la culée est présenté dans le rapport de recherche 663 de l'OFROU [34].

Pour plus de documentation sur l'interaction dynamique sol-structure, il est conseillé de se reporter aux publications [65] et [80].

## 6.4 Action sismique

L'action sismique à prendre en compte pour l'évaluation d'un pont existant est en principe identique à celle qui doit être considérée pour le dimensionnement d'un pont neuf. Dans le cas où l'évaluation conduit à des valeurs relativement faibles du facteur de conformité, il peut s'avérer judicieux de reconsidérer les simplifications, en général justifiées pour les ouvrages neufs, de la norme SIA 261. Par exemple, en précisant les sollicitations sismiques par une étude de site qui donnera un spectre de réponse spécifique à utiliser.

### 6.4.1 Zones sismiques

La norme SIA 261 définit cinq zones sismiques (voir Fig. 2.4) pour lesquelles une valeur de dimensionnement de l'accélération horizontale du sol ( $a_{gd}$ ) est attribuée (Tab. 6.6). 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.

Tab. 6.6 Valeurs de dimensionnement de l'accélération du sol en fonction de la zone sismique.

zone sismique	Z1a	Z1b	Z2	Z3a	Z3b
$a_{gd}$ [m/s <sup>2</sup> ]	0,6	0,8	1,0	1,3	1,6

### 6.4.2 Classes d'ouvrages

La norme SIA 261 définit trois classes d'ouvrages pour lesquelles une valeur du facteur d'importance ( $\gamma_f$ ) est attribuée (Tab. 6.7). Pour la vérification de la sécurité structurale, l'action sismique est multipliée par la valeur du facteur d'importance. La vérification de l'aptitude au service s'effectue, elle, avec une valeur unitaire du facteur d'importance ( $\gamma_f = 1,0$ ). La vérification de l'aptitude au service est nécessaire uniquement pour la classe d'ouvrages CO III.

Tab. 6.7 Classes d'ouvrages et facteurs d'importance correspondants.

classe d'ouvrages	CO I	CO II	CO III
facteur d'importance $\gamma_f$	1,0	1,2	1,5

### 6.4.3 Spectres de réponse

Les spectres de réponse élastique de l'accélération horizontale sont représentés à la Fig. 6.8 pour les différentes classes de terrain de fondation de la norme SIA 261 (2020) :

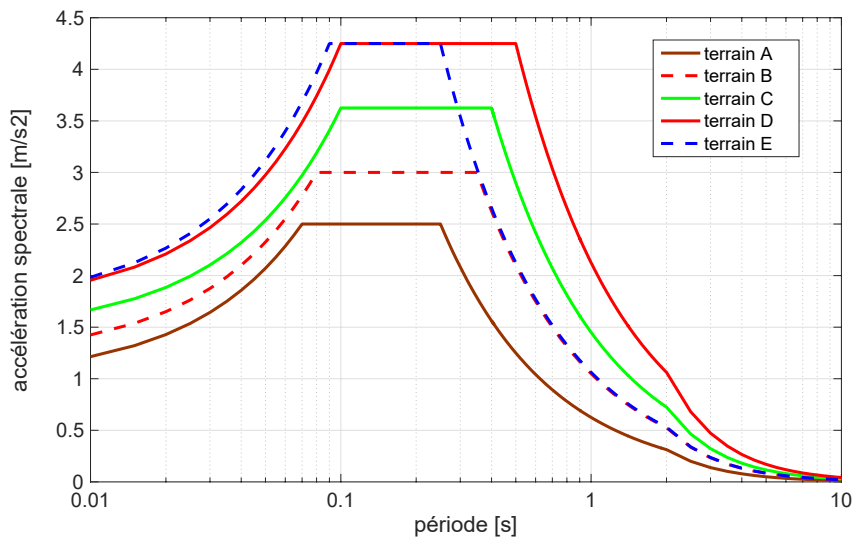


Fig. 6.8 Spectres de réponse élastique de l'accélération horizontale de la norme SIA 261 (2020) pour la zone sismique Z2 ( $a_{gd} = 1,0$  m/s<sup>2</sup>) et la classe d'ouvrages CO I ( $\gamma_f = 1,0$ ).

Les courbes sont définies pour chaque classe de terrain de fondation par les paramètres ( $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$ ) de l'équation correspondante. Par ailleurs, elles sont ajustées à la zone sismique par la multiplication de l'accélération du sol ( $a_{gd}$ ) correspondante (équations 26 à 29 de la norme SIA 261 [14]):

$$\begin{aligned}
 S_e &= a_{gd} S \left[ 1 + \frac{(2,5\eta - 1)T}{T_B} \right] & 0 \leq T \leq T_B \\
 S_e &= 2,5 a_{gd} S \eta & T_B \leq T \leq T_C \\
 S_e &= 2,5 a_{gd} S \eta \frac{T_C}{T} & T_C \leq T \leq T_D \\
 S_e &= 2,5 a_{gd} S \eta \frac{T_C T_D}{T^2} & T_D \leq T
 \end{aligned}$$

L'action sismique peut également être représentée par le spectre de réponse du déplacement relatif. Le spectre de réponse élastique de l'accélération ( $S_e$ ) et le spectre de réponse du déplacement relatif ( $S_{ud}$ ) sont liés par la pulsation ( $\omega$ ) selon la relation suivante :

$$S_e = \omega^2 S_{ud}$$

Cette relation entre  $S_e$  et  $S_{ud}$  provient directement de l'équation du mouvement de l'oscillateur simple. Elle n'est rigoureusement exacte qu'en l'absence d'amortissement, mais c'est une bonne approximation pour la valeur habituelle de 5% du coefficient d'amortissement. La période  $T$  se calcule à partir de la pulsation  $\omega$  de la manière suivante :

$$T = 2\pi/\omega$$

Les spectres de réponse du déplacement relatif sont représentés à la Fig. 6.9 pour les différentes classes de terrain de fondation de la norme SIA 261 (2020) :

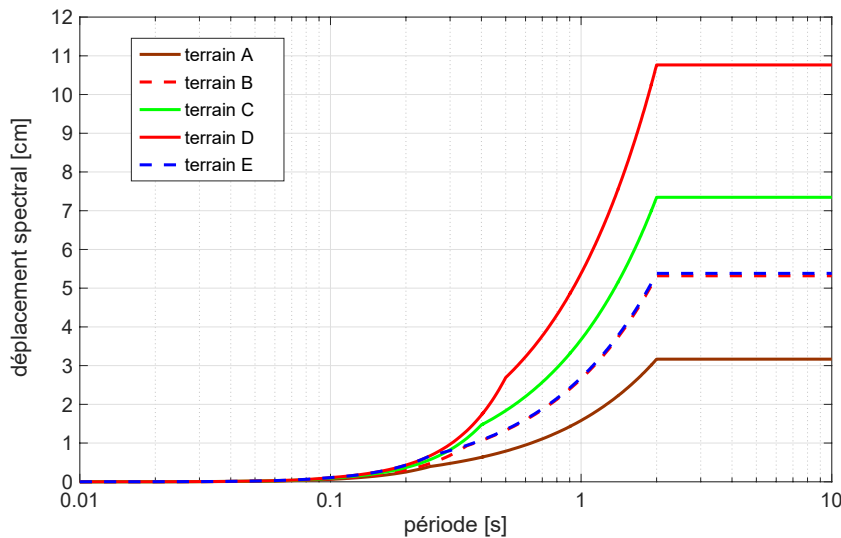


Fig. 6.9 Spectres de réponse du déplacement relatif de la norme SIA 261 (2020) pour la zone sismique Z2 ( $a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$ ) et la classe d'ouvrages CO I ( $\gamma_f = 1,0$ ).

## 6.5 Méthode des forces de remplacement

Les trois modèles suivants sont couramment utilisés pour l'analyse structurelle des ponts-poutres avec la méthode des forces de remplacement :

- Modèle avec tablier rigide ;
- Modèle avec tablier flexible ;
- Modèle avec pile isolée.

Les modèles diffèrent principalement dans les hypothèses de rigidité du tablier par rapport à la rigidité des piles. Les deux premiers modèles conviennent à l'analyse longitudinale et transversale des ponts-poutres. Le modèle avec pile unique ne convient que pour la direction transversale des ponts-poutres. Les domaines d'utilisation spécifiques des trois modèles sont décrits dans les chapitres suivants.

### 6.5.1 Sens longitudinal, modèle avec tablier rigide

Pour le modèle avec tablier rigide, comme son nom l'indique, le tablier est supposé infiniment rigide. Pour la charge dans la direction longitudinale d'un pont-poutre flottant, il en résulte un modèle d'oscillateur simple (Fig. 6.10). La masse  $M$  de l'oscillateur simple est égale à la somme des masses du poids propre et des charges permanentes sur le tablier. Les parties de masse des piles qui vibrent avec la superstructure peuvent être négligées. La rigidité du ressort de l'oscillateur simple  $k$  est calculée à partir de la somme des raideurs horizontales  $k_i$  des appuis reliés au tablier :

- Piles avec appuis longitudinaux fixes :  $k_i = 3EI_i/h_i^3$  ;
- Piles connectées de manière monolithique au tablier :  $k_i = 12EI_i/h_i^3$  ;
- Rigidité globale :  $k = \sum k_i$  ;
- Période propre fondamentale de l'oscillateur simple :  $T_1 = 2\pi \sqrt{M/k}$ .

Avec la période propre  $T_1$ , la masse  $M$  et le spectre de dimensionnement correspondant, la force équivalente totale dans la direction longitudinale peut être facilement obtenue, elle est alors proportionnelle aux raideurs  $k_i$  des supports.

Le modèle à superstructure rigide convient parfaitement aux ponts à poutres droites à appuis flottants.

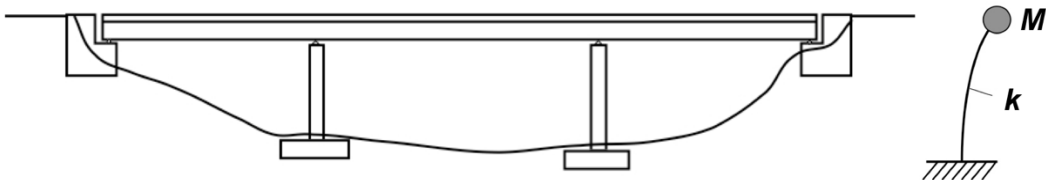


Fig. 6.10 Modèle avec tablier rigide (à droite) pour l'analyse avec la méthode des forces de remplacement d'un pont-poutre rectiligne flottant (à gauche).

Dans le cas d'appuis longitudinaux fixes aux culées, le modèle de superstructure rigide convient également aux ponts-poutres rectilignes. Pour la rigidité  $k$  de l'oscillateur simple, il faut estimer la rigidité longitudinale de la culée, qui est généralement un peu plus complexe que pour une pile. Comme précédemment, la masse  $M$  est la masse du tablier du pont et la période fondamentale est  $T_1 = 2\pi \sqrt{M/k}$ . La période fondamentale  $T_1$  se situe généralement dans la plage d'accélération constante (plateau) du spectre de dimensionnement, de sorte qu'une grande précision n'est pas indispensable pour estimer la rigidité longitudinale de la culée. La force équivalente totale dans la direction longitudinale peut, à son tour, être facilement calculée à partir de la période fondamentale  $T_1$ , de la masse  $M$  et du spectre de dimensionnement correspondant. Dans le cas d'appuis longitudinaux fixes aux culées, la totalité de la force de remplacement doit pouvoir être reprise par les appuis fixes de la culée. Comme la période fondamentale  $T_1$  se situe généralement dans la plage d'accélération maximale constante du spectre de dimensionnement, cela conduit à des forces horizontales très importantes, déjà dans la zone sismique Z1a. Attention toutefois au cas où la rigidité de la pile (pile courte) est comparable à celle de la culée, car il faut

alors répartir la force de remplacement entre la culée et la pile considérée (au prorata des rigidités).

L'hypothèse d'un système infiniment rigide dans le sens longitudinal, avec une période fondamentale  $T_1$  presque nulle, sous-estime généralement la sollicitation longitudinale des ponts à appuis longitudinaux fixes. La poutre de pont présente également une certaine flexibilité longitudinale, comme décrit au chapitre 6.5.2 pour le modèle avec tablier flexible. Ce n'est que dans le cas de ponts courts, avec un appui longitudinal fixe, sur une culée très rigide, horizontalement fondée sur du rocher, que l'on peut supposer un système rigide dans le sens longitudinal, les efforts de freinage étant alors généralement déterminants pour le dimensionnement. Dans les autres cas, la flexibilité de la culée doit être prise en compte. Le modèle avec un tablier flexible peut également être utilisé pour des ponts plus longs.

### 6.5.2 Sens longitudinal, modèle avec tablier flexible

Le modèle avec tablier flexible dans le sens longitudinal permet d'estimer la fréquence fondamentale d'un pont à poutres avec un appui longitudinal fixe sur une culée rigide. Le système rigide avec une période propre fondamentale  $T_1 = 0$  n'est pas du côté de la sécurité, même pour une butée absolument rigide, car la flexibilité longitudinale du tablier se traduit toujours par une période propre fondamentale  $T_1 > 0$ . Une poutre de section transversale constante et de masse uniformément répartie est un modèle simple de tablier flexible dans le sens longitudinal. La poutre est ancrée sur le côté de l'appui longitudinal fixe (à droite sur la Fig. 6.11). La solution analytique de l'oscillation longitudinale de la poutre conduit à une période fondamentale  $T_1 = 4l\sqrt{\rho/E}$ , avec la longueur  $l$ , la densité  $\rho$  (masse par unité de volume) et le module d'élasticité  $E$  du tablier [56].

Le modèle convient aux ponts à poutres droites plus longues, avec appuis longitudinaux fixes sur culée rigide.

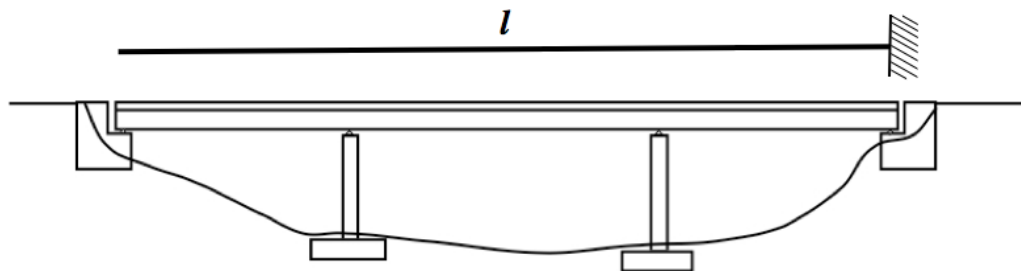


Fig. 6.11 Modèle avec tablier flexible (en haut) pour l'analyse avec la méthode des forces de remplacement d'un pont-poutre rectiligne, plus long, avec appui longitudinal fixe sur culée rigide (en bas).

### 6.5.3 Sens transversal, modèle avec tablier rigide

Le modèle dans le sens transversal avec tablier rigide convient aux ponts-poutres relativement larges, dont le tablier est extrêmement rigide dans le sens transversal. Il s'agit d'un modèle simplifié d'oscillateur à un degré de liberté. La rigidité du ressort de l'oscillateur simple  $k = \sum k_i$  est calculée à partir de la somme des raideurs horizontales  $k_i$  des piles reliées au tablier. Aussi bien pour les piles à appui transversal fixe, que pour les piles reliées monolithiquement au tablier,  $k_i = 3EI/h^3$ , où  $EI$  est la rigidité en flexion de la section transversale de la pile dans le sens transversal. La poutre du pont est supposée être très souple en torsion.

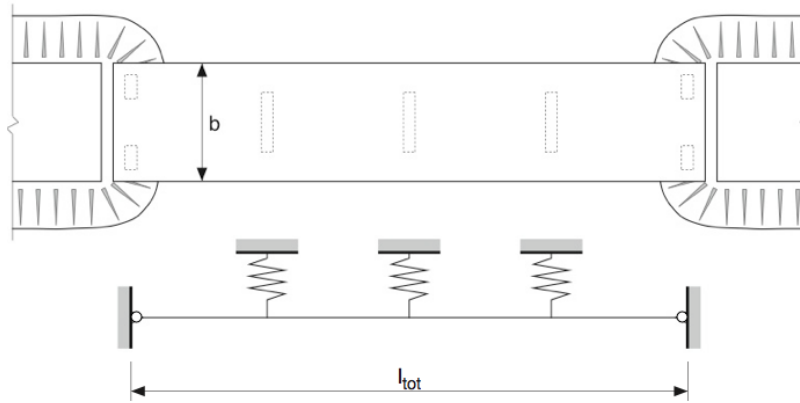


Fig. 6.12 Modèle avec tablier rigide (en bas) pour l'analyse avec la méthode des forces de remplacement d'un pont-poutre rectiligne dans le sens transversal (en-haut). Le pont est supposé être transversalement libre au niveau des culées.

La masse  $M$  est la masse de la poutre du pont et la période fondamentale s'écrit  $T_1 = 2\pi\sqrt{(M/k)}$ . La force de remplacement totale dans la direction transversale du pont est distribuée sur les appuis au prorata des raideurs  $k_i$ .

En ce qui concerne les culées, indépendamment de l'appui effectif, un appui mobile dans la direction transversale du pont est supposé, de sorte que la superstructure rigide puisse pivoter dans la direction transversale (Fig. 6.12). Le mode de vibration est une ligne droite avec la même amplitude de vibration pour chaque pile. La force de remplacement exercée sur les appuis de la culée doit être estimée à partir des forces de remplacement résultantes sur les piles, par ex. la force de remplacement de la pile la plus proche de la culée est reprise.

Une condition préalable à l'applicabilité du modèle avec tablier rigide est que les déplacements transversaux dans les champs du tablier soient faibles par rapport à ceux des têtes de piles. Dans l'Eurocode 8, partie 2 [8], les limites suivantes sont indiquées pour l'applicabilité du modèle avec un tablier rigide :

- Rapport de forme longueur  $L$  sur largeur  $B$  du tablier :  $L/B \leq 4,0$  ;
- Ou bien le rapport de la différence maximale des déplacements transversaux des têtes de piles  $\Delta d$  au déplacement transversal moyen de toutes les têtes de piles, sous sollicitation sismique, doit remplir la condition :  $\Delta d/d_a \leq 0,2 \Delta d$ .

Même si ces limites ne sont pas respectées, le modèle avec tablier rigide est bien adapté pour vérifier la plausibilité des résultats de la méthode du spectre de réponse. Pour le dimensionnement ou le contrôle dans le sens transversal, le modèle avec tablier rigide ne convient que pour les ponts-poutres réguliers, c'est-à-dire lorsque les portées et les raideurs des piles sont à peu près constantes.

#### 6.5.4 Sens transversal, modèle avec tablier flexible

Le modèle avec tablier flexible est également normalisé dans l'Eurocode 8, partie 2 [8]. Il est basé sur la méthode de Rayleigh et nécessite le calcul de l'oscillateur simple qui équivaut au mode de vibration fondamental du tablier dans le sens transversal. C'est beaucoup plus complexe que le modèle avec tablier rigide ou le modèle à pile unique. Il est donc conseillé d'utiliser l'un de ces deux modèles pour la méthode des forces de remplacement ou d'utiliser directement la méthode du spectre de réponse.

#### 6.5.5 Sens transversal, modèle avec pile isolée

Le modèle à une seule pile convient aux ponts-poutres relativement élancés. Chaque pile est considérée comme un oscillateur simple oscillant indépendamment. Le couplage via le tablier est négligé, comme le montre la Fig. 6.13.

La période fondamentale d'une seule pile est  $T_i = 2\pi\sqrt{M_i/k_i}$ . La rigidité du ressort est  $k_i = 3EI_i/h_i^3$  avec un appui transversal fixe ou une liaison monolithique. La rigidité en torsion de la poutre du pont est négligée. La masse effective  $M_i$  peut être estimée à partir d'une distribution supposée de la masse totale du tablier  $M$  sur les différentes piles ( $M = \sum M_i$ ).

Le calcul est itératif. Après un premier calcul des périodes fondamentales individuelles  $T_i$ , il faut vérifier si les différences de périodes fondamentales entre les piles voisines satisfont la condition suivante :  $0,9 \leq T_i/T_{i+1} \leq 1,1$

Si la condition n'est pas remplie, le calcul doit être répété avec une distribution de masse adaptée (Eurocode 8, partie 2, équation 4.19 [8]). S'il existe des différences majeures entre les raideurs transversales des piles voisines, la méthode ne converge pas et ne doit donc pas être utilisée. Néanmoins, les résultats sont utiles pour des contrôles de plausibilité, si nécessaire, avec le modèle de tablier rigide.

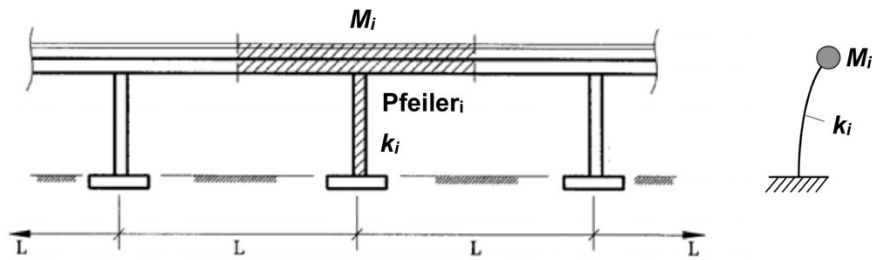


Fig. 6.13 Modèle à pile unique (à droite) pour l'analyse avec la méthode des forces de remplacement, dans la direction transversale, d'une pile de pont-poutre (à gauche).

### 6.5.6 Contrôle de plausibilité

Selon la section 3.1.4 de la norme SIA 260 [13], la plausibilité des résultats de l'analyse structurale doit être vérifiée. Cela est particulièrement vrai pour les résultats de calculs informatiques tels que, par exemple, dans la méthode du spectre de réponse. La méthode des forces de remplacement est le contrôle de plausibilité approprié tant pour la méthode du spectre de réponse que pour la méthode d'analyse non-linéaire. En conséquence, la méthode des forces de remplacement doit être utilisée dans tous les cas, soit comme une analyse structurale indépendante, dans les cas les plus simples, lorsque les exigences correspondantes sont remplies, soit comme un contrôle de plausibilité des résultats de calculs plus complexes.

Étant donné que la méthode des forces de remplacement doit être appliquée dans tous les cas, il est recommandé qu'elle soit utilisée comme première méthode d'analyse, avant la méthode du spectre de réponse ou la méthode non-linéaire.

## 6.6 Méthode du spectre de réponse

Si les conditions d'applicabilité de la méthode des forces de remplacement ne sont pas remplies, la méthode du spectre de réponse doit être utilisée. Essentiellement, seuls les ponts-poutres rectilignes dans le sens longitudinal et les ponts-poutres réguliers dans le sens transversal peuvent être analysés en utilisant la méthode des forces de remplacement, comme indiqué au chapitre 6.5. Dans le cas des autres ponts, l'influence des modes supérieurs, sur les sollicitations sismiques, n'est pas négligeable. Et ceux-ci ne peuvent pas être pris en compte avec la méthode des forces de remplacement, alors que la méthode du spectre de réponse permet d'inclure tous les modes supérieurs de vibration.

En général, la méthode du spectre de réponse nécessite un modèle 3D. Un modèle 2D de la géométrie est suffisant pour les ponts rectilignes, mais il doit être possible de le solliciter dans le sens transversal, c'est-à-dire dans la 3e direction, transversale au modèle 2D.

Pour vérifier si suffisamment de modes supérieurs de vibration ont été pris en compte dans le calcul, il faut vérifier, pour les deux directions horizontales principales, que la somme des masses modales effectives des modes de vibration considérés est supérieure à 90%

de la masse totale du modèle, comme indiqué au paragraphe 16.5.3.5 de la norme SIA 261 [14]. Si cette condition ne peut pas être remplie, même en tenant compte de tous les modes supérieurs de vibration, le modèle de calcul doit être amélioré dans une étape ultérieure, notamment en ce qui concerne la distribution des masses, pour que la règle des 90% puisse être respectée. Le problème est généralement lié aux masses qui sont directement, c'est-à-dire rigidement, connectés aux nœuds avec des conditions aux limites fixes.

Pour déterminer les valeurs résultantes, les contributions correspondantes des modes propres doivent être superposées avec la règle SRSS (Racine carrée de la somme des carrés). Si deux ou plusieurs des périodes propres, les plus courtes, sont proches l'une de l'autre, la règle CQC (Complete Quadratic Combination) doit être utilisée pour la superposition [65]. Les programmes informatiques spécialisés dans les calculs sismiques offrent généralement ces deux options en standard. La méthode du spectre de réponse peut être utilisée pour tous les types de ponts.

## 6.7 Méthode en poussée progressive (analyse pushover)

### 6.7.1 Avantages

L'analyse pushover permet de mieux représenter la capacité réelle de déformation horizontale d'une pile. La capacité de déformation dans les zones plastiques est calculée sur la base des détails constructifs effectifs de la section transversale et du ferrailage, en fonction des conditions de charge et des propriétés des matériaux de construction, au lieu de l'estimer forfaitairement avec le coefficient de comportement  $q$ . La procédure est particulièrement intéressante pour vérifier les piles en béton armé existantes, car celles-ci ont presque toujours été dimensionnées de manière conventionnelle et doivent par conséquent être classées comme non ductiles avec un petit coefficient de comportement de  $q = 1,5$  à  $2,0$ , dans l'analyse basée sur les forces. En raison du coefficient de comportement limité, des forces sismiques élevées, que les piles ne peuvent pas absorber, peuvent en résulter.

Par ailleurs, la capacité de déformation des piles est souvent suffisante pour absorber la demande sismique en déplacement relativement faible, correspondant à la sismicité faible à moyenne prévalant en Suisse.

### 6.7.2 Procédure par étapes

La procédure suit, de manière analogue, les indications du chapitre 5 Construction en béton, dans la norme SIA 269/8 [21]. Les réglementations pour l'analyse basée sur la déformation des structures en béton s'appliquent, quel que soit le type de structure, et peuvent également être utilisées pour les piles de ponts. Une exigence préalable à l'analyse pushover, est que la pile doit être déformable au sens de la section 5.3.2 de la norme SIA 269/8, c'est-à-dire qu'elle doit présenter un comportement de déformation cyclique-plastique stable, afin qu'une rupture fragile puisse être exclue. Même les piles non ductiles peuvent être déformables, si la rupture se produit en flexion, l'armature se plastifiant alors avant la rupture du béton.

Les étapes individuelles de l'analyse pushover, pour une pile en béton armé, peuvent être résumées comme suit :

1. Calcul de la courbe force-déplacement (courbe pushover) pour un effort horizontal, au niveau des appuis ou de la poutre de pont, dans le cas d'une liaison monolithique, jusqu'à ce que la courbure ultime d'une zone plastique soit atteinte pour la première fois (SIA 269/8, Figure 9). L'inclinaison maximale de la pile, ou la courbure de rupture maximale des sections transversales de la pile, peuvent être déterminées conformément à la norme SIA 269/8 [21].
2. Calculer les déplacements cibles horizontaux des piles individuelles du pont, sous l'influence du séisme (voir chapitre 6.7.4).
3. Si la capacité de déplacement, calculée au point 1, est supérieure au déplacement cible, alors la vérification de la sécurité structurelle est satisfaite. Cela signifie que dans la

courbe force-déplacement, avec un déplacement horizontal égal au déplacement cible, la courbure ultime n'a encore été dépassée dans aucune zone plastique.

La procédure selon la figure 9 de la norme SIA 269/8 [21] peut également être utilisée pour la plage de période  $T \leq 1$  s, mais il faut considérer que la règle des déplacements égaux n'est plus applicable pour des périodes faibles. La méthode basée sur les déformations est illustrée dans [68]. Un exemple d'application détaillé de la méthode basée sur les déformations, dans une structure en béton armé, est décrit en détail dans [42].

### 6.7.3 Contrôle des appuis et des fondations

Le calcul du comportement force-déformation non-linéaire d'une pile de pont, pour une action horizontale, n'est utile que si l'effet sismique crée également effectivement des zones plastiques dans la pile. La résistance horizontale des appuis est souvent le maillon le plus faible de la chaîne des composants, du tablier au sol de fondation. Si la pile reste dans la plage élastique sous l'effet de la résistance horizontale des appuis, l'analyse pushover de la pile concernée n'est pas nécessaire.

Les mêmes considérations s'appliquent à la résistance au basculement de la fondation de la pile. Si la fondation ne peut pas transférer le moment plastique, au pied de la pile, dans le sol de fondation, l'analyse pushover de la pile n'est également pas nécessaire.

### 6.7.4 Sollicitation sismique

Le calcul du déplacement cible horizontal des têtes de piles est effectué sur l'ensemble du système du pont. La méthode du spectre de réponse est recommandée pour cela. Dans le cas des ponts rectilignes, l'excitation du séisme peut être considérée séparément dans les deux directions principales en plan. Dans le cas des ponts courbes, l'excitation est à considérer comme agissant dans les deux directions simultanément.

Le coefficient de comportement  $q$  n'est pas pertinent pour le calcul du déplacement cible, car selon la règle des déplacements égaux, le déplacement est indépendant du coefficient de comportement  $q$ . Le spectre de réponse élastique en déplacement horizontal actualisé, selon la norme SIA 269/8 (Figure 1) [21], devrait être utilisé comme excitation sismique. Le spectre de dimensionnement de la norme SIA 261 [14] est caractérisé par une courbe en déplacement qui ne convient pas au contrôle basé sur la déformation, en raison de la valeur seuil minimale de l'accélération selon l'équation (34). La valeur de seuil constante, dans le spectre d'accélération, correspond à une augmentation exponentielle des déplacements en fonction de la période d'oscillation  $T$ .

L'annexe H de l'Eurocode 8, partie 2 [8] décrit deux autres méthodes de calcul du déplacement cible :

- Répartition uniforme des déplacements horizontaux le long du tablier, selon le modèle du tablier rigide ;
- Distribution des déplacements proportionnelle au premier mode de vibration du pont.

Ces deux approches ne sont pas recommandées, car elles ne donnent des résultats utilisables qu'avec des ponts-poutres ordinaires, mais conduisent à de fortes déviations par rapport au comportement réel avec des ponts-poutres irréguliers. Cependant, ce sont précisément les ponts-poutres irréguliers qui sont le domaine d'application typique de l'analyse pushover car, dans leur cas, le contrôle basé sur les forces conduit souvent à de petits facteurs de conformité pour la sécurité structurale.

La procédure recommandée, de calcul des déplacements cibles horizontaux des piles, à l'aide de la méthode du spectre de réponse, peut être considérée comme la distribution des déplacements proportionnelle à la racine de la somme des carrés des contributions de tous les modes de vibration du pont (distribution SRSS).

## 7 Vérifications

L'appréciation de la sécurité sismique comprend les trois vérifications suivantes :

- Sécurité structurale ;
- Aptitude au service pour la CO III ;
- Sécurité contre la chute du tablier.

### 7.1 Vérification de la sécurité structurale

La vérification de la sécurité structurale concerne tous les composants du pont, c.-à-d. piles, appuis, culées et fondations. En règle générale, la vérification de la poutre du pont peut être omise, car les sollicitations sismiques correspondantes sont généralement faibles. En plus de la résistance des appuis horizontaux, les zones d'introduction des efforts doivent également être contrôlées, tant du côté poutre de pont que du côté pile ou culée. Dans le cas d'équipements attachés au pont, les forces d'ancrage doivent être vérifiées selon l'équation (49) de la norme SIA 261. Le contrôle doit être effectué pour l'excitation sismique dans les deux directions horizontales. L'excitation verticale peut généralement être négligée.

Les résultats sont les facteurs de conformité  $\alpha_{eff}$  des composants critiques, dans la mesure du possible séparés selon la direction d'excitation.

Fondamentalement, une approche étape par étape est recommandée, en commençant par un contrôle basé sur les forces, supposant un comportement structurel non ductile, avec un coefficient de comportement  $q = 1,5$ . Si ce premier contrôle montre que les facteurs de conformité minimaux sont liés aux composants en béton armé, et non aux appuis ou à la fondation, l'étape suivante peut être une vérification basée sur la force, avec un coefficient de comportement  $q = 2,0$ . Si le résultat est un faible facteur de conformité  $\alpha_{eff}$ , ce qui justifierait des mesures de renforcement proportionnelles, une analyse pushover doit être effectuée, comme étape supplémentaire, si les piles de pont sont affectées.

Indépendamment de la vérification de la sécurité contre la chute du tablier, la résistance des appuis, pour le séisme de dimensionnement, doit être vérifiée dans tous les cas. La sécurité contre la chute du tablier sert de niveau de secours, dans le sens d'un concept de dimensionnement robuste, en cas de défaillance des appuis pour un tremblement de terre plus fort que le séisme de dimensionnement. La sécurité contre la chute du tablier permet une limitation efficace des dommages pour des tremblements de terre plus forts.

### 7.2 Vérification de l'aptitude au service (CO III)

Dans le cas des ponts de la classe d'ouvrages CO III, l'aptitude au service doit également être prouvée. Concrètement, il s'agit de la vérification que les déplacements résultant des effets du séisme peuvent être absorbés sans dommage.

Dans le cas des ponts, les déplacements au droit des joints de transition de chaussée et des appuis dans les directions longitudinale et transversale doivent être vérifiées. Dans le cas des culées, l'appui transversal fixe empêche généralement les joints de transition de chaussée de se déplacer dans le sens transversal, tant qu'ils peuvent absorber les forces sismiques correspondantes. Les déplacements sont calculés avec un coefficient de comportement  $q = 1,0$ . Pour la rigidité du modèle de structure, des valeurs moyennes jusqu'à la charge au niveau de l'action sismique sont à supposer pour l'état limite de service ; on peut toutefois renoncer à considérer une réduction de la rigidité due à la fissuration. Afin de calculer les déplacements, en plus du déplacement de la structure, il faut tenir compte du déplacement différentiel du sol entre les fondations individuelles, dû à une excitation sismique asynchrone, et de la température. La proportion de l'excitation sismique asynchrone peut être estimée d'une manière similaire à la procédure de sécurité contre la chute du tablier.

Pour vérifier l'aptitude au service, il faut utiliser une valeur de l'action sismique réduite à 67% ( $\gamma_f = 1,0$  au lieu de  $\gamma_f = 1,5$ ) par rapport au contrôle de la capacité portante (SIA 261, Tableau 25). Le résultat global correspond à considérer l'impact du séisme au niveau de la valeur pour la sécurité structurale pour CO I ( $\gamma_f = 1,0$ ).

### 7.3 Sécurité contre la chute du tablier

La sécurité contre la chute du tablier doit toujours être vérifiée en fonction de la norme en vigueur. Les cas les plus exigeants concernent les joints Gerber et les joints intermédiaires, ainsi que les ponts courbes et inclinés. La procédure est fondamentalement la même que pour les ponts constitués de poutres simples. Les sections porteuses, séparées par des articulations, sont considérées comme des corps rigides, qui peuvent se déplacer d'avant en arrière, jusqu'à ce qu'ils touchent la section adjacente ou la culée. Dans le cas des ponts courbes et inclinés, le mouvement dans les deux sens horizontaux doit être pris en compte. Pour les ponts plus longs, les mouvements dus à la température doivent également être pris en compte.

Lorsque le mouvement horizontal d'une section n'est pas limité par une butée massive, telle que par ex. une paroi de culée ou similaire, le déplacement de dimensionnement sismique doit être multiplié par un facteur d'amplification  $\gamma_{IS} = 1,5$  en analogie avec les dispositions pour l'isolation sismique de l'Eurocode 8, partie 2 [8]. Une évaluation structurale doit être réalisée pour la sécurité contre la chute du tablier, dans le sens transversal du pont.

La sécurisation contre la chute du tablier est une exigence supplémentaire, visant à garantir la sécurité structurale, et ne remplace pas la vérification des appuis, voir chapitre 7.1.

La sécurité contre la chute dans le sens longitudinal aux culées des ponts-poutres continus sans joint intermédiaire ou des ponts à une seule travée est contrôlée à l'aide des équations correspondantes (7.1), (7.2) et (7.3) de la dernière version (2020) du chapitre 16.4 de la norme SIA 261.

Les ponts-poutres avec joint intermédiaire nécessitent un examen plus approfondi ; car ils présentent souvent des zones d'appui trop courtes.

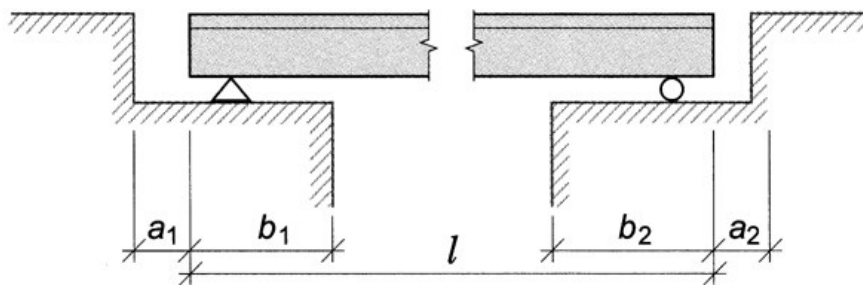


Fig. 7.1 Dimensions minimales des appuis aux culées pour garantir la sécurité contre la chute de tabliers de ponts [14].

#### 7.3.1 Ponts flottants

Il faut examiner aux deux culées des ponts-flottants si la dimension minimale  $b_2$  du banc d'appui est respectée selon la Fig. 7.1 et l'équation (7.1), qui correspond à l'équation (38) de la SIA 261. La longueur  $l$  correspond à la distance entre la culée considérée et le point fixe du pont flottant (point théorique de mouvement nul sous l'effet thermique). Si la position du point fixe ne peut pas être estimée rapidement, on prendra pour  $l$  la distance totale entre les deux culées, comme pour un pont avec appui fixe.

A partir d'une distance supérieure à la longueur  $l_g$ , le mouvement du sol peut être considéré comme complètement non-corrélé; cela signifie que la culée peut se déplacer de  $2 u_{gd}$  au maximum par rapport aux fondations des piles. La longueur  $l_g$  varie entre 300 m et 600 m en fonction de la classe de terrain de fondation (Tab. 7.2).

$$b_2 \geq b_{min} + \left(1,3 + \frac{2l}{l_g}\right) u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \leq b_{min} + 3,3 u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \quad (7.1)$$

Dans le membre de droite de l'équation (7.1), le terme  $b_{min} = 0,4$  m représente la valeur de longueur de chevauchement définie comme minimale pour éviter la chute du tablier. Le terme  $1,3 u_{gd}$  représente le déplacement maximal  $\square$ h d'oscillation de la structure porteuse par rapport aux fondations des piles. Le terme  $(2l/l_g)u_{gd}$  prend en compte le déplacement différentiel entre les culées et les fondations des piles. Le terme  $d_G$  représente le déplacement à long terme dû aux actions permanentes et quasi permanentes (p. ex. précontrainte externe) et le terme  $d_T$  représente le déplacement dû à des variations de température.

Tab. 7.2 Longueur  $l_g$  pour la sécurisation contre la chute, en fonction de la classe de terrain de fondation.

Classe de terrain de fondation	A	B	C	D	E
Longueur $l_g$	600 m	500 m	400 m	300 m	500 m

Le déplacement maximal du sol, à savoir la valeur de calcul du déplacement du sol  $u_{gd}$ , est donné au paragraphe 16.2.4.3 de la norme SIA 261 en fonction du facteur d'importance, de la valeur de calcul de l'accélération du sol et des paramètres du spectre de réponse élastique (équation 35 de la norme SIA 261). Le Tab. 7.3 fournit les valeurs calculées pour la CO II ( $\gamma_f = 1,2$ ); ces valeurs doivent être multipliées par 1,25 (1,5/1,2) pour la CO III.

Le terme 1,3 dans l'équation (7.1) correspond au facteur d'amplification du spectre de déplacement, c'est-à-dire au rapport entre le plus grand déplacement spectral et le déplacement du sol. La valeur maximale du déplacement spectral du spectre de dimensionnement élastique  $S_{ud,act}$  est définie dans la norme SIA 269/8, paragraphe 3.3.3, équation (2), pour l'action sismique à considérer dans la méthode de vérification basée sur les déformations. Le rapport entre la valeur maximale du spectre de déplacement et la valeur de calcul du déplacement du sol donne le facteur d'amplification du spectre de déplacement  $S_{ud}/u_{gd} = 2,5/4\pi^2/0,05 = 0,0633/0,05 = 1,266$ , soit 1,3 en arrondi comme utilisé dans l'équation (7.1).

La largeur  $b_2$  du banc d'appui dans l'équation (7.1) ne doit pas être prévue plus grande que  $0,4 \text{ m} + 3,3 u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T$ . La part  $3,3 u_{gd}$  est composée de la valeur maximale du déplacement spectral du tablier par rapport aux fondations des piles,  $1,3 u_{gd}$  mentionnée plus haut, et de deux fois le déplacement maximal du sol  $1,0 u_{gd}$  pour le déplacement maximal des culées et des fondations des piles.

### 7.3.2 Ponts avec appuis fixes

Comme les appuis fixes sont souvent endommagés ou détruits déjà lors de la phase initiale d'un séisme, il y a danger que le système d'appui longitudinal fixe se transforme en système flottant avec frottements, ce qui peut entraîner la chute des éléments porteurs. C'est pourquoi il est nécessaire de contrôler la sécurité contre la chute également pour les appuis fixes, selon les équations (7.2) et (7.3), ainsi que selon la Fig. 7.1. La longueur  $l$  correspond à la distance entre les deux culées (longueur du pont). Comme pour les ponts flottants, la longueur  $l_g$  peut être tirée du Tab. 7.2 en fonction de la classe de terrain de fondation.

$$b_1 \geq b_{min} + a_2 + \frac{2l}{l_g} u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \leq b_{min} + a_2 + 2u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \quad (7.2)$$

$$b_2 \geq b_{min} + a_1 + \frac{2l}{l_g} u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \leq b_{min} + a_1 + 2u_{gd} + d_G + \psi_2 d_T \quad (7.3)$$

Le membre de droite des équations (7.2) et (7.3) se compose de la longueur minimale de chevauchement  $b_{min} = 0,4$  m, ainsi que de l'espace libre sur la culée opposée et du déplacement différentiel maximal entre les deux culées. Ce dernier peut atteindre au plus le double du déplacement maximal du sol, soit  $2 u_{gd}$ , si les deux culées se déplacent simultanément de  $u_{gd}$  chacune, longitudinalement et dans le sens opposé.

Tab. 7.3 Valeurs de calcul  $u_{gd}$  du déplacement du sol pour la classe d'ouvrages CO II ( $\gamma_f = 1,2$ ) en fonction de la classe de terrain de fondation et de la zone sismique.

classe de terrain de fondation	Z1a	Z1b	Z2	Z3a	Z3b
A	1,8 cm	2,4 cm	3,0 cm	4,0 cm	4,8 cm
B	3,0 cm	4,1 cm	5,0 cm	6,6 cm	8,0 cm
C	4,2 cm	5,5 cm	7,0 cm	9,0 cm	11,2 cm
D	6,1 cm	8,2 cm	10,2 cm	13,3 cm	16,3 cm
E	3,1 cm	4,1 cm	5,2 cm	6,6 cm	8,2 cm

## 7.4 Martèlement

Hormis les dommages locaux qui peuvent se produire lors du martèlement des éléments, du tablier ou de la culée, séparés par un joint, le risque pour la sécurité structurale des ponts dû au martèlement est très faible. La Fig. 3.15 montre des dommages sismiques typiques dus au martèlement. Il s'agit en principe de l'écrasement du béton du tablier et des parapets de séparation et protection. Il est à noter que pour des séismes de grandes magnitudes, la longueur de la zone d'écrasement du tablier peut atteindre quelques dizaines de centimètres. Dans ces cas, le trafic peut être interrompu. Si de potentiels problèmes de martèlement sont relevés lors de la vérification, pour empêcher les dommages dû au martèlement, il faut en principe lier les éléments critiques.

Pour les ponts de la classe d'ouvrages CO II, il n'y pas de nécessité de confortement. Pour les ponts de la CO III, il faut vérifier leur aptitude au service. S'il s'avère nécessaire, il faut lier les tabliers avec joint(s) intermédiaire(s). Ceci peut être réalisé avec des coupleurs dynamiques, voir section 9.8.4. Dans les zones des culées, pour éviter le martèlement, soit, si possible, le vide du joint peut être augmenté, soit un joint-fusible peut être prévu, voir Fig. 7.4 et section 9.8.5. Ce système agit comme point de rupture et permet un relâchement du joint en cas de mouvement de fermeture supérieur à la normale. Grâce à la conception constructive d'un tel système avec un plan de mouvement incliné, le joint peut, après le tremblement de terre et avec peu d'efforts, retourner en position initiale. Cela garantit aux véhicules de secours de pouvoir utiliser le pont après un tremblement de terre.

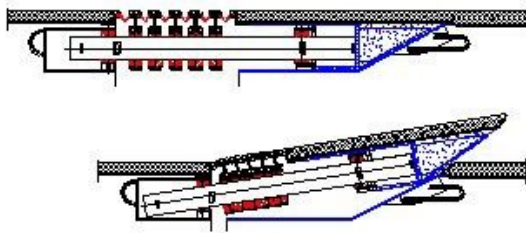


Fig. 7.4 Système de fusible sismique des joints des culées [110].

## 8 Appréciation de la proportionnalité des mesures

### 8.1 Principes de base

Dans le cas des ponts, l'objectif premier de protection face à l'action sismique est de maintenir la voie de circulation ouverte après un séisme.

En cas de déficit de la sécurité sismique, le but principal d'un confortement parasismique est d'atteindre un facteur de conformité égale à l'unité,  $\alpha_{int}=1,0$ . Lorsqu'il n'est pas possible d'atteindre ce niveau de sécurité, toutes les mesures proportionnées permettant d'améliorer au maximum la sécurité sismique doivent être réalisées et dans tous les cas le facteur de conformité minimal  $\alpha_{min}=0,4$  doit être atteint.

A noter que la sécurité contre la chute du tablier doit toujours être garantie et ne fait donc jamais l'objet d'une évaluation de la proportionnalité des mesures. Les appuis et les piles peuvent être endommagés et se tasser, le tablier peut tomber sur les bancs d'appuis (sauf pour les ouvrages de la CO III) mais il ne doit pas s'effondrer. Ainsi, en règle générale, sous condition que cette exigence de l'OFROU soit respectée, il n'est pas nécessaire dans le cadre de l'évaluation de la proportionnalité des mesures de considérer la réduction des risques pour les biens à protéger des catégories ouvrage, objets et exploitation. La réduction du risque pour les personnes peut en règle générale être négligée pour les ponts, en dérogation au chiffre 10.2.5 de la norme SIA 269/8. Elle est à considérer pour les cas rares, où l'endommagement du pont lors d'un séisme peut menacer d'autres ouvrages ainsi que les personnes qui s'y trouvent. Dans un tel cas, le contrôle doit être fait selon l'annexe E de la norme SIA 269/8:2017. L'ingénieur en charge de l'examen de la sécurité sismique évaluera si un tel cas peut se produire par l'endommagement du pont lors du séisme. In fini, pour les ponts autoroutiers, selon la norme SIA 260 le coefficient de réduction pour les forces horizontales,  $\psi_{2i}$ , étant nul, le trafic sur le pont n'est pas considéré, ce qui signifie que la réduction du risque pour les personnes sur le tablier de l'ouvrage selon le chiffre 10.3 de la norme SIA 269/8:2017 est nul ( $\Delta R_{PM} = 0$ ).

La procédure pour l'évaluation de la proportionnalité d'interventions pour améliorer la sécurité sismique de ponts est basée sur la norme SIA 269/8 [20].

### 8.2 Mesures de confortement proportionnées

Pour définir si une intervention est nécessaire ou pour évaluer la proportionnalité de mesures de sécurité sismique, il importe de connaître la classe d'ouvrage. Les ponts sont en principe répartis en deux classes d'ouvrages, en fonction de leur importance en tant que fonction d'infrastructure, comme le montre le Tab. 8.1 [20]. L'assignation d'un pont à la CO II se base toujours sur la caractéristique de la fonction d'infrastructure et non sur l'occupation par des personnes (voir tab. 25, SIA 261). Par conséquent cela conduit à la classe d'ouvrage CO II-i pour la plus grande partie des ponts existants.

La classe d'ouvrages CO I se limite aux ponts dont l'importance après un séisme est faible, par ex. des passerelles pour piétons et des ponts à usage agricole ou forestier, s'ils ne franchissent pas des voies de communication importantes. Pour les ouvrages de classe CO I des routes nationales, un facteur de conformité minimal  $\alpha_{min} = 0,4$ , au lieu de 0,25 selon la norme SIA 269/8 est toujours à respecter. L'évaluation de la proportionnalité des mesures pour les ponts de la CO I n'est pas traitée dans cette documentation, car peu pertinente en pratique.

Tab. 8.1 Assignation des fonctions d'infrastructures aux classes d'ouvrages (CO).

Classe d'ouvrages	Caractéristiques	Exemple
CO III	Fonction d'infrastructure vitale : l'ouvrage est indispensable à la fonction d'infrastructure vitale considérée; il n'y a guère de redondance et les possibilités de compensation sont très limitées	Pont situé sur un axe d'intervention ou un axe de sauvetage. Pont, qui ne peut être restauré rapidement et dont la disponibilité assure la disponibilité d'une connexion vitale.
CO II-i	Fonction d'infrastructure importante : la disponibilité de l'ouvrage est déterminante pour la fonction d'infrastructure importante considérée.	Cas général d'un pont autoroutier ou d'un passage supérieur sur l'autoroute. Pont, essentiel pour la disponibilité d'une connexion, mais qui peut être rapidement réparé provisoirement ou remplacé par un passage à niveau d'urgence.

Pour évaluer si une mesure de sécurité sismique est proportionnée et doit être réalisée pour des ouvrages des CO III et CO II-i, la disposition à investir dans la protection d'une fonction d'infrastructure est comparée au coût de la mesure. La disposition à investir dans la protection d'une fonction d'infrastructure, rapportée à une période d'une année, est déterminée par le produit de la valeur de l'ouvrage avec la différence entre les taux d'infrastructure déterminants IS, sur une année (Fig. 8.2). À cette fin, le facteur de conformité  $\alpha_{eff}$  avant l'intervention doit être déterminé, c'est-à-dire dans l'état actuel, tandis que le facteur de conformité après intervention  $\alpha_{int}$  correspond à l'état après la mise en œuvre de la mesure.

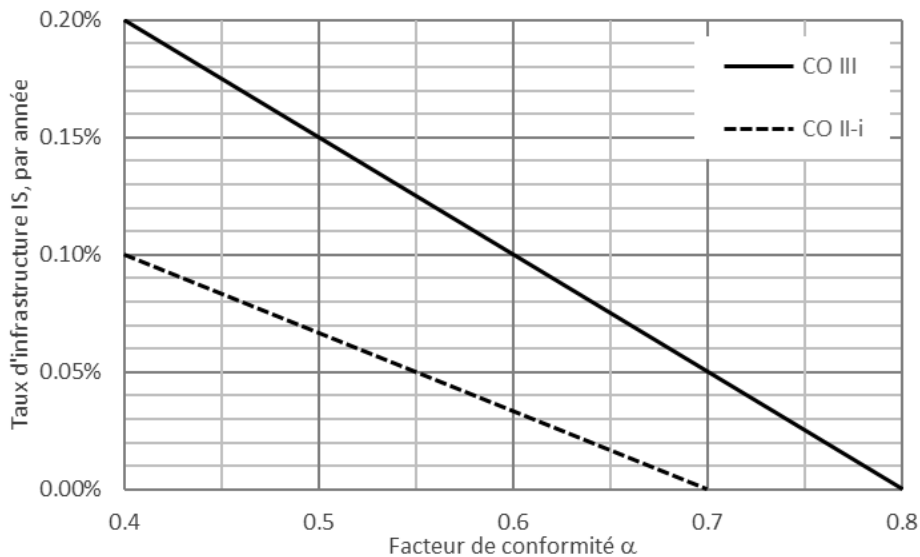


Fig. 8.2 Taux d'infrastructure pour évaluer la proportionnalité des mesures de confortement sismique, en fonction du facteur de conformité  $\alpha_{eff}$  et de la classe d'ouvrages d'un pont de CO II-i ou III (Figure 8 de la SIA 269/8 [20]).

Selon la norme SIA 269/8, le taux d'infrastructure IS est fonction du facteur de conformité  $\alpha$ . La valeur  $\Delta IS$  est égale à la différence entre le taux d'infrastructure correspondant au facteur de conformité effectif  $\alpha_{eff} \geq 0,4$  et le facteur de conformité  $\alpha_{int}$  obtenu par la mesure envisagée pour la sécurité sismique, mais au maximum  $\alpha_{int}=0,7$  pour la catégorie CO II-i, respectivement,  $\alpha_{int}=0,8$  pour la catégorie CO III ; même si en réalité le facteur de conformité est supérieur.

Si, par exemple, pour un pont de classe CO II-i, le facteur de conformité à l'état actuel est  $\alpha_{eff} = 0,5$  et si, avec une intervention un facteur de conformité  $\alpha_{int} \geq 0,7$  peut être atteint, avec des coûts annuels jusqu'à  $(0,066\% - 0\%) = 0,066\%$  de la valeur du pont, alors le confortement est considéré comme proportionné (c.f. Fig. 8.2). En outre, si le facteur de

conformité dans l'état actuel est déjà  $\alpha_{eff} = 0,6$ , alors une mesure de confortement, avec laquelle un facteur de conformité  $\alpha_{int} \geq 0,7$  peut être atteint, est seulement considérée comme proportionnée jusqu'à des coûts annuels de  $(0,033\% - 0\%) = 0,033\%$  de la valeur du pont.

Dans le cas d'un facteur de conformité dans l'état actuel  $\alpha_{eff}$ , inférieur à 0,4, une intervention est dans tous les cas nécessaires pour atteindre un facteur de conformité  $\alpha_{int}$  au moins égale à 0,4, sans évaluation de la proportionnalité. La norme SIA 269/8 [20] précise que les coûts d'investissement pour arriver à un facteur de conformité minimal  $\alpha_{min}=0,4$  sont exclus du contrôle de la proportionnalité de mesures pour la sécurité sismique. La raison, selon la norme, est que toute intervention pour atteindre un facteur de conformité minimal,  $\alpha_{min} = 0,4$  est impérative.

Dans un tel cas,  $\alpha_{eff} < 0,4$ , vu que le but général est d'atteindre une conformité maximale, avant d'étudier un projet pour atteindre une conformité égale au seuil inférieure,  $\alpha_{min} = 0,4$ , les bureaux d'études doivent dans un premier temps procéder au développement d'un concept pour atteindre le facteur de conformité le plus haut possible qu'on obtient par des mesures proportionnées, idéalement  $\alpha_{int}=1,0$  ou supérieur. Pour une première évaluation afin d'estimer le montant à investir pour la sécurité  $SIC_M$ , les coûts correspondants aux mesures pour atteindre le facteur de conformité minimal,  $\alpha_{min}=0,4$ , ne sont pas enlevés des coûts pour atteindre la valeur cible, du facteur de conformité,  $\alpha_{int}$ , et ceci, car ces coûts ne sont pas connus a priori, sauf si un tel concept est élaboré et rémunéré.

Si en outre, les mesures pour atteindre la valeur cible du facteur de la conformité sont disproportionnées, on procédera au développement d'un concept de confortement pour l'estimation des coûts afin d'atteindre un facteur de conformité minimal,  $\alpha_{min}=0,4$ . Ceci permettra :

- i) le calcul précis du montant à investir pour la sécurité en passant d'un facteur de conformité minimal de  $\alpha_{min}=0,4$  à la valeur cible, afin de procéder par conséquent de nouveau au contrôle de proportionnalité de mesures ;
- ii) de proposer au maître d'ouvrage une solution provisoire pour atteindre une sécurité sismique minimale requise pendant des périodes transitoires d'incapacité économique pour financer un projet des mesures proportionnées qui permettrait d'atteindre le niveau de sécurité sismique voulu.

Une évaluation divergente de la proportionnalité des mesures de confortement doit être consignée dans les documents de projet (notamment la convention d'utilisation), dans les cas individuels.

### 8.3 Durée d'utilisation restante

La durée d'utilisation restante est généralement définie comme la période de temps pendant laquelle la sécurité structurale et l'aptitude au service doivent être assurées pour l'utilisation prévue.

Pour tout pont de classe CO III ou CO II-i, dont la durée de l'utilisation restante ne dépasse pas les 20 ans, il suffit de garantir la valeur seuil inférieure, du facteur de conformité  $\alpha_{min} = 0,4$ .

## 8.4 Exemple de calcul de proportionnalité

### Brunnenbrücke sur la N09 (Valais)

Le projet de renforcement parasismique du Brunnenbrücke sur la N09 est présenté en résumé au chiffre 10.1. La classe d'ouvrages de ce pont est la CO II-i.

La valeur de l'ouvrage,  $BSW$ , vaut 17'000'000 CHF. Le facteur de conformité étant  $\alpha_{eff}=0,1$ , une intervention pour arriver à la sécurité sismique minimale requise est impérative. Selon le projet élaboré, les coûts pour atteindre un facteur de conformité  $\alpha_{int}=1,0$  sont estimés à 150 kCHF. Selon la Fig. 8.2, on pourrait définir une valeur cible du facteur de conformité  $\alpha_{int}=0,7$  (CO II-i), mais il est toujours souhaitable d'examiner la proportionnalité pour arriver à un facteur de conformité  $\alpha_{int}=1,0$ , surtout pour cet ouvrage qui est situé sur le tracé qui relie la commune de Brig avec le col du Simplon.

Dans un premier temps et comme indiqué au point 8.2 on n'enlèvera pas du montant estimé pour le confortement la partie qui correspond au montant à investir pour arriver à une conformité minimale  $\alpha_{min}=0,4$ .

Pour un facteur de conformité  $\alpha_{eff}=0,4$ , on obtient un taux d'infrastructure,  $IS=0,1\%$  et pour un facteur de conformité,  $\alpha_{int}=0,7$  après intervention, le taux d'infrastructure est  $IS=0,0\%$ .

Par ceci on obtient une différence de taux d'infrastructure :  $\Delta IS=0,1\% - 0,0\%=0,1\%$ , et ainsi la disposition à investir dans la protection de la fonction d'infrastructure vaut :

$$\Delta ZI_M = \Delta IS \cdot BSW = 0,1\% \cdot 17'000'000 = 17'000 \text{ CHF par année.}$$

Pour cet ouvrage, lors de l'évaluation de la proportionnalité de mesures pour la sécurité sismique, il n'est pas nécessaire de considérer la réduction du risque des catégories ouvrages, objets et l'exploitation. La réduction du risque pour les personnes n'est pas non plus considérée (cf. ch. 8.2). Comme illustré dans la Fig. 8.3 obtenu par le MISTRA-BS (la surface du pont est indiquée en rouge) dans le cas de fermeture provisoire, une route alternative sous l'ouvrage permet l'approvisionnement du tracé ( $\Delta R_{UM} = 0$ ). Le pont est situé loin d'autres ouvrages ou objets qui pourraient être menacés en cas de défaillance ( $\Delta R_{BM} = \Delta R_{SM} = 0$ ).



Fig. 8.3 : Situation de l'ouvrage Brunnenbrücke, par image MISTRA-BS.

Pour l'ouvrage Brunnenbrücke, on peut donc conclure que la réduction du risque vaut  $\Delta R_M = \Delta ZI_M = 17'000$  CHF par année.

En considérant un facteur d'escompte par année de 2 % ainsi qu'une durée d'utilisation restante de 50 ans on peut calculer les coûts imputables à la sécurité pour atteindre un facteur de conformité  $\alpha_{int}=1,0$ ,  $SC_M$  comme suit :

$$SC_M = DF \cdot SIC_M = 0,032 \cdot 150'000 = 4'800 \text{ CHF par année.}$$

Finalement, l'efficacité des interventions  $EF_M$  vaut :

$$EF_M = \Delta R_M / SC_M = 17'000 / 4'800 = 3,54 > 1 \text{ ce qui signifie que les coûts des mesures pour atteindre un facteur de conformité } \alpha_{int}=1,0 \text{ sont largement proportionnés.}$$

Notons que dans cet exemple, il n'y a pas eu besoin de préciser le montant à investir pour arriver à une conformité minimale  $\alpha_{min} = 0,4$ . Si l'efficacité de l'intervention était cependant inférieure à l'unité il aurait fallu calculer ce montant et l'enlever du montant de 150'000 CHF. Une fois que les coûts imputables à la sécurité seraient actualisés, un nouveau calcul de l'efficacité de l'intervention aurait pu être établi.

## 8.5 Etablissement des priorités selon les exigences de l'OFROU

La priorité pour la mise en œuvre des mesures recommandées est déterminée sur la base du facteur de conformité minimal  $\alpha_{eff}$  de l'état actuel :

- $\alpha_{eff} < 0,4$  : 1<sup>ère</sup> priorité ;
- $0,4 \leq \alpha_{eff} < 0,7$  (0,8 pour la classe CO III) 2<sup>ème</sup> priorité ;
- $\alpha_{eff} \geq 0,7$  (0,8 pour la classe CO III) 3<sup>ème</sup> priorité, resp. la sécurité sismique de l'état actuel est suffisante.

Le seuil de 0,4 utilisé pour définir la 1<sup>ère</sup> priorité provient du tableau n°1 de la norme SIA 269/8. Il s'applique pour tous les ponts de l'inventaire de l'OFROU indépendamment de classe d'ouvrages et correspond au facteur de la conformité minimale pour la sécurité structurale. Un facteur de conformité d'une valeur supérieur à 0,7 définit la limite pour une sécurité sismique suffisante pour les ouvrages jusqu' à la classe CO II-i. Cette valeur est augmentée à 0,8 pour les ouvrages de la classe CO III (voir Fig. 5.2). Les valeurs 0,7 respectivement 0,8 pour le facteur de conformité proviennent de la figure 8 de la norme SIA 269/8 et correspondent à un taux d'infrastructure  $IS$  par année égal à 0.00%.

## 9 Stratégie de confortement parasismique

### 9.1 Particularité du confortement parasismique

Comme la qualité du comportement parasismique d'un ouvrage peut être considérée pour l'essentiel comme le produit de la ductilité et de la résistance ultime, il faut tenir compte, lors du confortement parasismique, de quelques particularités qui le distinguent du renforcement pour des charges statiques.

### 9.2 Augmentation de la résistance ultime

Une augmentation de la résistance ultime sans prise en considération des particularités du comportement sismique conduit souvent à une réduction de la ductilité existante. La Fig. 9.1 montre différentes stratégies de confortement, dans un diagramme résistance ultime – ductilité, comparativement aux exigences de la vérification de la sécurité structurale. Par suite de la réduction de la ductilité, la résistance ultime doit, pour la stratégie 1, être augmentée beaucoup plus fortement que par exemple pour la stratégie 2, où la ductilité est augmentée simultanément.

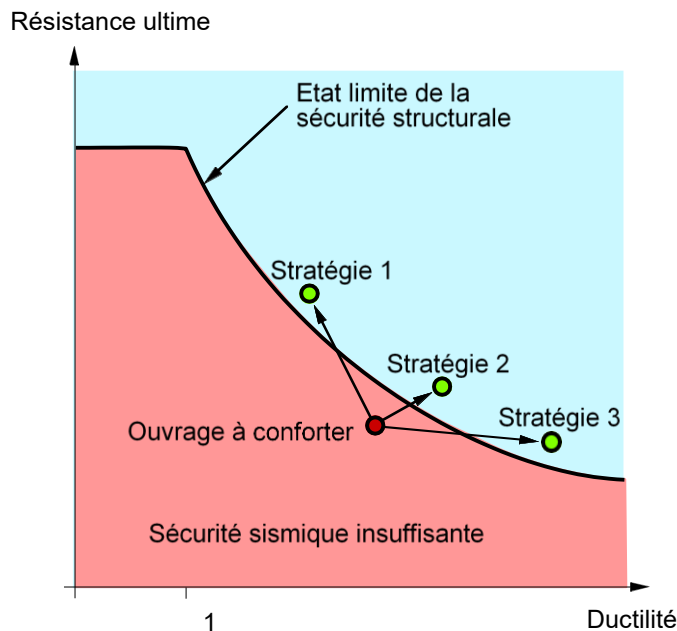


Fig. 9.1 Stratégies de confortement parasismique représentées dans le diagramme résistance ultime – ductilité [30].

Dans le diagramme résistance ultime - ductilité (Fig. 9.1), la limite entre sécurité sismique suffisante et insuffisante suit une courbe correspondant à une valeur constante du produit résistance ultime fois ductilité.

Un exemple typique de la stratégie 2 est le chemisage de piles en béton armé: avec une légère augmentation de la résistance ultime, la capacité de déformation plastique des rotules est améliorée, avec, simultanément, une amélioration de la résistance à l'effort tranchant qui prévient une rupture fragile au cisaillement.

### 9.3 Augmentation de la ductilité

L'augmentation de la ductilité est pratiquement toujours liée à une augmentation de la résistance ultime (stratégie 2 de la Fig. 9.1). Il est aussi envisageable d'augmenter la ductilité simultanément avec une réduction de la résistance ultime (stratégie 3 de la Fig. 9.1), en

supprimant par exemple un élément de type fragile. L'augmentation de la ductilité améliore le comportement sismique, pour autant que la résistance ultime ne soit pas réduite dans une même proportion.

L'augmentation de la ductilité, comme stratégie de confortement des ponts, n'est généralement pas assez efficace par rapport à la modification de la rigidité, par une modification du concept d'appui horizontal.

## 9.4 Modification de la rigidité

La rigidité d'une structure soumise à des efforts horizontaux conditionne de manière significative le comportement dynamique et par là l'ampleur de la sollicitation d'origine sismique. Comme la période d'oscillation fondamentale des ponts se situe en général dans la branche descendante du spectre de réponse, soit dans le domaine des longues périodes, une réduction de la rigidité engendre aussi une réduction de la résistance ultime nécessaire. Dans le diagramme résistance ultime – période fondamentale, la limite entre sécurité sismique suffisante et insuffisante suit une courbe ayant la forme du spectre de réponse élastique (Fig. 9.2).

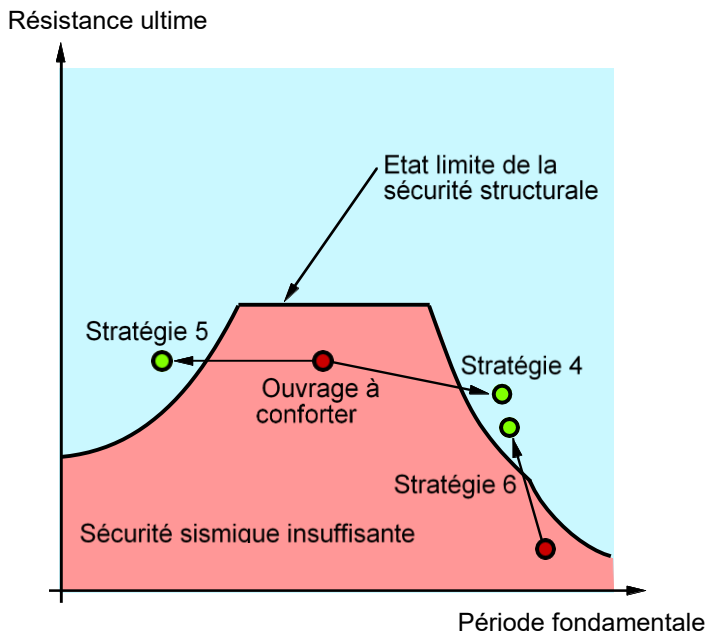


Fig. 9.2 Stratégies de confortement parasismique représentées dans le diagramme résistance ultime – période fondamentale pour différentes rigidités [30].

Avec la stratégie 4, la résistance ultime initialement trop faible peut être ramenée à un niveau suffisant grâce à une réduction de la rigidité (Fig. 9.2). Parallèlement, les déformations d'origine sismique croissent avec la réduction de la rigidité, si bien que le critère d'aptitude au service peut devenir déterminant. Des exemples pratiques de la stratégie 4 illustrés par la Fig. 9.2 sont l'isolation sismique de tabliers de pont au moyen d'appuis horizontaux mous ou le passage d'un système fixe à un système flottant. Le remplacement d'appuis à pot sur des piles relativement rigides par des appuis normaux en caoutchouc peut déjà fournir une réduction suffisante de la rigidité.

La stratégie 5 de la Fig. 9.2 correspond à une rigidification dans le domaine de périodes du spectre de réponse correspondant à l'accélération maximale du sol. Elle est fermement à déconseiller, car dans la phase initiale d'une action sismique, lors d'un début de dommage, la rigidité de la structure porteuse diminue et la période fondamentale augmente. La conséquence d'une augmentation de la période sera une augmentation des efforts de l'action sismique, occasionnant des dommages accrus. Un exemple pratique de la stratégie 5 serait le passage d'un système flottant à un système fixe (voir chapitre 7.3.2).

La stratégie 6 correspond à une rigidification à partir du domaine des longues périodes, au-dessous de la période-limite de 2 s du domaine de déplacement spectral constant; cette stratégie permet d'améliorer de manière générale l'aptitude au service (CO III), car elle réduit le besoin de déplacement.

La stratégie 6 peut également être nécessaire si la capacité portante, dans la direction longitudinale du pont, est trop faible pour absorber les efforts de freinage et de démarrage.

## 9.5 Augmentation de l'amortissement

Lorsque les déformations dues à un séisme deviennent trop grandes, elles peuvent être réduites par un amortissement accru (stratégie 7, Fig. 9.3). L'augmentation de l'amortissement peut être obtenue par exemple par l'installation d'appuis en caoutchouc à fort pouvoir amortisseur (Fig. 4.7) ou d'éléments amortisseurs spéciaux (voir chapitre 9.8).

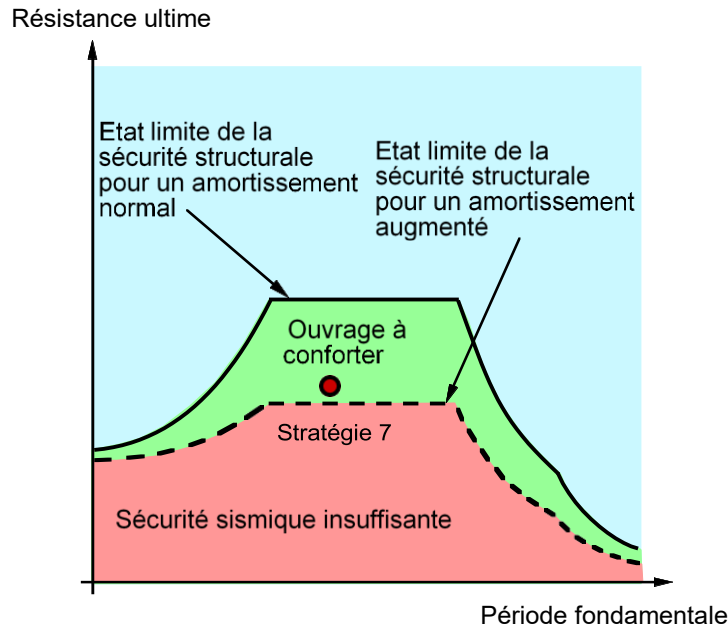


Fig. 9.3 Stratégies de confortement représentées dans le diagramme résistance ultime – période fondamentale pour différents amortissements [30].

## 9.6 Amélioration de la sécurité contre la chute

Une amélioration de la sécurisation contre la chute du tablier peut être obtenue par exemple avec les mesures suivantes :

- Elargissement du banc d'appui (variable  $b_i$  de la Fig. 7.1) ;
- Réduction de l'espace libre entre la poutre de pont et la culée par insertion d'incorporés, par exemple tampons (variable  $a_i$  de la Fig. 7.1) ;
- Liaison monolithique entre tablier et culée ;
- Clavage d'articulations Gerber et de joints intermédiaires en poutre monolithique continue ;
- Liaison aux articulations Gerber et aux joints intermédiaires par des tirants (passifs ou précontraints) [70] ;
- Installation de butons longitudinaux (Fig. 4.3) ;
- Réalisation d'embrèvements entre le tablier et les piles ou les culées (Fig. 4.6).

## 9.7 Amélioration de l'aptitude au service

Pour améliorer l'aptitude au service des ponts de la CO III, la course des appuis et plus particulièrement le souffle des joints de chaussée peut être augmenté du côté «résistance». Du côté actions, les déplacements déterminants peuvent être réduits par une augmentation de la rigidité selon la stratégie 6 ou de l'amortissement selon la stratégie 7. Une modification de la ductilité n'a aucune influence sur les déplacements, car selon le principe des déplacements égaux [58], les déplacements maximaux d'une structure avec une rigidité élastique donnée sont indépendants de la ductilité.

## 9.8 Isolation sismique

Pour réduire les efforts sismiques des piles, des fondations et des culées, des isolateurs sismiques peuvent être introduits entre le tablier et les piles et/ou les culées. Des dispositifs variés existent pour atteindre cet objectif. Ces dispositifs peuvent avoir une (ou plusieurs) des fonctions suivantes : ressort, fusible, amortisseur (visqueux ou élasto-plastique) ou coupleur dynamique. En pratique, les stratégies d'intervention lors de l'application de chacun de ces dispositifs diffèrent et sont décrites ci-après [36].

Il faut noter que les isolateurs sismiques doivent en principe être rigides dans des conditions de service et flexibles sous des charges sismiques. En effet, les isolateurs doivent être capables de résister aux charges de service avec seulement un minimum de mouvement, mais se ramollir à des amplitudes plus élevées pour donner la flexibilité requise qui isolera efficacement le pont lors d'un tremblement de terre. Cela signifie généralement que les caractéristiques effort-déplacement de ces dispositifs ne sont pas linéaires. Dans la plupart des isolateurs, ces caractéristiques non-linéaires sont également utilisées pour fournir une dissipation d'énergie hystérétique [35].

### 9.8.1 Les ressorts (appuis sismiques)

L'introduction d'un ressort avec une rigidité horizontale faible entre une pile (ou culée) et le tablier a pour objectif de diminuer la rigidité globale  $K$  de l'ouvrage et donc d'augmenter la période de vibration  $T = 2\pi \sqrt{M/K}$  (stratégie 4, Fig. 9.2). Cet assouplissement conduit, lorsqu'on est dans la branche descendante du spectre, à une diminution significative de l'accélération globale transmise à la structure. Cet effet est montré sur la Fig. 9.4 qui présente les spectres de réponse élastiques en accélération pour la zone Z3b, une classe de terrain de fondation C, une classe d'ouvrages CO II et pour différents taux d'amortissement. Ce ressort peut consister par exemple en un appui en élastomère fretté épais. L'amortissement de ce type d'appui est faible. Il est admis que ces appuis suivent une loi linéaire et qu'ils restent élastiques (voir la Fig. 9.5). Le procédé est relativement simple à mettre en œuvre et peut être très peu coûteux s'il est installé à l'occasion d'un remplacement périodique des appareils d'appui.

En contrepartie, une augmentation de la souplesse globale implique une augmentation des déplacements du tablier dont il faut tenir compte dans l'analyse. Les ressorts peuvent dans ce cas être combinés à des dispositifs amortisseurs, ce qui permet de cumuler les fonctions d'amortissement et de recentrage à l'issue de la vibration sismique et limite ainsi les déplacements. Cet effet est montré sur la Fig. 9.6 qui présente les spectres de réponse élastiques en déplacement pour la zone Z3b, une classe de terrain de fondation C, une classe d'ouvrages CO II et pour différents taux d'amortissement. Une des techniques possibles pour augmenter l'amortissement consiste à utiliser des appareils d'appui en élastomère fretté à noyau de plomb (cf. Fig. 9.7). Dans ce dispositif, l'élastomère joue le rôle de ressort tandis que le plomb, qui présente la particularité d'être plastique à température ambiante, assure la fonction d'amortisseur. L'amortissement de ce type d'appui peut atteindre des valeurs de 20-30 % [91].

L'appui en élastomère fretté à noyau de plomb appartient à la famille d'appuis bilinéaires. D'autres appuis appartenant à la même famille d'appuis sont :

(1) les appuis en élastomère à amortissement élevé (voir la Fig. 9.8), qui sont identiques aux appuis frettés standard, mais utilisent un caoutchouc avec des propriétés amortissantes plus grandes. L'amortissement de ce type d'appui peut atteindre des valeurs de 15 à 20 % [91] ;

(2) les appuis à pendule glissant. Selon le nombre de surfaces de glissement on distingue les types suivants, "single", voir la Fig. 9.9, "double" ou "triple" pendulum, voir la Fig. 9.10). L'amortissement de ce type d'appuis peut atteindre des valeurs de 20 % [91] ;

(3) les appuis à glissement, voir la Fig. 9.11. Ces appuis dissipent de l'énergie via frottement. En principe, l'amortissement de ces appuis n'est pas très élevé. Cependant, vu leur rigidité effective faible, ces appuis sont souvent combinés avec d'autres types d'appuis pour éviter d'augmenter la rigidité globale du système.

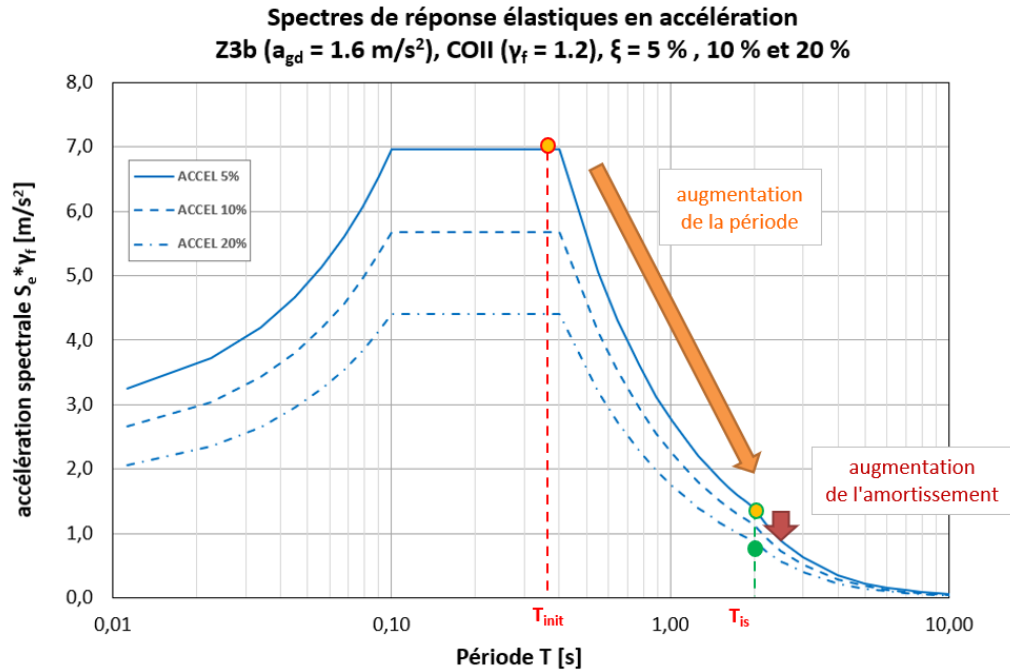


Fig. 9.4 Principes de l'isolation sismique. Spectre en accélération.

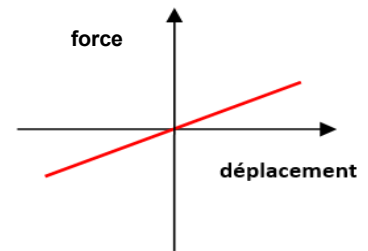
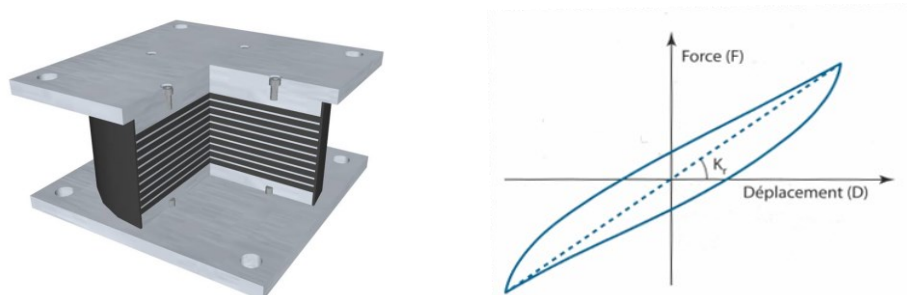
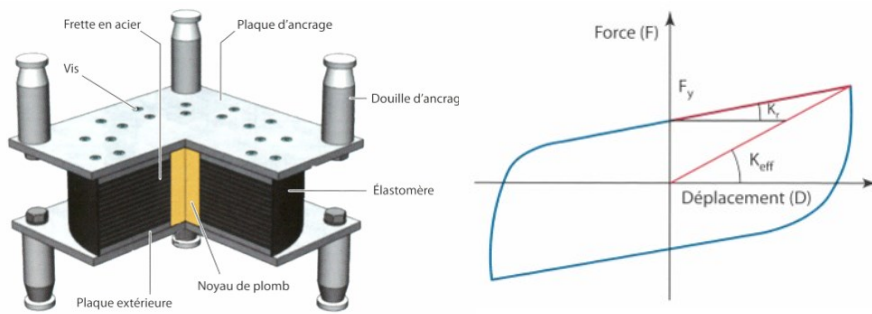
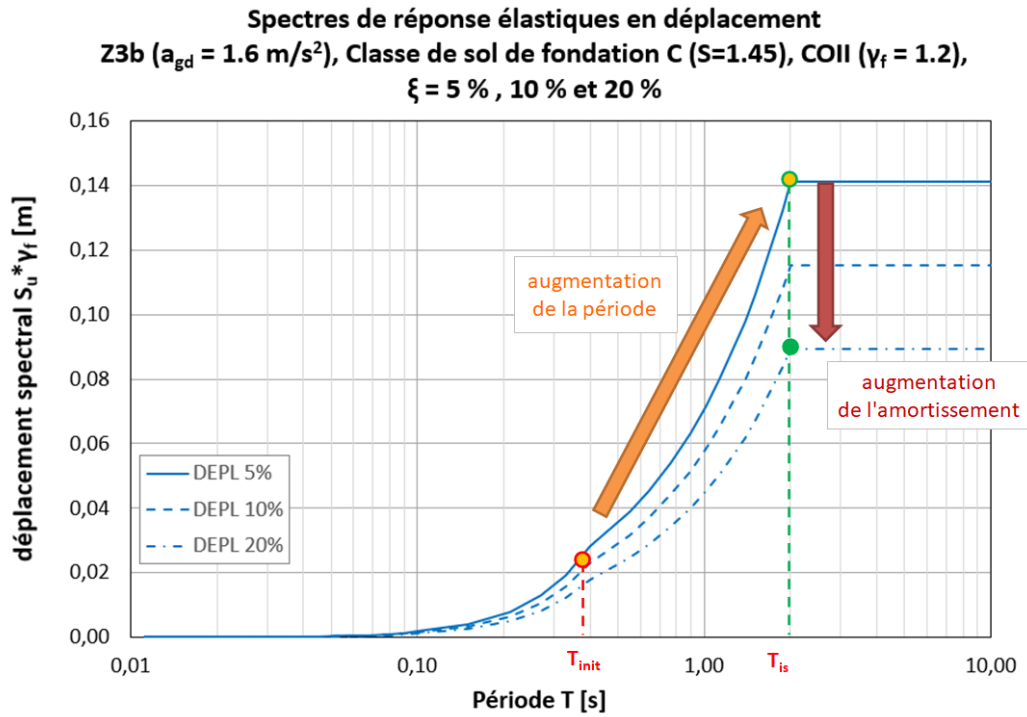


Fig. 9.5 Exemple d'appui en élastomère fretté épais [108]. A droite : loi de comportement et réponse hystérique.



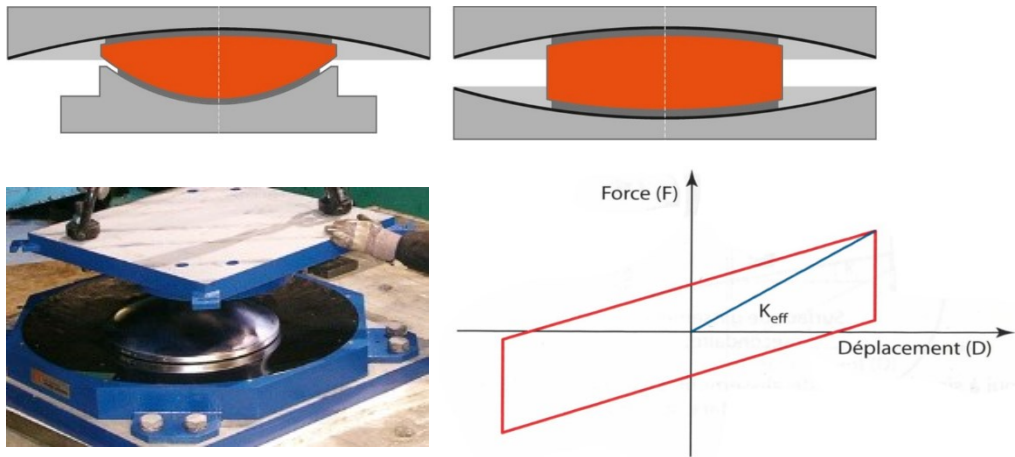


Fig. 9.9 Exemple d'appui à pendule glissant type "SINGLE" et "DOUBLE". En haut : coupes, en bas à gauche : assemblage d'un appareil [111], en bas à droite : Loi de comportement et réponse hystérétique.

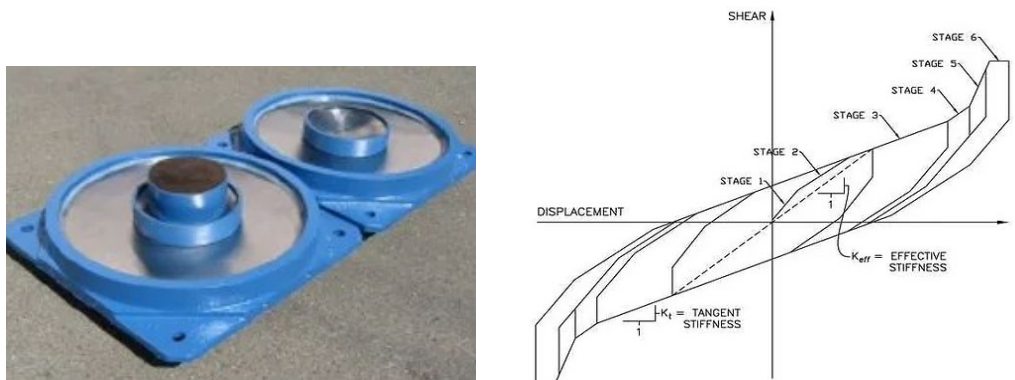


Fig. 9.10 Déploiement d'un appui à pendule glissant type "TRIPLE" [107]. A droite : loi de comportement et réponse hystérétique.



Fig. 9.11 Appui à glissement avec PTFE (l'appui de la figure permet le glissement dans une direction et bloque le mouvement dans l'autre direction) [111]. A droite : loi de comportement et réponse hystérétique.

## 9.8.2 Les amortisseurs visqueux

La stratégie basée sur l'utilisation d'amortisseurs visqueux consiste à augmenter l'amortissement de l'ouvrage. Le spectre de réponse élastique étant proportionnel à un coefficient qui dépend de l'amortissement  $\xi$ , passer d'un coefficient  $\eta = 1$  pour un amortissement standard  $\xi$  de 5 % à la valeur  $\eta = 0,63$  pour un amortissement amélioré  $\xi$  de 20 % conduit à un gain d'un facteur pouvant aller jusqu'à 1,6. Le gain s'applique à la fois sur les efforts et sur les déplacements sismiques. L'installation d'un tel amortisseur entre la pile et le tablier est relativement simple. L'amortisseur est équivalent en service à un dispositif parfaitement glissant puisqu'il ne fonctionne que sous sollicitations dynamiques (effort transmis dépendant de la vitesse de sollicitation). L'efficacité du système ainsi que l'effort transmis à la pile sur laquelle il est installé dépendent donc en théorie de la fréquence de l'excitation. Il est à noter que certains amortisseurs peuvent être conçus pour bloquer les déplacements dus aux charges de freinage ou d'autres charges brèves. Dans le cas contraire, soit l'amortisseur devrait être conçu pour résister à ces charges dynamiques, soit un autre dispositif, par exemple fusible, voir section 9.8.5, ou un appui bilinéaire, voir section 9.8.1, doit reprendre les efforts de ces charges. Il convient par ailleurs d'être particulièrement vigilant sur les connexions entre les amortisseurs et la structure (articulations permettant les mouvements en service et dans les directions de séisme concomitantes à la direction principale selon laquelle le dispositif est installé). La Fig. 9.12 présente la géométrie de ce type de dispositifs avec sa réponse hystérétique correspondante.



Amortisseurs stockés avant leur installation



Vue latérale

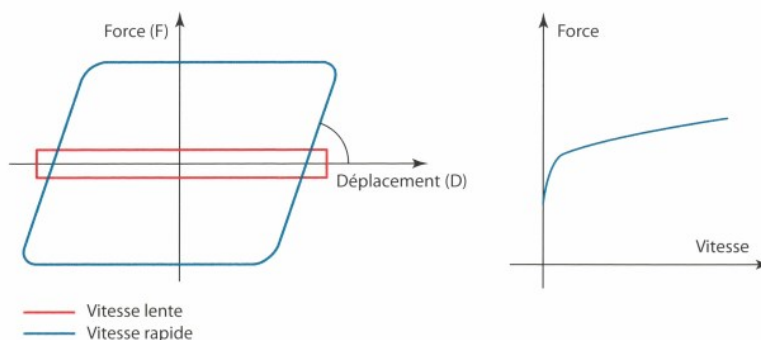


Fig. 9.12 Amortisseurs visqueux [108]. En bas : loi de comportement et réponse hystérétique.

### 9.8.3 Les amortisseurs élasto-plastiques

Ce type d'amortisseurs permet une dissipation d'énergie par déformation plastique du matériau constitutif et peut combiner de façon habile les avantages d'un effet de seuil (réglable) et d'un amortissement plastique. En effet, le principe consiste à introduire entre le tablier et la pile un dispositif mécanique qui se comporte comme un ressort très raide jusqu'à un seuil de plastification donné et qui, au-delà de ce seuil, se déforme de façon plastique à effort quasi-constant (à l'écroutissage près). La Fig. 9.13 présente la géométrie de ce type de dispositifs avec sa réponse hystérétique respective. Ce dispositif peut être conçu pour résister aux charges de freinage et rester élastique, du fait que la capacité maximale de ce dispositif est supérieure aux charges de freinage.

Le large niveau de déformation plastique atteint dans ces dispositifs lors d'un séisme majeur nécessitera en général de les remplacer après un tel évènement.

Ces amortisseurs élasto-plastiques présentent par ailleurs l'avantage de ne pas nécessiter d'entretien particulier et existent sous forme de systèmes extérieurs ou de dispositifs intégrés dans des appareils d'appui relativement compacts.

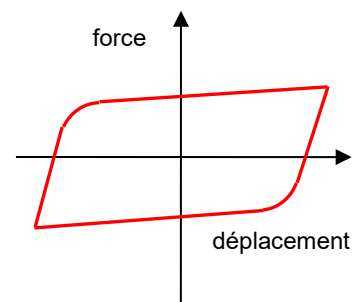


Fig. 9.13 Amortisseurs élasto-plastiques [108]. A droite : loi de comportement et réponse hystérétique.

### 9.8.4 Les coupleurs dynamiques

La stratégie basée sur l'utilisation de coupleurs dynamiques est complètement différente des précédentes et s'applique plus particulièrement aux ouvrages longs pour lesquels un ou plusieurs appuis centraux sont fixes et les autres glissants.

Sur ce type d'ouvrages, les efforts longitudinaux dus au séisme s'équilibrent seulement sur la ou les piles centrales équipées d'appuis fixes, ce qui peut conduire à une sollicitation trop importante de ces piles sous séisme. Le principe du renforcement sismique consiste alors dans ce cas à placer, entre le tablier et les autres piles, des dispositifs qui autorisent les mouvements lents, mais bloquent les mouvements rapides. La vitesse seuil, à partir de laquelle le dispositif bloque, ainsi que l'effort maximal de blocage doivent être définis lors de la configuration du dispositif. Dans ces conditions, lors d'un séisme, toutes les piles équipées participent à la reprise des efforts horizontaux longitudinaux, soulageant ainsi les piles centrales. La Fig. 9.14 présente la géométrie de ce type de dispositifs avec sa réponse hystérétique correspondante.

En pratique, les coupleurs dynamiques se présentent généralement sous la forme d'amortisseurs visqueux de très forte capacité.

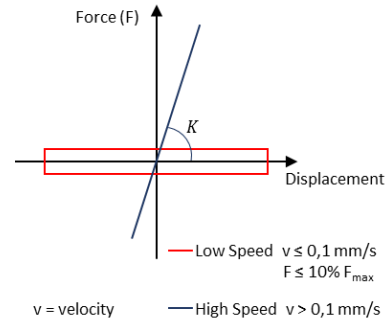


Fig. 9.14 Coupleurs dynamiques [108]. Loi de comportement et réponse hystérétique.

### 9.8.5 Les fusibles

La stratégie utilisant des fusibles consiste à protéger la pile en mettant en œuvre un blocage permanent qui disparaît au-delà d'une valeur spécifiée. Ce procédé est séduisant sur le principe, notamment parce qu'il permet de dissocier complètement les fonctionnements en service et sous séisme. Les fusibles sont des coupleurs dynamiques avec une résistance limitée prédéfinie. La Fig. 9.15 présente la géométrie de ce type de dispositifs avec sa réponse hystérétique correspondante. En général ces fusibles sont dimensionnés pour pouvoir subir plusieurs événements sismiques. Ils ne doivent donc pas obligatoirement être remplacés après chaque séisme.

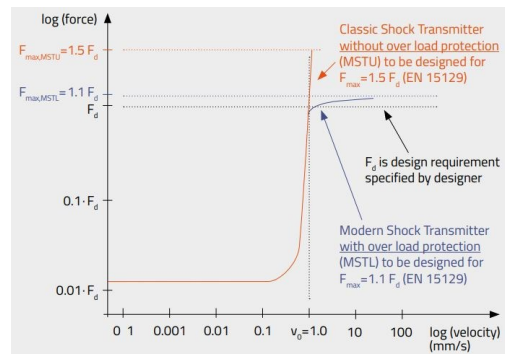


Fig. 9.15 Fusibles : Photo et loi de comportement [111].

### 9.8.6 Les ressorts amortisseurs précontraints

Les ressorts amortisseurs précontraints présentent la particularité d'associer, au sein d'un même dispositif, les trois fonctions précédemment développées de ressort, d'amortissement et de fusible.

Se présentant sous la forme d'amortisseurs visqueux classiques, ils se dissocient de ces derniers d'une part par le fait que le déplacement du piston modifie le volume de la chambre contenant le fluide visqueux, et d'autre part par le fait que ce fluide est initialement sous pression. La compressibilité du fluide assure la fonction de ressort, tandis que sa pression initiale introduit un seuil d'effort à vaincre avant de permettre l'initiation des déplacements (notion de seuil fusible). La pression à l'intérieur du piston peut seulement changer à cause de fuites du fluide visqueux. Pour contrôler le bon fonctionnement du dispositif, dans le cadre de l'entretien habituel ou après un séisme, des inspections visuelles sont donc recommandées.

Les principaux avantages de ces dispositifs résident dans la capacité de recentrage apporté par la fonction ressort et dans l'effet de seuil qui permet de bien dissocier les fonctionnements en service et sous séisme. La Fig. 9.16 présente la géométrie de ce type de dispositifs avec sa réponse hystérétique correspondante.

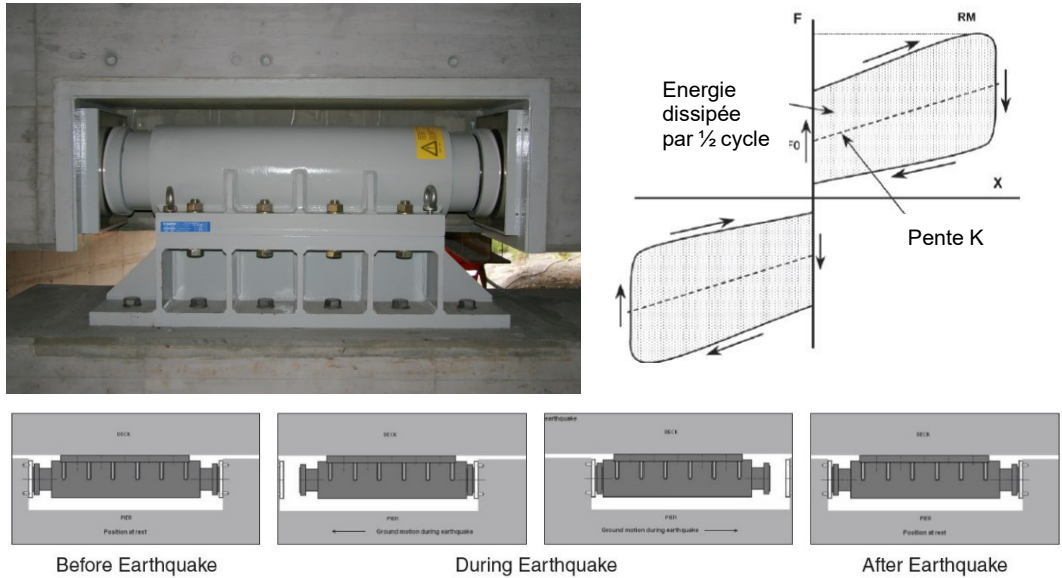


Fig. 9.16 Ressorts amortisseurs précontraints. Fonctionnement et loi de comportement [109], [113].

### 9.8.7 Eléments succincts de dimensionnement

Les dispositifs employés pour limiter la transmission des efforts sismiques entre le tablier et les piles (ressorts, amortisseurs visqueux ou élasto-plastiques, coupleurs dynamiques, fusibles...) ont généralement des comportements non-linéaires, complexes à modéliser, et spécifiques à chaque type de technologie. Dans la plupart des cas, seul un calcul temporel non-linéaire permet de modéliser de façon rigoureuse le comportement sous séisme de tels dispositifs.

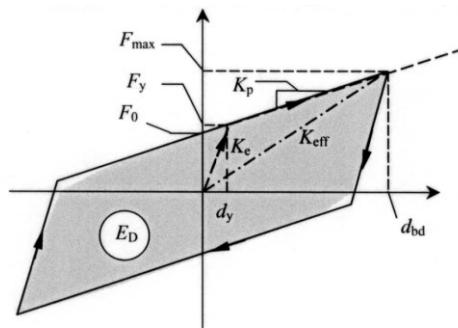


Fig. 9.17 Caractéristiques équivalentes des dispositifs amortisseurs (source EC8-2 [3]).

L'Eurocode 8-2 (cf. EC8-2 § 7.5.4 [3]) propose néanmoins en prédimensionnement une méthode de calcul simplifiée basée sur une approche spectrale monomodale à partir des caractéristiques linéaires équivalentes des dispositifs.

La procédure de calcul monomodale équivalente se décompose selon les étapes suivantes :

- 1) La raideur équivalente du dispositif  $i$  est évaluée par le rapport  $K_{eff,i} = F_{max} / d_{bd}$  entre la force maximale  $F_{max}$  et le déplacement maximal de calcul  $d_{bd}$ .
- 2) La raideur équivalente globale du système est alors obtenue par la somme des raideurs équivalentes des éléments participant à la reprise des efforts sismiques dans la direction considérée :  $K_{eff} = \sum K_{eff,i}$ .
- 3) Le coefficient d'amortissement global équivalent  $\zeta_{eff}$  est alors évalué à partir de la somme des énergies  $E_{D,i}$  dissipée par tous les amortisseurs  $i$  dans un cycle complet de déformation au déplacement de calcul  $d_{bd}$  :

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[ \frac{\sum E_{D,i}}{K_{eff} d_{bd}^2} \right]$$

ou  $E_{D,i}$  représente la surface balayée par la courbe de comportement du dispositif au cours d'un cycle (surface grise sur la Fig. 9.17).

4) A partir des caractéristiques équivalentes  $K_{eff}$  et  $\xi_{eff}$ , on peut alors calculer la période équivalente et le coefficient de modification spectrale lié à l'amortissement, permettant de réaliser le calcul spectral monomodal :

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{tab}}{K_{eff}}} \quad \text{et} \quad \eta_{eff} = \sqrt{\frac{0,10}{0,05 + \xi_{eff}}}$$

En pratique, cette méthode simplifiée nécessite quelques itérations sur la valeur du déplacement de calcul  $d_{bd}$ . Un premier calcul peut être réalisé sans prise en compte des dispositifs amortisseurs, il permet d'obtenir une première valeur du déplacement. A partir de cette première valeur, les caractéristiques  $K_{eff}$ ,  $\xi_{eff}$ ,  $T_{eff}$  et  $\eta_{eff}$  sont alors évaluées, cela permet de déduire par le calcul spectral monomodal équivalent une approximation plus précise du déplacement  $d_{bd}$ . Cette nouvelle valeur de  $d_{bd}$  est alors réinjectée dans le calcul jusqu'à obtenir une convergence.

Généralement, dans le cas d'un renforcement parasismique d'ouvrage par le biais de l'utilisation de dispositifs amortisseurs, un coefficient d'amortissement global  $\xi_{eff}$  de l'ordre de 30 % peut être visé, qui conduit à une réduction globale des efforts et des déplacements d'environ 50%.

### 9.8.8 Formes alternatives d'isolation sismique

Des formes alternatives d'isolation sismique utilisent le concept du balancement contrôlé ou du glissement afin de limiter les efforts sismiques des piles et des fondations des ponts. Pendant les trois dernières décennies, plusieurs recherches aux Etats-Unis et en Nouvelle-Zélande ont montré l'efficacité de ces systèmes de balancement pour des ponts et d'autres structures pour résister aux sollicitations sismiques. Les dispositions pratiques pour atteindre cet objectif sont :

1. Balancement libre ou contrôlé ou glissement des semelles de fondation du pont sur le sol (amélioré ou pas) ou sur des pieux. Des analyses numériques et des essais en laboratoire (voir la Fig. 9.18 d)) ont montré l'efficacité du balancement libre sur le sol et sur des pieux Fig. 9.18 b) et c). Si la résistance des piles et du sol sont suffisantes, ce système peut résister aux déplacements très élevés et rester en principe élastique ;
2. Coupure des piles au niveau supérieure des fondations et balancement sur les semelles de fondation. La Fig. 9.18 b) et la Fig. 9.19 a) présentent le concept de ce système avec sa réponse hystérétique correspondante ;
3. Mise en place entre les piles et les semelles de précontrainte extérieure pour contrôler le balancement et optimiser la capacité du recentrage et des dispositifs sismiques, par exemple, amortisseurs visqueux ou hystérétiques pour dissiper d'énergie. Les Fig. 9.19 b) et c) présentent le concept de ces systèmes avec leur réponse hystérétique correspondante.

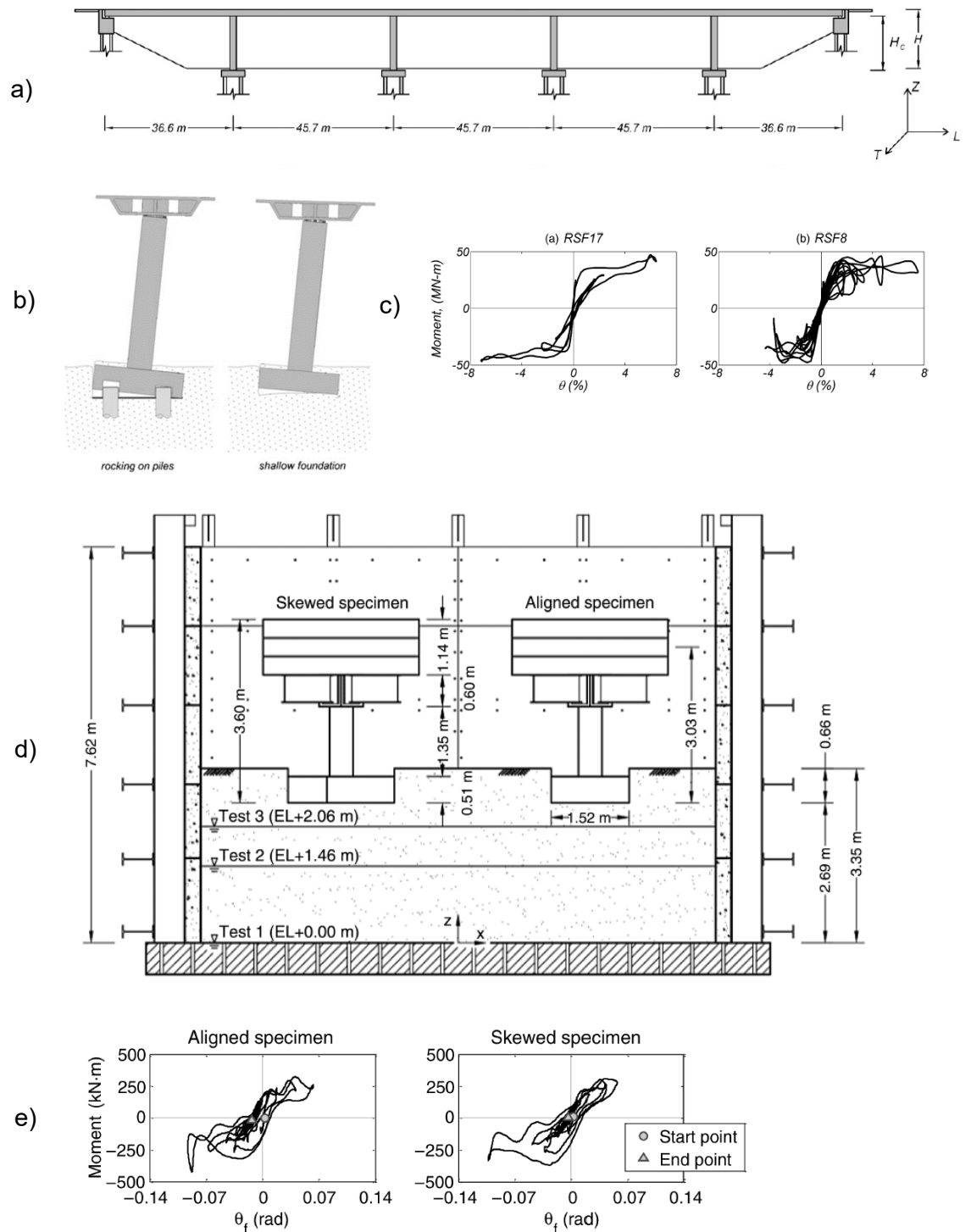


Fig. 9.18 Comportement dynamique des semelles de piles des ponts libres de basculer sur le sol et sur des pieux. a) Pont modélisé ; b) balancement des semelles sur le sol et sur des pieux ; c) réponse hystérétique du cas de balancement sur le sol [53] d) piles testées en modèle réduit et e) leur réponse hystérétique lors d'un séisme (Takatori) de grande magnitude [54].

Un exemple d'un pont qui est libre de se balancer est celui du pont South Rangitikei en Nouvelle-Zélande, voir la Fig. 9.20. A la base de ce pont des amortisseurs élasto-plastiques sont prévus pour limiter les déplacements.

La Fig. 9.21 montre la base d'une pile du pont "Rio-Antirion" en Grèce qui est conçu avec une base glissante. Le sol est renforcé avec des pieux. Les piles du pont glissent sur le sol dès que le séisme dépasse un seuil d'accélération spécifique afin de limiter les efforts sismiques du pont.

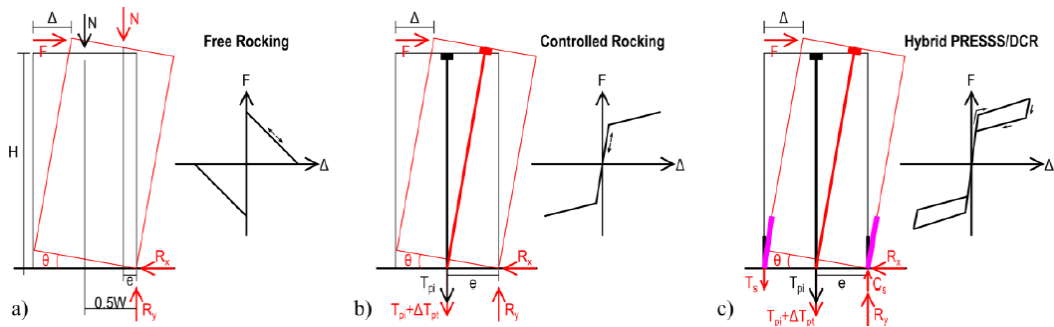


Fig. 9.19 Diagrammes de corps libres et réponse hystérétique pour un bloc rigide sur une fondation rigide utilisant: a) un basculement libre; b) balancement contrôlé; et c) hybride PRESS (Precast Seismic Structural Systems) / DCR (Dissipative Controlled Rocking) [82].

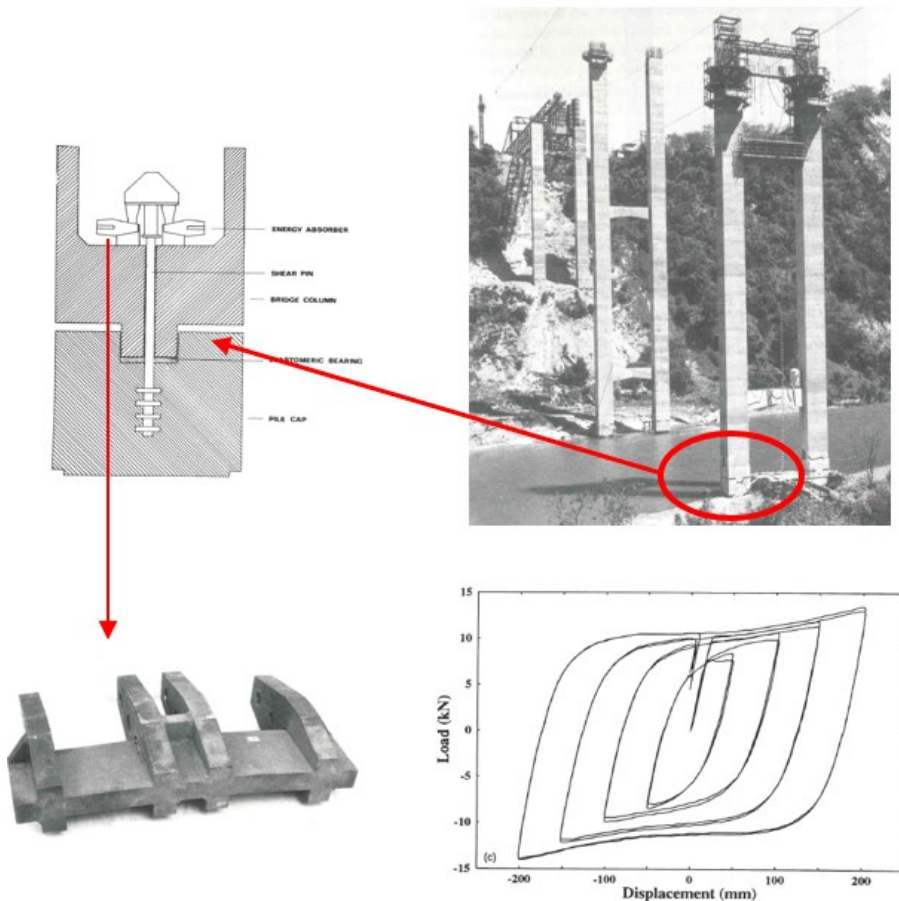


Fig. 9.20 Exemple d'un pont libre de se balancer en Nouvelle-Zélande [97].

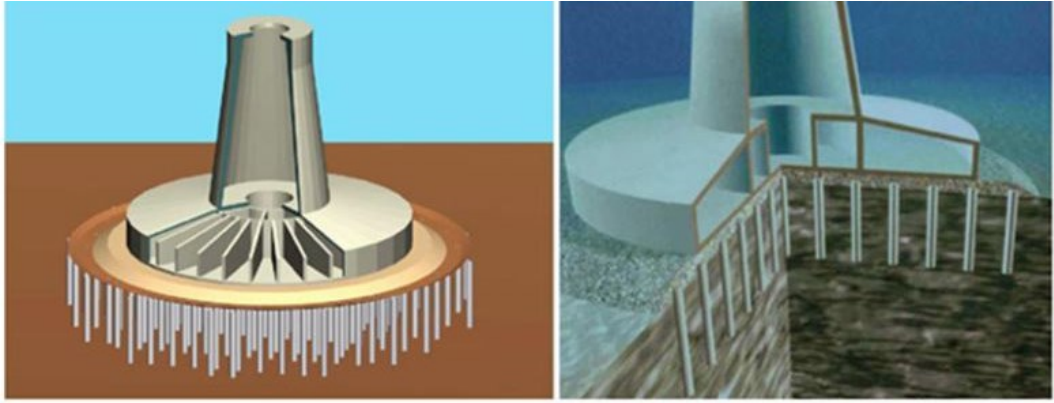


Fig. 9.21 Exemple d'une fondation libre de glisser à sa base. Pont Rion-Antirion, Grèce [61].

### 9.8.9 Autres aspects des dispositifs sismiques

Le choix du type d'isolateur est une décision importante, car les caractéristiques de performance à court et à long termes sont importantes. A court terme, la résistance au vent et aux charges de freinage sans déplacement excessif nécessite de la rigidité aux petites déformations, comme indiqué ci-dessus. Cependant, le même dispositif doit également permettre une dilatation thermique dans la superstructure sans surcharger la sous-structure. Sur le long terme, la fiabilité des performances est essentielle. Il peut s'écouler des décennies avant que le tremblement de terre de dimensionnement ne se produise, et pendant cette période, les propriétés de l'isolateur doivent rester stables. À cet égard, l'isolateur idéal est sans entretien et est construit à partir de matériaux chimiquement inertes et résistants aux polluants atmosphériques et aux sels de déglçage.

Tous les systèmes d'isolation doivent satisfaire à des exigences d'essai rigoureuses et à des normes de contrôle de qualité. Les propriétés physiques de nombreux isolateurs varient avec la température, ce qui peut être important dans les zones soumises à de basses températures. Des conseils sur les exigences d'essai appropriées, y compris les essais de performance à basse température, sont fournis dans l'EN 15129 [1]. Les propriétés susceptibles d'intervenir dans les conditions de terrain doivent être utilisées dans l'analyse.

Lorsqu'un pont est isolé, il doit être libre de se déplacer dans n'importe quelle direction horizontale pour que l'isolation soit efficace. Ce n'est généralement pas un problème dans le sens transversal ; mais dans le sens longitudinal, un soin particulier est nécessaire au niveau des culées. En effet, le jeu au niveau des joints de dilatation existants pour la plupart des culées sera insuffisant pour accepter les mouvements attendus sous les charges sismiques. Si le jeu n'est pas augmenté, un impact entre la superstructure et le mur arrière se produira fort probablement. Il est peu probable que les dommages qui en résultent au mur arrière provoquent l'effondrement ou la fermeture du pont pendant une période de temps significative, car des réparations temporaires peuvent être mises en œuvre rapidement et l'accès restauré. Cela conduit à une approche consistant à ne pas fournir le dégagement requis au moment de la modernisation, mais à attendre que le mur soit endommagé lors d'un tremblement de terre. Une fois le mur réparé, des dégagements adéquats peuvent être prévus pour de futurs tremblements de terre. Bien que cette approche ne soit pas recommandée pour les nouveaux ponts, elle a du sens dans les situations de rénovation.

Le mur arrière peut également être modifié au moment de la modernisation. Un élément de "knock-off" sacrificiel est incorporé dans le haut du mur, et peut être remplacé s'il est délogé lors d'un tremblement de terre. L'impact est toujours susceptible de se produire dans le sens longitudinal, mais les conséquences sont mineures. Une autre option consiste à prévoir un dégagement beaucoup plus grand afin d'éviter tout impact. Dans ce cas, l'espace doit être comblé avec un joint de dilatation. Cela peut être la solution idéale du point de vue de la réponse structurelle, mais ce n'est peut-être pas la solution la plus économique car les joints de route qui peuvent supporter de grands mouvements d'ouverture et de fermeture sont coûteux et difficiles à entretenir.

## 9.9 Déclassement de l'ouvrage

Les exigences pour la sécurité sismique peuvent être réduites par la classification d'un ouvrage dans une classe inférieure (de CO III à CO II ou CO II-i, ou de CO II-i à CO II). Un déclassement est particulièrement intéressant lorsqu'il permet d'éviter des travaux de confortement. Le déclassement dans une classe d'ouvrages inférieure ne peut être effectué que si les limitations d'utilisation qui lui sont liées peuvent être acceptées. Dans ce cas elles doivent être clairement spécifiées dans le dossier d'ouvrage, et les dispositions nécessaires pour leur mise en œuvre doivent être prises de façon conséquente.

Comme exemple possible de déclassement, citons les petits ponts de routes secondaires qui enjambent une autoroute classée en CO II. A priori, ces ponts sont également à classer en CO II (voir chapitre 5.4.1). Dans certains cas, une attribution à la CO I pourrait aussi être acceptée.

## 10 Exemples de confortement parasismique

### 10.1 Le Brunnenbrücke sur la N09

#### 10.1.1 Etat initial

Le Brunnenbrücke sur l'A9 était auparavant constitué d'une poutre continue à 5 travées puis d'une poutre à 9 travées, avec un joint de dilatation sur un appui intermédiaire (Fig. 10.1). Les deux poutres du pont ont été fixées aux culées respectives, dans le sens longitudinal. Dans le sens transversal, les poutres du pont s'appuient sur toutes les piles. La longueur totale des deux ponts est de 270 m. Les portées typiques sont de 16 m au-dessus des piles les plus basses et de 26 m au-dessus des piles les plus hautes.

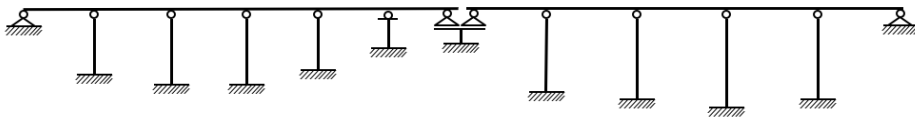


Fig. 10.1 Vue du Brunnenbrücke.

#### 10.1.2 Points faibles vis-à-vis du comportement sismique

L'appui longitudinal fixe des deux moitiés de pont sur les culées n'était, en aucun cas, capable de transférer les forces sismiques (Fig. 10.2). Les hauteurs très différentes des piles ont conduit à une répartition irrégulière de la rigidité transversale, avec pour résultat une surcharge des piles très courtes dans le sens transversal. De plus, il y avait un risque que les poutres du pont tombent, dans le sens de la longueur, au niveau du joint de dilatation sur l'appui central.

##### Längslagerung im Istzustand



##### Längslagerung erdbebenertüchtigt

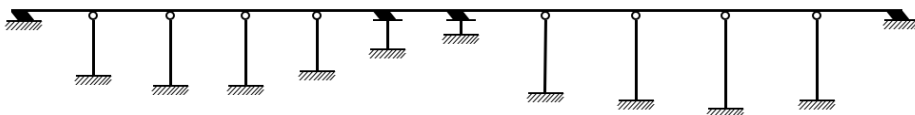


Fig. 10.2 Coupe longitudinale avec, en haut, le support longitudinal fixe des deux ponts dans l'état initial et, en bas, le support flottant après le confortement au moyen d'une isolation sismique avec des appuis en élastomère très amortissants.

### 10.1.3 Concept de confortement

En installant des appuis en élastomère, horizontaux, souples et hautement amortissants, sur les culées (Fig. 10.3) et sur les piles courtes critiques, le système d'appui longitudinal est passé d'un appui fixe à un appui flottant (Fig. 10.2). En reliant les deux moitiés du pont ensemble, au niveau du joint de dilatation d'origine, au milieu du pont, le risque de chute a été éliminé. Le nouveau système d'appuis du pont, sur un total de 16 appuis en élastomère, réduit les contraintes sismiques longitudinalement et transversalement, d'une part grâce à l'augmentation des périodes fondamentales et d'autre part grâce à l'amortissement accru. Le confortement sismique a été conçu selon l'Eurocode 8, partie 2 [8]. Il a été réalisé avec d'autres mesures d'entretien structurel, dans le cadre d'un tronçon d'entretien de la route nationale A9.



Fig. 10.3 Confortement avec des appuis en caoutchouc à amortissement élevé au niveau de la pile.

Tab. 10.4 Caractéristiques du confortement parasismique.

Année de construction	1978
Année du confortement	2005
Classe d'ouvrages	CO II-i
Zone sismique	Zone Z3b
Classe de terrain de fondation	A
Facteur de conformité avant confortement	$\alpha_{eff} = 0,1$
Facteur de conformité après confortement	$\alpha_{int} = 1,0$
Période propre après confortement	$T_{isolier} = 2,5 \text{ s}$
Coût du confortement	CHF 150'000
Coût du confortement en pourcentage de la valeur totale	0,9 %

## 10.2 Singerbrücke D sur la N02

### 10.2.1 Etat initial

Le Singerbrücke D est un pont à poutres à 5 travées avec appuis longitudinaux fixes sur culée. L'autre extrémité du pont est mobile dans le sens de la longueur sur un large joug de support, sur lequel repose également le pont Singerbrücke C adjacent (Fig. 10.5). Dans le sens transversal, la poutre de pont prend appui sur toutes les piles et sur la culée. La longueur totale du pont est de 188 m. Les portées passent de 22 m à la culée à 56 m contre le joug de pile.

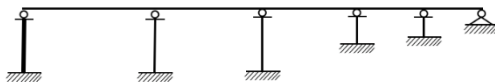


Fig. 10.5 Vue du Singerbrücke D avec l'appui longitudinal fixé à l'origine sur la culée, visible à l'arrière-plan à droite sur la photo.

### 10.2.2 Points faibles vis-à-vis du comportement sismique

Le support longitudinal fixe sur la culée n'était, en aucun cas, capable de supporter de grandes sollicitations sismiques (Fig. 10.6). Sur les cinq piles, le pont peut se déplacer longitudinalement, sur des appuis lisses en Téflon. La culée est fondée sur une couche alluviale de sol de fondation de classe E, défavorable au regard des effets sismiques, tandis que les piles sont fondées sur un sol de fondation de classe A (rocher) plus favorable.

Längslagerung im Istzustand



Längslagerung erdbebenertüchtigt

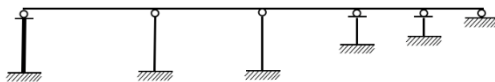


Fig. 10.6 Coupe longitudinale avec, en haut, le schéma de l'appui longitudinal fixe au niveau de la culée à droite, dans l'état initial, et en bas, le système d'appui longitudinal flottant avec des appuis fixes sur les deux piles centrales, après le confortement.

### 10.2.3 Concept de confortement

Le confortement parasismique a été réalisé en transformant le système d'appui longitudinal de fixe à flottant. À cette fin, la culée a dû être transformée d'un appui longitudinal, précédemment fixe, à un appui mobile longitudinalement, et les deux piles centrales supérieures ont été modifiées d'un appui longitudinal, précédemment mobile, à un appui longitudinal fixe, au moyen de cames latérales (à gauche sur la Fig. 10.7). En raison du rapport de portée défavorable du pont, une réaction négative de l'appui, due aux charges utiles, doit être absorbée au niveau de la culée. Afin de permettre le déplacement longitudinal de la poutre du pont, au niveau de la culée, l'appui de traction a été modifié en conséquence (à droite sur la Fig. 10.7). Le nouveau système d'appui longitudinal flottant du pont a une

période fondamentale relativement longue de 3 s, qui est d'un ordre de grandeur similaire à une isolation sismique. Cela réduit considérablement les forces sismiques horizontales. De plus, la fondation du pont, en ce qui concerne les forces sismiques longitudinales, a été modifiée de la classe de terrain d'origine E à la culée, à la classe de terrain A, plus favorable des piles centrales, réduisant ainsi considérablement l'impact du séisme.

Seuls les deux tiers environ des coûts totaux de mise à niveau sont dus au séisme, car le pont a été assaini en ce qui concerne les forces de freinage et de démarrage en même temps. Le confortement sismique a été réalisé en même temps que d'autres mesures d'entretien structural, dans le cadre d'une section d'entretien de la route nationale A2.



Fig. 10.7 Confortement en passant d'appuis longitudinaux fixes à flottants : pile convertie avec tiges verticales comme appuis de traction (à droite) ; nouvelles comes latérales sur l'un des deux supports centraux (à gauche).

Tab. 10.8 Caractéristiques du confortement parasismique.

Année de construction	1973
Année du confortement	2007
Classe d'ouvrages	CO II-i
Zone sismique	Zone Z3a
Classe de terrain de fondation	E resp. A
Facteur de conformité avant confortement	$\alpha_{\text{eff}} = 0,08$
Facteur de conformité après confortement	$\alpha_{\text{int}} = 1,0$
Période propre après confortement	$T_{\text{conforté}} = 3,0 \text{ s}$
Coût du confortement	CHF 400'000
Coût du confortement en pourcentage de la valeur totale	2,5 %

## 10.3 Viaduc du Bois-Homogène sur la N09

### 10.3.1 Etat initial

Les ponts du Bois-Homogène sont des ponts jumeaux de 12 travées avec deux ponts à rampe attachés et sont situés dans la vallée du Rhône près de Saint-Maurice. Avant le confortement parasismique, les ponts étaient divisés en deux sections de pont, par un joint intermédiaire sur piles doubles, la section la plus courte ayant un appui longitudinal fixe sur la culée et la section la plus longue ayant un support longitudinal flottant (Fig. 10.9). La portée standard est de 29,50 m et la longueur totale de 370 m.



Fig. 10.9 Vue des ponts jumeaux du Bois-Homogène, avec les deux ponts à rampe.

### 10.3.2 Points faibles vis-à-vis du comportement sismique

Les systèmes d'appui dans le sens longitudinal des deux tronçons de pont, réalisé avec appui fixe sur la culée, et l'appui transversal sur les piles individuelles les plus courtes, se sont révélés être des points faibles en ce qui concerne le comportement sismique. Le positionnement des ponts-rampes sur les culées était également problématique. Les piles rondes relativement élancées ont une résistance et une capacité de déformation suffisantes.

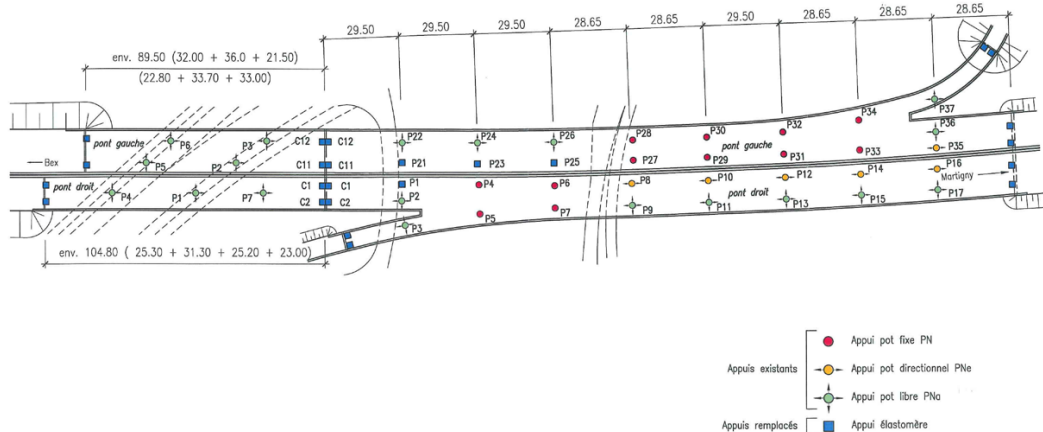


Fig. 10.10 Plan de situation des ponts jumeaux du Bois-Homogène avec plan du système d'appuis. Les appuis en caoutchouc nouvellement installés sont représentés en bleu. Les appuis existants, fixés dans les deux directions, sont indiqués en rouge, les appuis mobiles dans une direction sont indiqués en jaune et les appuis mobiles dans les deux directions sont représentés en vert.

### 10.3.3 Concept de confortement

Le confortement parasismique est effectué en remplaçant un total de 24 appuis à pot par des appuis en élastomère à amortissement élevé. Les appuis remplacés sont situés sur les culées, sur les piles les plus courtes et sur les piles près du joint intermédiaire, comme indiqué en bleu sur la Fig. 10.10. Différentes variantes de mise à niveau avec différents nombres de nouveaux appuis en élastomère ont été étudiées, afin d'obtenir un optimum en termes de coûts et bénéfices. La variante de confortement choisie se contente d'un facteur de conformité minimal de  $\alpha_{int} = 0,8$ , les facteurs de conformité de tous les appuis étant relativement proches les uns des autres. La fermeture du joint intermédiaire a été réalisée indépendamment des aspects sismiques. Comme il y avait, à l'origine, des piles doubles au joint intermédiaire, la protection contre la chute de la poutre du pont s'est avérée non critique.



Fig. 10.11 Nouvel appui en élastomère à amortissement élevé, pour remplacer un appui à pot fixe, sur l'appui côté Bex.

Tab. 10.12 Caractéristiques du confortement parasismique.

Année de construction	1983
Année du confortement	2009
Classe d'ouvrages	CO II-i
Zone sismique	Zone Z3b
Classe de terrain de fondation	C
Facteur de conformité avant confortement	$\alpha_{eff} = 0,1$
Facteur de conformité après confortement	$\alpha_{int} = 0,8$
Période propre après confortement	$T_{conforté} = 2,5 \text{ s}$
Coût du confortement	CHF 1'900'000
Coût du confortement en pourcentage de la valeur totale	5 %

## 10.4 Pont sur le Rhône à Riddes

### 10.4.1 Etat initial

Cet ouvrage d'art, situé sur la commune de Riddes et construit entre 1985-1988, permet à l'autoroute de franchir le Rhône au kilomètre 87.239. D'une longueur totale de 253 m, l'ouvrage est constitué d'un pont double, de type « Gerber », avec une portée principale de 143 m et des travées de rive de 55 m. Le tablier est constitué d'un caisson de hauteur constante de 2,38 m et de poutres maîtresses en auge de hauteur variable de 3,63 m à 9,70 m. Il repose, par l'intermédiaire d'appareils d'appui, sur des piles circulaires, fondées sur des pieux forés d'un diamètre de 1,2 m d'une longueur de 12,0 m. Les culées Est et Ouest sont appuyées sur des fondations superficielles (réactions négatives).



Fig. 10.13 Pont sur le Rhône à Riddes. Vue d'en haut et vue latérale.

### 10.4.2 Points faibles vis-à-vis du comportement sismique

Chacun des ponts est tenu longitudinalement par les appuis fixes des deux piles C1 et C2. Transversalement, le pont est tenu par les appuis fixes des piles C1, C2, par les appuis guidés A2 et D2 des deux culées ainsi que par l'appui guidé de la pile B2.



Fig. 10.14 Concept des appuis pour le pont sud.

L'évaluation de la sécurité sismique, réalisée dans le cadre du Projet d'entretien EP Martigny et Environs (2014), a conclu à une insuffisance des appuis guidés des culées, de l'appui guidé de la pile B2 ainsi que des appuis fixes des piles C1 et C2.

### 10.4.3 Concept de confortement

Un nouveau concept des appuis a été proposé pour sécuriser l'ouvrage et améliorer sa performance dans le cas de séisme. La configuration proposée contient des amortisseurs de type FVD (amortisseurs visqueux) ainsi que des amortisseurs ressorts de type PDS (ressorts amortisseurs précontraint).

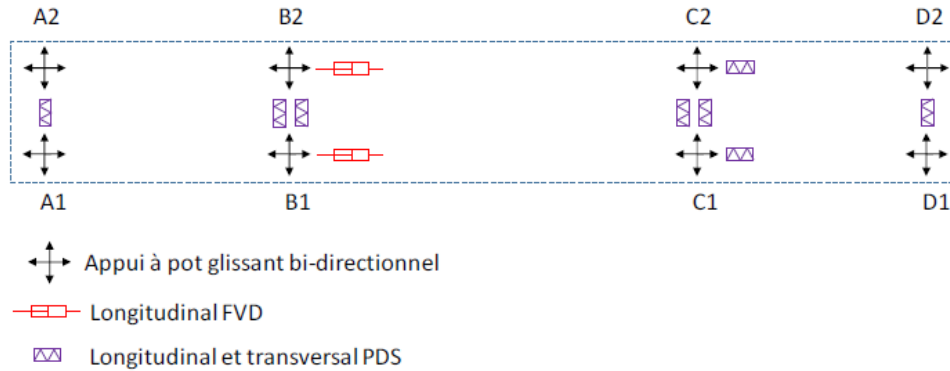


Fig. 10.15 Concept des appuis de l'ouvrage conforté.

En effet, pour respecter le critère d'effort maximum sur les piles C1 et C2, l'étude a conclu qu'il fallait répartir l'effort de séisme longitudinal sur les appuis des piles B1, B2 et C1, C2 plutôt que de tout concentrer sur les appuis des piles C1 et C2 seuls. En outre, les PDS amortissent assez peu en comparaison avec les FVD. Il est donc plus efficace de disposer des FVD en parallèle aux PDS pour réduire la demande sismique, en augmentant l'amortissement effectif. Les PDS longitudinaux sont donc positionnés sur l'appui des piles C1 et C2, qui reste le point fixe de l'ouvrage en service qui reprend les efforts de freinage, tandis que les FVD sur l'appui B permettent de répartir la charge sismique sur l'appui B et de soulager l'appui C sous séisme, mais ne jouent aucun rôle en service. Dans le sens transversal, les PDS sont doublés sur les piles par rapport aux culées. En effet, la masse en mouvement sur les piles est bien plus importante que la masse en mouvement aux culées. Les PDS sur les piles doivent donc avoir une capacité supérieure. En outre, il convient de disposer des PDS aux culées pour réduire le débattement transversal du tablier sous séisme transversal et éviter le choc qui se produit à 50 mm de déplacement.



Fig. 10.16 Les quatre amortisseurs visqueux (FVD), deux par pont, stockés avant mise en place.

*Tab. 10.17 Données principales du projet de confortement parasismique.*

Année de mise en service	1988
Année du projet de confortement	2019-2020
Classe d'ouvrages	CO II-i
Zone sismique	Zone Z3b
Classe de terrain de fondation	C
Facteur de conformité avant confortement	$\alpha_{eff} = 0,14$
Facteur de conformité après confortement	$\alpha_{int} = 1,0$
Période fondamentale avant confortement, sens longitudinal	$T_{long.} = 1,16 \text{ s}$
Période fondamentale après confortement, sens longitudinal	$T_{long., conforté} = 2,09 \text{ s}$
Période fondamentale avant confortement, sens transversale	$T_{trans.} = 1,12 \text{ s}$
Période fondamentale après confortement, sens transversale	$T_{trans., conforté} = 1,88 \text{ s}$
Degré d'amortissement visqueux avant confortement, sens longitudinal et transversal.	0,05
Degré d'amortissement visqueux après confortement, sens longitudinal	0,29
Degré d'amortissement visqueux après confortement, sens transversal	0,071
Coûts du projet de confortement	CHF 4'500'000
Coûts du projet de confortement par rapport à la valeur de l'actif t	10 %

## Annexes

<b>I</b>	<b>Liste de contrôle pour la 1ère Phase .....</b>	<b>101</b>
<b>II</b>	<b>Grandeurs de mesure d'un séisme .....</b>	<b>102</b>
<b>III</b>	<b>Séismes d'intensité &gt; VII en Suisse .....</b>	<b>103</b>
<b>IV</b>	<b>Exemple d'application de la méthode en poussée progressive pour une pile..</b>	<b>104</b>
IV.1	Données .....	104
IV.2	Relation Moment-Courbure .....	104
IV.3	Déformée en flexion .....	105
IV.4	Déformations en cisaillement .....	106
IV.5	Déformation totale .....	107



# I Liste de contrôle pour la 1ère Phase

Cette liste de contrôle, légèrement adaptée aux nouvelles normes, n'est donnée ici qu'à titre informatif, car la 1ère phase a été réalisée sur tous les ouvrages. Elle peut cependant être utilisée par les cantons pour des questions de priorisation des ouvrages.

Route:	Canton:	Nom de l'ouvrage:	
N° de l'objet (N° inventaire des objets OFROU):	km:	Année de mise en service:	
CO :	Zone sismique :	Classe de terrain de fondation :	Norme (actions) :
Type de pont :	Pont-cadre ou à béquilles sans joints (oui/non) :		
Nombre de travées :	Longueur totale :	Surface totale > 6000 m <sup>2</sup> (oui/non):	
Nombre de joints de dilatation :	Nombre d'articulations Gerber ou de joints intermédiaires:		
Système d'appui longitudinal :	Système d'appui latéral :		
Inscrire les dimensions effectives $b_{i,eff}$ des zones d'appui aux culées:			
<p>The diagram shows a two-span bridge with spans of length <math>l</math>. The left support has dimensions <math>a_1</math> and <math>b_1</math>, and the right support has dimensions <math>b_2</math> and <math>a_2</math>. The bridge is supported by piers with triangular and circular symbols indicating different types of supports.</p>			
Dimensions minimales nécessaires $b_{1,nécess}$ :		$b_{2,nécess}$ :	Minimum $b_{i,eff}/b_{i,nécess}$ en %:
Courbure supérieure à 35° (oui/non) :		Biais supérieur à 45° (oui/non):	
Hauteur libre de la culée gauche :		Hauteur libre de la culée droite :	
Danger de chute latérale (oui/non) :		Présence de rampes d'accès (oui/non) :	
Appuis négatif (oui/non) :		Différence de rigidité transversale extrême (oui/non) :	
Danger de glissement (oui/non) :		Conduite de gaz (oui/non) :	
<b>Synthèse de l'évaluation 1ère phase :</b>		Sécurité parasismique suffisante (oui/non) : Si non la 2ème phase d'évaluation devient nécessaire.	
Priorité de la 2ème phase d'évaluation si elle est nécessaire :			
Mesures urgentes :		1ère priorité :	2ème priorité :
Autres points faibles, remarques:			
Date:		Nom:	

## II Grandeurs de mesure d'un séisme

L'image suivante montre une comparaison approximative entre magnitude (M), énergie au foyer, déplacement maximal du sol (accélération a, vitesse v, déplacement d et intensité à l'épicentre (EMS-98) d'un séisme. La relation entre la magnitude et les autres grandeurs dépend de la profondeur du foyer. On a admis ici une profondeur du foyer typique de 10 à 15 km [98].

Stärke			Bodenbewegung		Auswirkungen
Erdbeben-Klasse	M [ML]	Energie [Joule]	a [%g]	v [cm/s]	Epizentral-Intensität und maximale Wirkung (EMS-98)
sehr schwach	2	$10^7$	0,1	0,01	I nicht fühlbar
				II kaum bemerkbar	
schwach	3	$10^9$	1	0,1	III schwach
				IV deutlich	
leicht	4	$10^{11}$	10	1	V stark
				VI leichte Schäden	
mittel	5	$10^{13}$	100	10	VII Gebäudeschäden
				VIII schwere Gebäudeschäden	
stark	6	$10^{15}$	100	100	IX zerstörend
				X sehr zerstörend	
schwer	7	$10^{17}$	1000	1000	XI katastrophal
				XII total zerstörend	

### III Séismes d'intensité > VII en Suisse

Le tableau suivant résume les séismes avec une magnitude  $M_w \geq 5.0$  et une intensité maximale  $\geq VII$ , intensité à partir de laquelle des dégâts structuraux sont observés, qui se sont produits en Suisse depuis l'année 250 selon le catalogue ECOS-09 (Earthquake Catalog of Switzerland 2009) [73]. D'autres séismes avec une magnitude plus faible mais une intensité  $\geq VII$  ont également été observés en Suisse, comme par exemple les séismes à Kandersteg BE et Ste-Croix/ Yverdon en 1898.

*Tab. III.1 Séismes historiques de magnitude  $M_w \geq 5.0$  et d'intensité EMS-98 supérieure ou égale à VII depuis l'année 250 après J.-C. en Suisse selon le catalogue ECOS-09 [73].*

Année	Lieu	$M_w$	Intensité maximale
250	Kaiseraugst (Augusta Raurica)	6.0	IX
1295	Churwalden GR	6.2	VIII
1356	Basel	5.4	VII
1356	Basel	6.6	IX
1504	Ardez GR	5.4	VII
1524	Ardon VS	5.8	VIII
1584	Aigle VS	5.9	VIII
1584	Aigle VS	5.4	VII
1601	Unterwalden NW	5.9	VIII
1622	Ftan GR	5.4	VII
1650	Basel	5.3	VII
1685	Mittelwallis	5.3	VII
1755	Brig-Naters VS	5.7	VIII
1771	Niedersommeri TG	5.1	VII
1774	Altdorf UR	5.7	VIII
1777	Sarnen OW	5.1	VII
1795	Wildhaus SG	5.0	VII
1796	Grabs SG	5.1	VII
1837	Birgisch VS	5.4	VII
1846	Method-Yverdon-les-Bains VD	5.2	VII
1855	Stalden-Visp VS	6.2	VIII
1855	Stalden-Visp VS	5.5	VIII
1855	Stalden-Visp VS	5.3	VII
1855	Stalden-Visp VS	5.1	VII
1880	Embd VS	5.2	VII
1905	Massif du Mont Blanc (Lac d'Emosson)	5.5	VII-VIII*
1924	Brig VS	5.2	VII
1929	Bioley-Magnoux VD	5.0	VII
1946	Sierre VS	5.8	VIII
1946	Sierre VS	5.0	VII
1946	Sierre VS	5.5	VII
1960	Brig VS	5.0	VII
1964	Sarnen OW	5.3	VII

\* Intensité épicentrale, car intensité maximale non disponible pour ce séisme.

## IV Exemple d'application de la méthode en poussée progressive pour une pile

L'exemple montre la détermination de la courbe de capacité, c'est-à-dire la relation force-déplacement d'une pile de pont. Il s'agit d'une version abrégée de l'exemple de calcul du rapport de recherche AGB 662 [37].

### IV.1 Données

La section des piles, pour lesquelles l'exemple de calcul sera conduit, ainsi que toutes les grandeurs nécessaires, sont présentées dans la figure suivante.

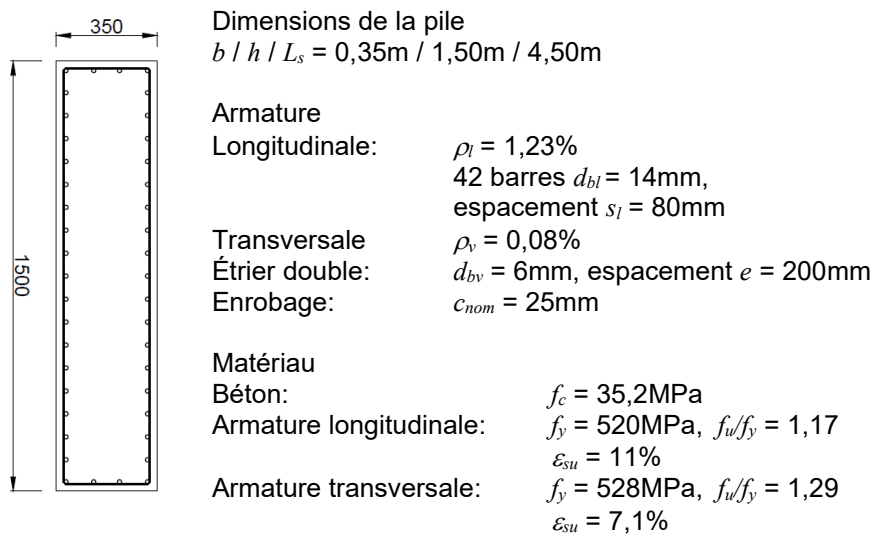


Fig. IV.1 Dimensions et propriétés du matériau des piles de pont.

### IV.2 Relation Moment-Courbure

Une analyse moment-courbure de la section sera tout d'abord réalisée. Ceci peut être fait avec des logiciels de dimensionnement. L'analyse dans cet exemple a été effectuée avec un code Matlab. La relation contrainte-déformation pour le béton confiné selon Mander et al. [83] a été utilisée. Dans le cas considéré, bien que les étriers n'aient que des crochets à 90° et la section n'ait pas des zones confinées, la capacité de reprise du moment estimée avec cette loi de comportement du matériau est réaliste même après avoir atteint la résistance à la compression du béton. Comme le montre la Fig. IV.2, l'effet causé par les étriers présents sur la résistance en compression est faible. La courbe présentée ici pour le béton non confiné n'a été utilisée que pour le béton d'enrobage. C'est pourquoi il a été admis que celui-ci s'écaille et éclate, dès qu'un allongement de 4‰ est atteint. Pour cette raison la courbe présentant la compression est nulle après avoir atteint un allongement de 4‰. Une relation contrainte-déformation bilinéaire a été utilisée pour l'acier, et le raidissement en traction (« tension-stiffening ») n'a pas été pris en compte.

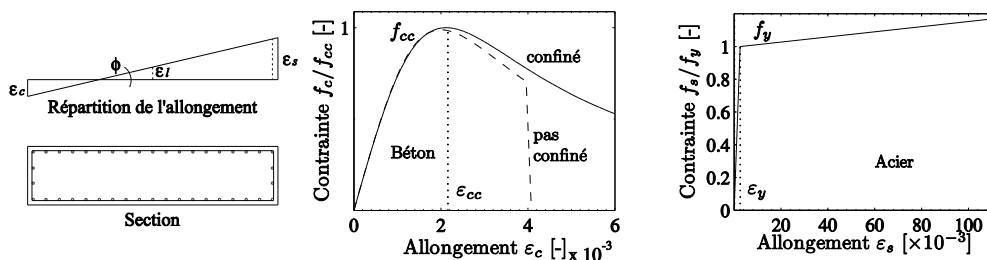


Fig. IV.2 Paramètres de l'analyse par section.

La relation moment-courbure est calculée jusqu'à la courbure pour laquelle l'allongement limite, qui définit l'état de rupture, est atteint. Les allongements maximaux peuvent être choisis selon les recommandations du chapitre 6.3 en considérant les détails constructifs de la section examinée.

Les valeurs suivantes pour l'allongement ultime sous action sismique ont été utilisées dans cet exemple:

- Béton confiné  $\epsilon_{cu,cyc} = 0,005$
- Acier  $\epsilon_{su,cyc} = 0,04$

Pour la même pile avec un recouvrement des barres à la base, l'allongement ultime du béton a été réduit à  $\epsilon_{cu,cyc} = 0,003$ .

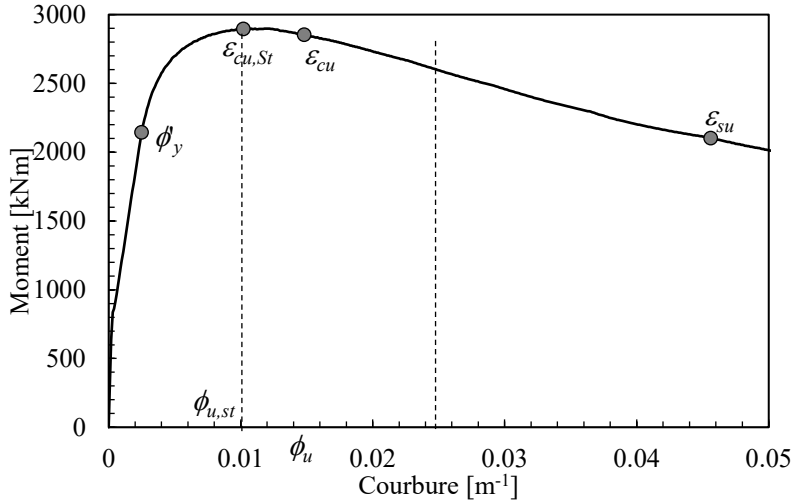


Fig. IV.3 Relation moment-courbure de la section considérée. Les courbures auxquelles les allongements limites pour les piles avec recouvrement  $\epsilon_{cu,St}$ , le béton  $\epsilon_{cu}$  et l'armature  $\epsilon_{su}$  sont atteintes, sont indiquées

### IV.3 Déformée en flexion

La longueur de la rotule plastique est calculée ici selon une relation de Bohl, Adebar (2011) pour des murs (voiles). La longueur peut également être calculée suivant la norme SIA 269/8 ou d'autres propositions dans la littérature.

$$L_p = (0,2h + 0,05L_s) \left( 1 - 1,5 \frac{P}{A_g f_c} \right) \leq 0,8h \tag{4}$$

Une charge verticale  $P$  de 1300kN est appliquée aux piles considérées ici. Avec le poids de la pile et de la construction, la charge verticale s'élève environ à  $P = 1365$ kN au total.

#### Calcul

$$L_p = (0,2 \cdot 1,5 + 0,05 \cdot 4,5) \text{m} \left( 1 - 1,5 \left( \frac{1,365}{1,5 \cdot 0,35 \cdot 35,2} \right) \right) = 0,47 \text{m}$$

$$\leq 0,8 \cdot 1,5 \text{m} = 1,2 \text{m}$$

La déformation en flexion est calculée à l'aide de la relation moment-courbure et de la longueur de la rotule plastique comme suit :

$$\Delta'_{y,fl} = \phi'_y \frac{L_s^2}{3} \qquad F'_y = \frac{M_y}{L_s}$$

$$\Delta_{fl} = \Delta'_{y,fl} \frac{M}{M_y} + \left( \phi - \phi'_y \frac{M}{M_y} \right) L_p L_s \qquad F = \frac{M}{L_s}$$

Dans les équations,  $\phi_y'$  correspond à la courbure à laquelle la plastification apparaît pour la première fois. Cet état est défini lorsque la contrainte dans la zone de traction atteint la limite d'élasticité, ou lorsque la déformation du béton atteint  $\varepsilon_c = 0.002$  dans la zone comprimée de la section. Dans le cas considéré, la limite élastique de l'armature est atteinte en premier. La courbure  $\phi_y'$  est également représentée à la Fig. IV.3. La déformation en flexion exprimée en termes de déplacement en tête de la pile est calculée jusqu'au point où l'allongement limite qui a été calculé avant soit atteinte  $\phi_l(\varepsilon_{cu,cyc}, \varepsilon_{su,cyc})$ , voir Fig. IV.4.

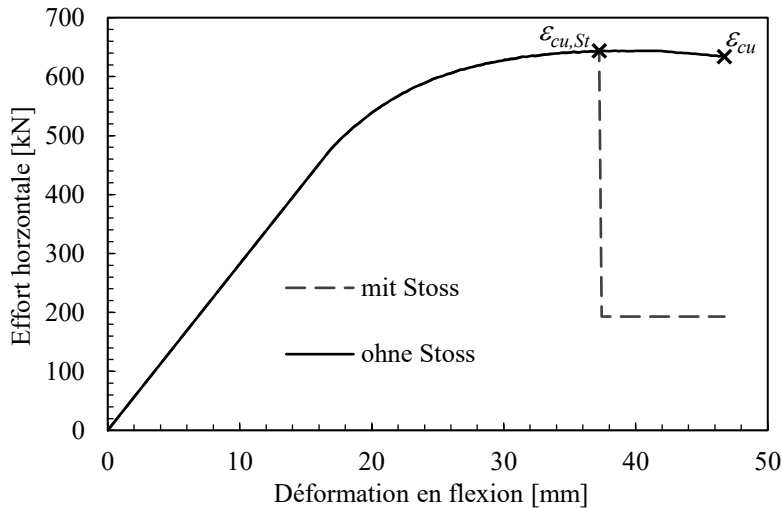


Fig. IV.4 Déformation en flexion d'une pile avec (mit Stoss) et sans (ohne Stoss) recouvrement des barres au pied.

Pour la pile avec recouvrement, il a été supposé que lorsque la limite élastique est atteinte, la résistance décroît jusqu'à celle définie par l'excentricité maximale de la charge verticale. Ceci est calculé comme suit :

$$V = \frac{P}{L_s} \frac{h_c - a}{2} \quad \text{mit} \quad a = \frac{P}{0,85 f_c b_c}$$

#### Calcul

$$a = 1,365 \text{ MN} / (0,85 \cdot 35,2 \text{ MPa} \cdot 0,284 \text{ m}) = 0,16 \text{ m}$$

$$V = (1365 \text{ kN} / 4,5 \text{ m}) \cdot ((1,5 \text{ m} - 2 \cdot 0,033 \text{ m}) - 0,16 \text{ m}) / 2 = 193 \text{ kN}$$

## IV.4 Déformations en cisaillement

La pile de pont rectangulaire calculée ici présente aussi des déformations dues au cisaillement. Ces déformations sont prises en compte dans la modélisation par leur rapport à la déformation en flexion. Dans cet exemple l'approche détaillée dans le rapport OFROU 662 a été choisie [37]. Une approche similaire qui peut être facilement utilisée avec ce type d'analyse se trouve dans [60]. Dans les deux approches la déformation en cisaillement dépend de l'allongement axial qui peut être déterminé avec l'analyse en section, voir IV.2.

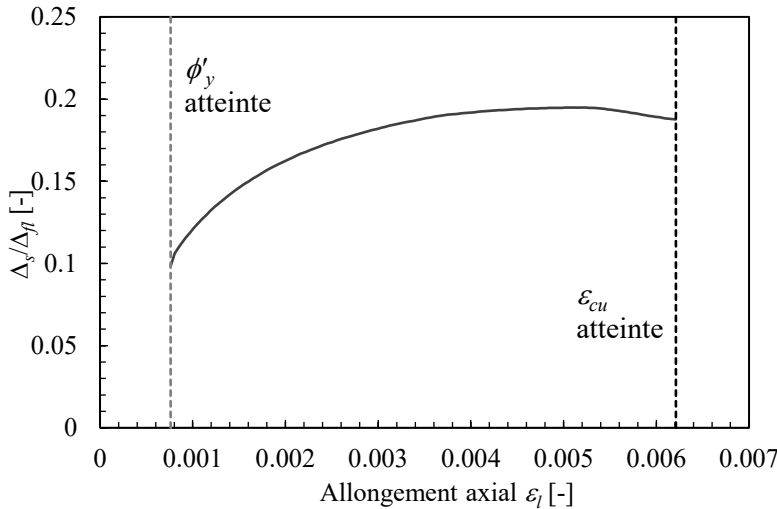


Fig. IV.5 Rapport des déformations en cisaillement et en flexion en fonction de l'allongement axial de la section.

### IV.5 Déformation totale

La déformation totale est la somme des déformations en flexion et en cisaillement. Les déformations en cisaillement sont ici considérées comme négligeables jusqu'au début de l'écoulement de l'armature longitudinale, et seule la flexion est alors considérée. Ainsi, la déformée totale au début de l'écoulement ( $\phi = \phi'_y$ ) est estimée comme suit :

$$\Delta = \Delta'_{y,fl} = \phi'_y \frac{L_s^2}{3} \qquad F'_y = \frac{M_y}{L_s}$$

Dans le domaine inélastique, soit pour  $\phi > \phi'_y$ , la déformée est calculée comme suit :

$$\Delta = \Delta_{fl} + \Delta_s = \Delta_{fl} \left( 1 + \frac{\Delta_s}{\Delta_{fl}} \right) \qquad F = \frac{M}{L_s}$$

Les équations sont évaluées avec les grandeurs déterminées précédemment ( $L_p$ ,  $\Delta_s/\Delta_{fl}$  etc.) Les relations force-déplacements résultantes sont présentées à la Fig. IV.6. Le coude dans la courbe force-déplacement est dû au fait que la déformation en cisaillement, estimée faible, a été négligée dans la domaine élastique.

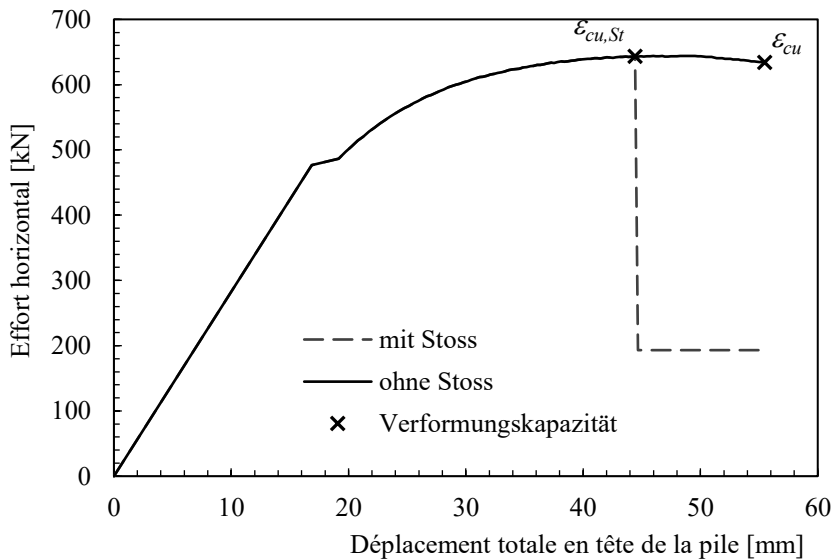


Fig. IV.6 Relation force-déplacement en tête pour une pile avec (mit Stoss) et sans recouvrement de l'armature longitudinale (ohne Stoss).



## Glossaire

Termes	Définitions
Aléa sismique	Variable indiquant la fréquence à laquelle une certaine intensité sismique est atteinte ou dépassée en un lieu donné.
Aptitude au service	Aptitude d'une structure porteuse et de ses éléments de construction à garantir la fonction et l'aspect d'un ouvrage, ainsi que le confort des ses utilisateur dans le cadre des limites de service
Capacité de déformation	Déformation élastique et plastique d'un élément de construction sans réduction significative de la résistance ultime.
Classe d'ouvrages	Adaptation du degré de protection dans dimensionnement parasismique en fonction de l'importance de l'ouvrage par l'attribution à une des trois classes d'ouvrages (CO) selon la norme SIA 261. Les critères pour cette subdivision sont l'occupation moyenne par les personnes, le potentiel de dommage et la menace sur l'environnement suite à une défaillance, ainsi que l'importance de l'ouvrage pour la maîtrise de la catastrophe juste après un séisme (voir CO III).
Classe de terrain de fondation	Prise en compte de l'influence de la nature du terrain de fondation sur les sollicitations sismiques à considérer par l'attribution du site de l'ouvrage à une des six classes de terrains de fondation selon la norme SIA 261. Les valeurs des paramètres du spectre de réponse élastique sont spécifiées pour les classes de terrains de fondations A à E.
CO I	Classe d'ouvrages I selon la norme SIA 261. Exemples : bâtiments d'habitation, de bureau ou de commerce ayant une occupation moyenne inférieure à 50 personnes, bâtiments industriels et d'entrepôt, parkings à étages, ponts d'importance secondaire.
CO II	Classe d'ouvrages II selon la norme SIA 261. Exemples : hôpitaux, centres commerciaux, stades de sport, cinémas, écoles, églises, bâtiments administratifs, ponts importants, hautes cheminées. Selon la norme SIA 269/8 pour les ouvrages existants, cette classe d'ouvrages est subdivisée en les trois catégories CO II, CO II-s (écoles) et CO II-i (ouvrages ayant une fonction d'infrastructure importante).
CO III	Classe d'ouvrages III selon la norme SIA 261. Exemples : hôpitaux d'urgence, garages d'ambulances, bâtiments de pompiers, centrales de commande, ponts vitaux après un séisme, ouvrages vitaux sélectionnés, installations et dispositifs pour l'approvisionnement et l'évacuation, ainsi que pour les télécommunications (réseau vital / lifelines); conteneurs et conduites de gaz et de liquides pouvant mettre en danger l'environnement.
Coefficient de comportement	Coefficient prenant en compte la capacité de déformation plastique, la capacité de dissipation d'énergie et l'écroûissage d'une structure porteuse sous l'effet d'un séisme (voir chapitre 6.3.5).
Comportement non-ductile de la structure porteuse	Concept pour le dimensionnement parasismique dans les normes pour les structures porteuses basé sur le dimensionnement conventionnel (voir chapitre 2.4.4).
Comportement ductile de la structure porteuse	Méthode de dimensionnement parasismique basé sur la méthode du dimensionnement en capacité dans les normes pour les structures porteuses (voir chapitre 2.4.4).
Conception parasismique	Choix initial (sans calculs) des caractéristiques principales de l'ouvrage visant à garantir un bon comportement sismique de la structure.
Confortement parasismique	Amélioration de la sécurité d'un ouvrage existant par des mesures constructives.
Dimensionnement conventionnel	Méthode de dimensionnement courante, p. ex. utilisable pour les charges gravitaires et le vent.
Dimensionnement en capacité	Méthode de dimensionnement pour les actions dynamiques, dans laquelle les zones plastiques de la structure porteuse sont choisies de manière à générer un mécanisme plastique adéquat, dimensionnées et construites pour être suffisamment ductiles pour l'action de dimensionnement. Les autres zones sont dimensionnées de telle sorte à rester dans l'état élastique pour les sollicitations internes générées dans la structure porteuse lorsque les zones plastiques développent leur surrésistance (capacité).
Dimensionnement parasismique	Dimensionnement d'un ouvrage pour résister aux sollicitations sismiques de dimensionnement.
Dimensionnement	Définition des dimensions, des matériaux ainsi que des dispositions constructives d'une structure porteuse, sur la base de considérations constructives ou de techniques d'exécution, ou encore de vérifications calculées.

Termes	Définitions
Ductilité de déplacement	Rapport entre le déplacement maximum et le déplacement au début de la plastification.
Ductilité	Capacité de déformation plastique caractérisée par une déformation irréversible et une énergie de dissipation. La ductilité est normalement exprimée comme rapport entre cette capacité de déformation plastique et la déformation élastique.
Echelle EMS-98	Echelle macrosismique européenne [75]. Echelle de l'intensité d'un séisme utilisée en Europe depuis 1998, allant de I à XII (remplace l'échelle dite MSK pour Medvedev-Sponheuer-Karnik utilisée auparavant).
Épicentre	Point sur la surface terrestre situé au-dessus à la verticale du foyer d'un séisme.
Facteur d'importance	Selon les classes d'ouvrages de la norme SIA 261, la différenciation de l'action sismique à considérer se fait au moyen du facteur d'importance $\gamma_i$ correspondant, qui apparaît comme un facteur de multiplication global (voir chap. 6.4.2).
Facteur de conformité	Rapport entre l'action sismique qui provoque la défaillance nominale d'un élément de construction et la valeur d'examen de cette action sismique. Le facteur de conformité diffère du degré de conformité selon la norme SIA 269.
Intensité à l'épicentre	Intensité maximale dans la zone de l'épicentre du séisme.
Intensité	Grandeur décrivant la force des secousses d'un séisme, selon une échelle qualitative de douze degrés. Elle est déterminée d'après les observations liées au comportement humain, ainsi qu'aux dégâts sur les bâtiments et sur la nature. L'échelle EMS 98 est utilisée de manière standard en Europe.
Magnitude	Expression de l'énergie libérée par le foyer du tremblement de terre. Elle est calculée à partir du mouvement maximal du sol. C'est l'échelle de Richter (échelle logarithmique) qui est généralement utilisée pour l'exprimer. En 2020, le service sismologique suisse a révisé et calibré la magnitude locale des séismes « MLhc ». Pour des séismes se produisant à plus de 2000 kilomètres des stations sismologiques, on calcule la magnitude d'ondes de volume ou la magnitude d'ondes de surface (ondes S).
Méthode basée sur les forces	Comparaison, sous forme de forces, des effets des actions avec les résistances d'un ouvrage.
Méthode basée sur les déformations	Comparaison, sous forme de grandeurs de déformation, des actions avec la capacité de déformation d'un ouvrage.
Période de retour	Inverse de la probabilité d'occurrence d'un séisme dont l'intensité est atteinte ou dépassée, dans une période de temps définie.
Réseau vital (Life-lines)	Ouvrages, installations et dispositifs de l'infrastructure vitaux en cas de catastrophe.
Résistance	Aptitude d'une structure porteuse et de ses éléments de construction à résister aux actions agissant sur la structure.
Résistance ultime	Limite de la résistance.
Risque sismique	Résultat de la combinaison de quatre facteurs : l'aléa sismique, le sous-sol local, la concentration des valeurs et la propension des structures à subir des dommages. Il est indiqué en valeur annuelle.
Sécurité sismique	Garantie pour l'action sismique de la sécurité structurale et de l'aptitude au service ainsi que respect des mesures relatives à la conception et des mesures constructives, conformément aux normes SIA concernant les structures porteuses.
Sécurité structurale	Compte tenu d'une fiabilité requise fixée, aptitude d'une structure porteuse et de ses éléments à garantir la stabilité d'ensemble ainsi qu'une résistance ultime suffisante (résistance à la fatigue incluse) face aux actions considérées.
Séisme de dimensionnement	Séisme d'une force donnée, dont les répercussions servent de grandeurs de dimensionnement.
Sismicité	Voir Aléa sismique.
Spectre de dimensionnement	Représentation de la valeur normalisée de l'accélération horizontale du sol, déterminée à partir du spectre de réponse élastique pour un amortissement visqueux prédéfini, en fonction de la période d'oscillation, en tenant compte du facteur d'importance $\gamma_i$ et du coefficient de comportement de la structure porteuse.
Spectre de dimensionnement élastique du déplacement	Représentation de l'action sismique en fonction de la période d'oscillation de la structure porteuse pour la méthode basée sur les déformations.
Spectre de réponse	Représentation, en fonction de la période d'oscillation, des grandeurs maximales du mouvement d'oscillateurs simples avec un amortissement égal, pour une excitation à la base donnée.
Spectre de réponse élastique	Spectre de réponse pour un comportement élastique de l'oscillateur simple avec amortissement visqueux.

<b>Termes</b>	<b>Définitions</b>
Valeur de calcul de l'accélération du sol	Valeur maximale de l'accélération horizontale du sol à admettre pour le dimensionnement parasismique. Cette valeur est donnée dans la norme en fonction de la zone sismique, de la classe d'ouvrages et de la classe de terrain de fondation.
Valeur de calcul du déplacement du sol	Déplacement horizontal maximal du sol à prendre en compte pour le dimensionnement parasismique.
Vulnérabilité	Relation entre les dommages à un ouvrage et le niveau de la sollicitation sismique.
Zone sismique	Région géographique caractérisée par un niveau d'aléa sismique constant. D'après la norme SIA 261 (2020), la Suisse se divise en cinq zones sismiques.

<b>Abréviations</b>	<b>Définitions</b>
CO	Classe d'ouvrages (voir définitions)
NAR	Nouveaux tronçons du réseau routier national
OFEG	Office fédéral des eaux et de la géologie
OFEV	Office fédéral de l'environnement
OFROU	Office fédéral des routes
SIA	Société suisse des ingénieurs et des architectes

## Bibliographie

### Normes

- 
- [1] Europäisches Komitee für Normung (CEN), Brüssel, (2009) „**Anti-Seismic Devices (Erdbebenvorrichtungen)**“, EN 15129,
- 
- [2] Eurocode 8 (2003): "**Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments**" *Norme Européenne prNV 1998-1, projet définitive, Bruxelles.*
- 
- [3] Eurocode 8 (2004) "**Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 2 Bridges**" *Norme Européenne prEN 1998-2, Draft No. 5, Bruxelles.*
- 
- [4] Eurocode 8 (2004) "**Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 3: Evaluation et modernisation des bâtiments**" *Norme Européenne prEN 1998-3, projet définitive, Bruxelles.*
- 
- [5] Eurocode 8 (2003) "**Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques**" *Norme Européenne prNV 1998-5, projet définitive, Bruxelles.*
- 
- [6] New Zealand Standard NSZ, (1995), „**Concrete Structures. Part 1: The Design of Concrete Structures, Part 2: Commentary**“, *NSZ Wellington, New Zealand.*
- 
- [7] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2004), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für Hochbauten**“, *Norm SIA 260.801, EN 1998-1:2004.*
- 
- [8] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2005), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 2: Brücken**“, *Norm SIA 260.802, EN 1998-2:2005.*
- 
- [9] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2006), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden**“, *Norm SIA 260.803, EN 1998-3:2005.*
- 
- [10] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2005), „**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 5: Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte**“, *Norm SIA 260.805, EN 1998-5:2004.*
- 
- [11] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (1970), „**Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung Bauten**“, *Norm SIA 160.*
- 
- [12] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (1989), „**Actions sur les structures porteuses**“, *Norm SIA 160.*
- 
- [13] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2003), „**Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses**“, *Norm SIA 260.*
- 
- [14] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2003), „**Actions sur les structures porteuses**“, *Norm SIA 261.*
- 
- [15] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2003): "**Constructions en béton**", *Norme SIA 262.*
- 
- [16] Société suisse des ingénieurs et des architectes (2003) "**Constructions en acier**", *Norme SIA 263*
- 
- [17] Société suisse des ingénieurs et des architectes (2003) "**Géotechnique**", *Norme SIA 267.*
- 
- [18] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2011), „**Bases pour la maintenance des structures porteuses**“, *Norme SIA 269.*
- 
- [19] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2011), "**Maintenance des structures porteuses - Structures en béton**" *Norme SIA 269/2.*
- 
- [20] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2017) „**Maintenance des structures porteuses - séismes**“, *Norme SIA 269/8.*
- 
- [21] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2004), „**Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants**“, *Cahier technique SIA 2018.*
- 
- [22] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2020), „**Actions sur les structures porteuses**“, *Norme SIA 261.*
- 
- [23] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (1970) **Norm SIA 160: Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten.**
- 
- [24] Société suisse des ingénieurs et des architectes (1975) **Praktische Massnahmen zum Schutze der Bauwerke gegen Erdbebenwirkung. Empfehlung zu Art. 22 der Norm SIA 160 Empfehlung SIA 160/2**
- 
- [25] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2004) "**Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants**" *Cahier technique SIA 2018*
-

---

### Instructions et directives de l'OFROU

- [26] Bundesamt für Strassen, (2005), „Überwachung und Unterhalt der Kunstbauten der Nationalstrassen“, *Richtlinie ASTRA 12002*, [www.astra.admin.ch](http://www.astra.admin.ch)
- [27] Bundesamt für Strassen (2007), „Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken“ *Rundschreiben ASTRA vom 25. April 2007 an die Kantonsingenieure und an die Chefs der kantonalen Autobahnbüros.*
- [28] Bundesamt für Strassen, (2007), „Boden- und Felsanker“, *Richtlinie ASTRA 12005*, [www.astra.admin.ch](http://www.astra.admin.ch)
- [29] Donzel M., Egger M. (2003) "Introduction aux nouvelles normes (swisscodes); dispositions transitoires, réglementations" ([http://www.astra.admin.ch/media/pdfpub/2003-01-24\\_2232\\_f.pdf](http://www.astra.admin.ch/media/pdfpub/2003-01-24_2232_f.pdf)). Circulaire de l'Office fédéral des routes (OFROU) du 24.1.2003 aux ingénieurs cantonaux et aux chefs des bureaux cantonaux des autoroutes, Berne.

---

### Documentations / Rapports

- [30] ASTRA 82003 (2005), Wenk T „Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken“, *Dokumentation, Ausgabe 2005.*
- [31] ASTRA 82017 (2019), "Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken: Bemessung und Überprüfung"
- [32] ASTRA 82018 (2019), "Erdbebensicherheit von Erd- und Stützbauwerken: Fallbeispiele"
- [33] Bundesamt für Umwelt BAFU, (2008), „Erdbebenertüchtigung von Bauwerken. Strategie- und Beispielsammlung aus der Schweiz“, *Umwelt-Wissen Nr. 0832.*
- [34] Bimschas M., Dazio A. (2014) "Sécurité parasismique des ponts existants", *Rapport de recherche 663, projet de recherche AGB 2003/014, OFROU*
- [35] Buckle Ian G. et al. (2006) "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: part 1 – Bridges". *Federal Highway Administration, US Department of Transportation. Publication No. FHWA-HRT-06-032, McLean, Virginia January.*
- [36] Cerema, (2017) „Diagnostic et renforcement sismiques des ponts”.
- [37] Hannewald P., Beyer K. (2014) "Sécurité sismique des ponts existants – comportement plastique - cyclique des piles de pont", *Rapport de recherche 662, projet de recherche AGB 2008/001, OFROU*
- [38] Lestuzzi P., Wenk T. (2003): **Les dimensionnements parasismiques de la norme SIA 263.** *Documentation D 0183. Constructions en acier – Introduction à la norme SIA 263. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.*
- [39] MCEER/ATC-49-1 (2005): "Liquefaction Study Report, Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges" *Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), State University of New York at Buffalo*
- [40] Office Fédéral de l'environnement OFEV (2016) "Sécurité sismique des éléments non structuraux et d'autres installations et équipements"
- [41] Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) et Société National des Chemins de Fer Français (SNCF) (2000) **Ponts courants en zone sismique guide de conception**, *Paris.*
- [42] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2005), Dazio A. "Tragfähigkeit von Betonbauten“, **Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben**, *SIA-Dokumentation D 0211, Einführung in das Merkblatt SIA 2018.*
- [43] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2010), Dazio A „Erdbebensicherheit bestehender Brücken“, **Neues aus der Brückenforschung**, *Dokumentation SIA D 0234.*
- [44] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2002), Joris J.-P., „Das Brücken-Managementsystem im Bundesamt für Strassen“, *Betonbau in der Schweiz, Schweizer Gruppe der Internationalen Vereinigung für Beton (fib-ch),*
- [45] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA, (2003), Marioni A „Innovative Anti-Seismic Devices for Bridges“, **Tagungsband der DACH-Tagung "Aktuelle Probleme der Brückendynamik"**, *Dokumentation D0198.*
- [46] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (1997), Wenk T., Dazio A., Hertelendy P., Zimmerli D, „Das Erdbeben in Italien vom 26. September 1997“, *Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein Vol. 115. No. 44.*
- [47] Société suisse des ingénieurs et des architectes SIA (2003, Wenk T. & Lestuzzi P.), „Erdbeben, in: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken - Einwirkungen auf Tragwerke, Einführung in die Normen SIA 260 und 261“, *Dokumentation SIA D 0181.*
- [48] Tarquini D., Beyer K. (en cours) AGB 2015/002 "Modélisation des Erdbebenverhaltens von Stahlbetonbrückenstützen mit und ohne Bewehrungsstoss im plastischen Gelenk."

- [49] Vogt R. (2005): **Analyse structurale. Documentation D 0211. Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants, introduction au cahier technique SIA 2018.** Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [50] Wenk T. (1997) "**Erdbebensicherung bestehender Bauwerke nach verschiedenen Normen**" Tagungsband der DACH-Tagung "Erdbebensicherung bestehender Bauwerke und aktuelle Fragen der Baudynamik", SIA-Dokumentation D 0145. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich.
- [51] Wenk T. (2005): **Actions sismiques. Documentation D 0211. Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants, Introduction au cahier technique SIA 2018.** Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [52] Wenk T., Lestuzzi P. (2003) **Séismes. Documentation D 0181. Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261.** Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.

#### Publications

- [53] Antonellis G., Panagiotou M. (2014), **Seismic Response of Bridges with Rocking Foundations Compared to Fixed-Base Bridges at a Near-Fault Site**, *Journal of Bridge Engineering*.
- [54] Antonellis G., Panagiotou M. (2015) "**Shake Table Test of Large-Scale Bridge Columns Supported on Rocking Shallow Foundations**" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- [55] Archer, G.C. **The Earthquake Engineering Online Archive NISEE e-Library. Northridge Earthquake. Image-NR882, Image-NR887. South Abutment**, National Information Service for Earthquake Engineering NISEE, <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/>.
- [56] Bachmann H., Ammann W., (1987), „**Schwingungsprobleme bei Bauwerken**“, IVBH, Zürich.
- [57] Bachmann H. (1990) "**Sind Brückenlager für Erdbebenkräfte auszubilden?**" Sonderdruck Nr. 179 aus *Bauingenieur 65*. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich. Birkhäuser Verlag, Basel.
- [58] Bachmann H., (2002), „**Erdbebensicherung von Bauwerken. 2. Auflage**“, Birkhäuser Verlag, Basel.
- [59] Basöz N.I., Kiremidjian A.S., King S.A., Law K.H. (1999) "**Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake**". *Earthquake Spectra*, Vol. 15 No. 1, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California.
- [60] Beyer K., Dazio A., Priestley MJN. (2011) "**Shear Deformations of Slender Reinforced Concrete Walls under Seismic Loading**" *ACI Structural Journal*, V. 108, No. 2.
- [61] Biesiadecki G.L.; Dobry R.; Leventis G.E., Peck, R.B., (2004) "**Rion – Antirion Bridge Foundations: A Blend of Design and Construction Innovation**". *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. 14.
- [62] Buckle Ian G., Freidland Ian M. (1995) "**Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges**" *Federal Highway Administration, US Department of Transportation. Publication No. FHWA-RD-94-052, McLean, Virginia*
- [63] Brühwiler E., Menn C. (2003) "**Stahlbetonbrücken**". 3. Auflage, Birkhäuser Verlag, Wien.
- [64] Chang K.C., Lee Z.K., Loh C.H., Chen C.C., Chou C.C., Huang S.K., (2004), "**Cable Force Analysis and In-Situ Cable Force Test of Gi-Lu Cable-Stayed Bridge. Proceedings of the Third Taiwan-Japan Workshop on Lifeline Performance and Disaster Mitigation**", *National Center For Research On Earthquake Engineering, Report NCREE-04-006, Taipei*.
- [65] Chopra A.K., (2007), "**Dynamics of Structures**", *Prentice Hall*.
- [66] Dazio A. (2005): **Capacité portante de structures en béton. Documentation D 0211. Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants, Introduction au cahier technique SIA 2018.** Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich 2005.
- [67] Dazio A., (2007), „**Vorlesung Erdbebensicherung von Bauwerken**“ *Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich*.
- [68] Dazio A., (2008), „**Inelastische Analyseverfahren im Erdbebeningenieurwesen**“, Kapitel 2 von Erdbebensicherung von Bauwerken II, *Folienkopien HS 2008, ETH Zürich*.
- [69] Dazio A., Seible F.: **Grossversuche zur Validierung der Erdbebenbemessung der neuen San Francisco-Oakland Bay Bridge**. Tagungsband der DACH-Tagung "Aktuelle Probleme der Brückendynamik", SIA-Dokumentation D0198. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten- Verein, Zürich 2003.
- [70] DesRoches R., Fennes G.R (2001) "**Simplified Restrainer Design Procedure for Multiple-Frame Bridges**". *Earthquake Spectra*, Vol. 17, No. 4., Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California 2001.
- [71] Erdik M., Aydinoglu N., Uckan E., Celep U., Apaydin N.: **Lessons Learned over Time. The 1999 Turkey Earthquakes: Bridge Performance and Remedial Actions**. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California 2003.
- [72] Fäh et al. (2003): **Earthquake Catalogue of Switzerland (ECOS) and the related macroseismic database** *Eclogae Geologicae Helvetiae*, v.96 p. 219-236, Basel.

- [73] Fäh, D., Giardini, D., Kästli, P., Deichmann, N., Gisler, M., Schwarz-Zanetti, G., Alvarez-Rubio, S., Sellami, S., Edwards, B., Allmann, B., Bethmann, F., Wössner, J., Gassner-Stamm, G., Fritsche, S., Eberhard, D., (2011). **"ECOS-09 Earthquake Catalogue of Switzerland Release 2011"**. Report and Database. Public catalogue, 17.4.2011. Swiss Seismological Service ETH Zürich, Report SED/RISK/R/001/20110417.
- [74] Giardini, D., Wiemer, S., Fäh, D., Deichmann, N., (2004), **„Seismic Hazard Assessment of Switzerland“**, *Swiss Seismological Service, ETH Zürich*.
- [75] Grünthal G., Musson R.M.W., Schwarz J., Stucchi M., (1998), **„European Macroseismic Scale“**, *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Conseil de l'Europe, Luxembourg (EMS-98)*.
- [76] Hao, Bi, Chouw, Ren (2013) **State-of the-Art Review on Seismic Induced Pounding Response of Bridge Structures**, *Journal of Earthquake and Tsunami, Vol. 7, No. 3*
- [77] Idriss I.M., Boulanger R.W., (2008), **“Soli Liquefaction During Earthquakes”**, **Second Monograph Series MNO-12**, *Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, Kalifornien*.
- [78] Joris J.-P.: Das Brücken-Managementsystem im Bundesamt für Strassen. Betonbau in der Schweiz. Schweizer Gruppe der Internationalen Vereinigung für Beton (fib-ch), Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2002.
- [79] Kowalsky, M.J., Priestley, M.J.N. (2000), **“Improved analytical model for shear strength of circular reinforced concrete columns in seismic regions”** *ACI Structural Journal, vol. 97, no. 3, pp. 388–396*.
- [80] Kramer S.L., (1996), **“Geotechnical Earthquake Engineering”**, *Prentice Hall*.
- [81] Lin M.L., Wang K.L., Chen T.C., (2000), **„Characteristics of the slope failure caused by the Chi-Chi earthquake”**, *International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake, Taipei, Taiwan*.
- [82] Liu R., Palermo A. (2016) **“Controlled rocking, dissipative controlled rocking and multi-hierarchical activation: numerical analysis and experimental testing”** ECCOMAS Congress 2016 VII European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, Crete Island, Greece, 5–10 June 2016.
- [83] Mander, J.B., Priestley M.N. et Park, R (1988), **«Theoretical stress-strain model for confined concrete»** *ASCE Journal of Structural Engineering, Bd. 114, Nr. 8, pp. 1804-1826*.
- [84] Marioni A. (2003): **Innovative Anti-Seismic Devices for Bridges**. *Tagungsband der DACH-Tagung “Aktuelle Probleme der Brückendynamik”, SIA-Dokumentation D0198. Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich 2003*.
- [85] Miari, Choong, Jankowski (2019), **„Seismic Pounding Between Bridge Segments: A State-of-the-Art Review“**, *Archives of Computational Methods in Engineering*
- [86] Moehle J., Eberhard M. (2014) **Earthquake damage to bridges**. Book Chapter, *Bridge Engineering Handbook, Seismic Design By Wai-Fah Chen, Lian Duan, 2nd Edition*.
- [87] Müller F.P., Keintzel E., (1984), **„Erdbebensicherung von Hochbauten“**, *Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin*.
- [88] Paulay T., Priestley M.J.N., (1992), **“Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”** *John Wiley & Sons, Chichester*.
- [89] Pezeshk S., Chang T.S., Yiak K.C., Kung H.T. (1993) **“Seismic Vulnerability Evaluation of Bridges in Memphis and Shelby County, Tennessee”** *Earthquake Spectra, Vol. 9 No. 4., Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California*.
- [90] Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M., (1996), **“Seismic Design and Retrofit of Bridges”**, *John Wiley & Sons, Chichester*.
- [91] Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J., (2007), **“Displacement-Based Seismic Design of Structures”**, *USS Press, Pavia*.
- [92] Sägesser R. & Mayer-Rosa D, (1978), **„Erdbebengefährdung in der Schweiz“**, *Schweizerische Bauzeitung, Nr. 7, Zürich*.
- [93] Schneider J., Kölz E., Bürge M. (2002) **Beurteilung der Erdbebensicherheit eidgenössischer Bauwerke**. *Bundesamt für Wasser und Geologie, Biel*.
- [94] Seible F., Priestley M.J.N., MacRae G., (1995), **“The Kobe Earthquake of January 17, 1995”**, *Structural Systems Research Report No. SSRP - 95/03, University of California, San Diego, La Jolla*.
- [95] Sellami S. et al., (2002), **„Seismic hazard maps of Switzerland”**, *Schweizerischer Erdbebendienst (SED)*.
- [96] Sitar N., Bardet J.P. et al. (2001) **Landslides, Chapter 5 in the 1999 Chi-Chi Taiwan Earthquake Reconnaissance Report**. *Earthquake Spectra, Supplement A to Vol. 17, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California*.
- [97] Skinner R.I. et al. (1993) **“An introduction to seismic isolation”**, John Wiley & Sons Ltd, England.
- [98] Smit P. (2004) **“Entstehung und Auswirkungen von Erdbeben”**. *Forum 4/2004, Bundesamt für Bevölkerungsschutz, Bern*.
- [99] Steinbrugge, K.V. (1971) **I-5/I-210 Image-S4378**, *National Information Service for Earthquake Engineering NISEE, <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/>*.

- 
- [100] Thibault C. (2001) "**Méthode d'évaluation préliminaire du risque sismique sur les ouvrages d'art existants**". *Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, Paris*.
- 
- [101] Wenk T. (2000) **Erdbebensicherung bestehender Bauwerke. Vorlesungsunterlagen zur Vorlesung "Erdbebensicherung von Bauwerken"**. *Institut für Baustatik und Konstruktion IBK, ETH, Zürich*.
- 
- [102] Wenk T., (2011), „**Erdbebensicherung von Bauwerken I, Folienkopien FS 2011**“, *ETH Zürich*.
- 
- [103] Wenk T. & Beyer K., (2011), „**Das Verhalten von Strassenbrücken während des Chile-Erdbebens am 27. Februar 2010**“, *D-A-CH-Mitteilungsblatt, Bauingenieur 86 (2011), Heft 9*.
- 
- [104] Wenk T., Dazio A., Hertelendy P., Zimmerli D. (1997) **Das Erdbeben in Italien vom 26. September 1997**. *Schweizer Ingenieur und Architekt . Vol. 115. No. 44, Zürich*.
- 
- [105] Wotherspoon L.M., Palermo A. (2012) "**Performance of bridges in regions affected by liquefaction during the 2010-2011 Canterbury earthquake sequence**", *Proceedings 15th WCEE Lisboa, Portugal*
- 
- [106] Yashinsky M., Karshenas M.J., (2003), „**Fundamentals of Seismic Protection for Bridges**“, *Second Monograph Series MNO-9, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, Kalifornien*.
- 

#### Fiches techniques

- 
- [107] Earthquake protection systems (EPS), **Triple Pendulum™ Isolator** [www.earthquakeprotection.com/triple-pendulum](http://www.earthquakeprotection.com/triple-pendulum). Consulté octobre 2020
- 
- [108] Freyssinet (2018) "**Earthquake protection devices ISOSISM® range**" *documentation*.
- 
- [109] Jarret Structures - **Preloaded spring dampers (PDS)**, [jarretstructures.com/en/doc/](http://jarretstructures.com/en/doc/). Consulté octobre 2020.
- 
- [110] Mageba **Système de fusible sismique des joints des culées** [www.mageba-group.com/global/fr/1026/Infrastructure/Protection-parasismique/FUSE-BOX-pour-joints-a-lamelles/Detail.htm](http://www.mageba-group.com/global/fr/1026/Infrastructure/Protection-parasismique/FUSE-BOX-pour-joints-a-lamelles/Detail.htm). Consulté octobre 2020.
- 
- [111] MAURER Earthquake protection systems, **documentation MAURER** 09.2020.
- 
- [112] Mageba **LASTO®HDRB High Damping Rubber Bearing** [www.mageba-group.com/latam/en/1026/Industry/Seismic-devices/LASTO-HDRB/Detail.htm](http://www.mageba-group.com/latam/en/1026/Industry/Seismic-devices/LASTO-HDRB/Detail.htm). Consulté octobre 2020.
- 
- [113] Mageba **RESTON®PSD Preloaded Spring Damper** [www.mageba-group.com/sk/en/1026/Industry/Seismic-devices/RESTON-PSD/Detail.htm](http://www.mageba-group.com/sk/en/1026/Industry/Seismic-devices/RESTON-PSD/Detail.htm). Consulté octobre 2020.
-

## Table des illustrations

Fig. 2.1 Influence de la génération des normes parasismiques sur l'ampleur des dégâts subis par 233 ponts dans la zone principale des dégâts du tremblement de terre de Northridge près de Los Angeles en Californie [101].	11
Fig. 2.2 Zones de séisme de la Suisse avec l'intensité correspondante et l'accélération horizontale maximale du sol pour le séisme de dimensionnement selon la norme SIA 160 de 1989 [12].	12
Fig. 2.3 Carte des zones de séisme de la Suisse selon la norme SIA 261 de 2003 et 2014 [14].	14
Fig. 2.4 Nouvelle carte des zones de séisme de la Suisse selon la norme SIA 261 de 2020 [22].	14
Fig. 2.5 Spectres de réponse de la norme SIA 261 de 2020 pour la zone sismique Z2 ( $a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$ ) en comparaison avec ceux de la version précédente.	15
Fig. 2.6 Indice de la force de remplacement en fonction de l'évolution des normes pour les comportements structuraux ductile et non-ductile des piles de ponts en béton armé des classes d'ouvrages CO II et CO III pour la classe de terrain de fondation B dans la zone de séisme Z3b.	17
Fig. 2.7 Répartition des 4280 ponts du réseau des routes nationales, état 2020, selon la génération des normes parasismiques.	21
Fig. 3.1 Chute du tablier d'un pont lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 (à gauche) et au Chili en 2010 (à droite) [30].	22
Fig. 3.2 Effondrement du tablier d'un pont à poutres préfabriquées lors du tremblement de terre de Taiwan en 1999 [30].	23
Fig. 3.3 Déplacement latéral du tablier et chute des appuis sur la palée d'une pile à Kobe en 1995 [30].	23
Fig. 3.4 Ruine de piles de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [30].	24
Fig. 3.5 Voilement d'une pile métallique ronde lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [30].	24
Fig. 3.6 Ruine à l'effort tranchant d'une pile de pont en béton armé lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 [30].	25
Fig. 3.7 Pont-arc en pierres naturelles endommagé lors du tremblement de terre de Cehan dans le sud de la Turquie en 1998 [30] (à gauche), pont-arc en pierres naturelles sur le Rio Claro effondré lors du séisme de Centro-Sur au Chili en 2010, source K. Beyer (à droite).	25
Fig. 3.8 Ponts à trois travées avec appuis fixes à la culée à droite de l'image (image de gauche). Appui longitudinal arraché, sur la culée d'un pont-poutre, Kobe 1995 [30] (à droite).	26
Fig. 3.9 Pont-poutre avec une structure porteuse continue de 657 m de long et appui longitudinal fixe sur la culée, à gauche sur l'image (voir détail Fig. 3.10) [30].	27
Fig. 3.10 Coupe longitudinale d'une culée avec appui longitudinal fixe (image de gauche). Arrachement de la plaque d'ancrage des tirants de $\varnothing 50 \text{ mm}$ scellée contre la paroi arrière de la culée (image de droite), Ombrie 1997 [50], [30].	27
Fig. 3.11 Joints de chaussée endommagés après le tremblement de terre à Taiwan en 1999 [30].	28
Fig. 3.12 Tassements faibles derrière la culée d'un pont-route à Boumerdès, Algérie, en 2003 [30].	28
Fig. 3.13 Endommagement de la culée à cause de tassements (NISEE-PEER, Univ. of California, Berkeley, [55]).	29
Fig. 3.14 Rupture de la culée, I-5/I-210 Interchange, séisme de San-Fernando 1971. (Source: NISEE-PEER, Univ. of California, Berkeley [99], repris du rapport AGB 663 [34]).	29
Fig. 3.15 Dommages sismiques typiques aux ponts par martèlement: cas A entre les tabliers et cas B le tablier du pont et la culée adjacente.(sources: [86],[76]).	30
Fig. 3.16 Tassements généralisés causés par la liquéfaction du sol autour de la dalle de	

fondation sur pieu d'une pile de pont, Kobe, 1995 [30].	32
Fig. 3.17 Exemples de dommages de pont suite au tremblement de terre de Christchurch a) culée nord du pont du chemin Gayhurst; b) culée sud du pont du chemin Avondale; c) culée sud du pont de la promenade ANZAC; d) Culée ouest du pont South Brighton [105].	32
Fig. 4.1 Les joints intermédiaires sont à éviter le plus possible.	34
Fig. 4.2 Articulation Gerber avec longueur d'appui trop courte (viaduc de la Chocolatière sur la N09, aujourd'hui appelé Pont sur le Flon, avant l'assainissement et l'élargissement du banc d'appui Gerber).	34
Fig. 4.3 Sécurisation contre la chute au moyen de butons longitudinaux sur un pont métallique à Taïpeh, Taiwan [30].	35
Fig. 4.4 Joint intermédiaire sur une pile avec danger de chute longitudinale ou latérale de la poutre de bord [30].	35
Fig. 4.5 Capacité de déformation horizontale d'une pile fortement réduite par le pavage massif du bord d'un cours d'eau [30].	36
Fig. 4.6 Sécurisation latérale contre la chute d'une poutre continue au moyen d'un dispositif à embrèvement sur une pile [30].	36
Fig. 4.7 Appui caoutchouc à fort pouvoir amortisseur (à gauche) et appui muni d'éléments amortisseurs à hystérésis (à droite) [84].	37
Fig. 4.8 Amortisseur inséré entre l'élément porteur du pont et la pile avec appui mobile dans le sens longitudinal (pont sur le Rhône à Riddes).	38
Fig. 4.9 Contreventement longitudinal et transversal de conduites [33].	40
Fig. 4.10 Divers types de raccords flexibles [33].	40
Fig. 5.1 Schéma du déroulement de la 1 <sup>ère</sup> phase d'évaluation de la sécurité sismique des ponts-routes existants [30].	43
Fig. 5.2 Schéma du déroulement de la 2 <sup>ème</sup> phase d'évaluation de la sécurité sismique des ponts-routes existants [30]. La valeur $\alpha_{adm}$ a été prise égale à 0,9 dans la documentation de 2005 [30] et a été adaptée à 0,7 (respectivement 0,8 pour la classe CO III) avec la version non-publiée de la documentation révisée en 2013.	45
Fig. 5.3 Lors de l'évaluation de la 1 <sup>ère</sup> phase les ponts-cadres monolithiques encastés dans le sol sont classés comme suffisamment sûrs du point de vue parasismique [30].	48
Fig. 5.4 Lors de l'évaluation de la 1 <sup>ère</sup> phase les ponts monolithiques à béquilles encastés dans le sol sont classés comme suffisamment sûrs du point de vue parasismique.	48
Fig. 6.2 Différentes modélisations de la structure d'un pont [91].	52
Fig. 6.3 Approximation bilinéaire (ligne rouge) de la relation moment-courbure (ligne bleue) d'une poutre en béton armé, d'après [67].	53
Fig. 6.4 Valeurs indicatives proposées pour calculer la rigidité à la flexion effective des éléments de construction en béton armé qui subissent des déformations plastiques sous l'effet de l'action sismique (Fig.2 de la norme SIA 269/8 [20]).	54
Fig. 6.5 Modélisation simplifiée de la flexibilité du sous-sol à l'aide de ressorts linéaires pour les déplacements horizontal et vertical ainsi que pour la rotation (selon [87] de [58]).	56
Fig. 6.8 Spectres de réponse élastique de l'accélération horizontale de la norme SIA 261 (2020) pour la zone sismique Z2 ( $a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$ ) et la classe d'ouvrages CO I ( $\gamma_f = 1,0$ ).	57
Fig. 6.9 Spectres de réponse du déplacement relatif de la norme SIA 261 (2020) pour la zone sismique Z2 ( $a_{gd} = 1,0 \text{ m/s}^2$ ) et la classe d'ouvrages CO I ( $\gamma_f = 1,0$ ).	58
Fig. 6.10 Modèle avec tablier rigide (à droite) pour l'analyse avec la méthode des forces de remplacement d'un pont-poutre rectiligne flottant (à gauche).	59
Fig. 6.11 Modèle avec tablier flexible (en haut) pour l'analyse avec la méthode des forces de remplacement d'un pont-poutre rectiligne, plus long, avec appui longitudinal fixe sur culée rigide (en bas).	60
Fig. 6.12 Modèle avec tablier rigide (en bas) pour l'analyse avec la méthode des forces de remplacement d'un pont-poutre rectiligne dans le sens transversal (en-haut). Le pont est supposé être transversalement libre au niveau des culées.	61
Fig. 6.13 Modèle à pile unique (à droite) pour l'analyse avec la méthode des forces de remplacement, dans la direction transversale, d'une pile de pont-poutre (à gauche).	62
Fig. 7.1 Dimensions minimales des appuis aux culées pour garantir la sécurité contre la	

chute de tabliers de ponts [14].	66
Fig. 7.4 Système de fusible sismique des joints des culées [110].	68
Fig. 8.2 Taux d'infrastructure pour évaluer la proportionnalité des mesures de confortement sismique, en fonction du facteur de conformité $\alpha_{eff}$ et de la classe d'ouvrages d'un pont de CO II-i ou III (Figure 8 de la SIA 269/8 [20]).	70
Fig. 8.3 : Situation de l'ouvrage Brunnenbrücke, par image MISTRA-BS.	72
Fig. 9.1 Stratégies de confortement parasismique représentées dans le diagramme résistance ultime – ductilité [30].	74
Fig. 9.2 Stratégies de confortement parasismique représentées dans le diagramme résistance ultime – période fondamentale pour différentes rigidités [30].	75
Fig. 9.3 Stratégies de confortement représentées dans le diagramme résistance ultime – période fondamentale pour différents amortissements [30].	76
Fig. 9.4 Principes de l'isolation sismique. Spectre en accélération.	78
Fig. 9.5 Exemple d'appui en élastomère fretté épais [108]. A droite : loi de comportement et réponse hystérétique.	78
Fig. 9.6 Principes de l'isolation sismique. Spectre en déplacement.	79
Fig. 9.7 Exemple d'appui en élastomère fretté à noyau de plomb [108]. A droite : Loi de comportement et réponse hystérétique.	79
Fig. 9.8 Exemple d'appui en élastomère fretté d'amortissement élevé [112]. A droite : Loi de comportement et réponse hystérétique.	79
Fig. 9.9 Exemple d'appui à pendule glissant type "SINGLE" et "DOUBLE". En haut : coupes, en bas à gauche : assemblage d'un appareil [111], en bas à droite : Loi de comportement et réponse hystérétique.	80
Fig. 9.10 Déploiement d'un appui à pendule glissant type "TRIPLE" [107]. A droite : loi de comportement et réponse hystérétique.	80
Fig. 9.11 Appui à glissement avec PTFE (l'appui de la figure permet le glissement dans une direction et bloque le mouvement dans l'autre direction) [111]. A droite : loi de comportement et réponse hystérétique.	80
Fig. 9.13 Amortisseurs élasto-plastiques [108]. A droite : loi de comportement et réponse hystérétique.	82
Fig. 9.14 Coupleurs dynamiques [108]. Loi de comportement et réponse hystérétique.	83
Fig. 9.15 Fusibles : Photo et loi de comportement [111].	83
Fig. 9.16 Ressorts amortisseurs précontraints. Fonctionnement et loi de comportement [109], [113].	84
Fig. 9.17 Caractéristiques équivalentes des dispositifs amortisseurs (source EC8-2 [3]).	84
Fig. 9.18 Comportement dynamique des semelles de piles des ponts libres de basculer sur le sol et sur des pieux. a) Pont modélisé ; b) balancement des semelles sur le sol et sur des pieux ; c) réponse hystérétique du cas de balancement sur le sol [53] d) piles testées en modèle réduit et e) leur réponse hystérétique lors d'un séisme (Takatori) de grande magnitude [54].	86
Fig. 9.19 Diagrammes de corps libres et réponse hystérétique pour un bloc rigide sur une fondation rigide utilisant: a) un basculement libre; b) balancement contrôlé; et c) hybride PRESSS (Precast Seismic Structural Systems) / DCR (Dissipative Controlled Rocking) [82].	87
Fig. 9.20 Exemple d'un pont libre de se balancer en Nouvelle-Zélande [97].	87
Fig. 9.21 Exemple d'une fondation libre de glisser à sa base. Pont Rion-Antirion, Grèce [61].	88
Fig. 10.1 Vue du Brunnenbrücke.	90
Fig. 10.2 Coupe longitudinale avec, en haut, le support longitudinal fixe des deux ponts dans l'état initial et, en bas, le support flottant après le confortement au moyen d'une isolation sismique avec des appuis en élastomère très amortissants.	90
Fig. 10.3 Confortement avec des appuis en caoutchouc à amortissement élevé au niveau de la pile.	91
Fig. 10.5 Vue du Singerbrücke D avec l'appui longitudinal fixé à l'origine sur la culée, visible à l'arrière-plan à droite sur la photo.	92

Fig. 10.6 Coupe longitudinale avec, en haut, le schéma de l'appui longitudinal fixe au niveau de la culée à droite, dans l'état initial, et en bas, le système d'appui longitudinal flottant avec des appuis fixes sur les deux piles centrales, après le confortement..... 92

Fig. 10.9 Vue des ponts jumeaux du Bois-Homogène, avec les deux ponts à rampe..... 94

Fig. 10.10 Plan de situation des ponts jumeaux du Bois-Homogène avec plan du système d'appuis. Les appuis en caoutchouc nouvellement installés sont représentés en bleu. Les appuis existants, fixés dans les deux directions, sont indiqués en rouge, les appuis mobiles dans une direction sont indiqués en jaune et les appuis mobiles dans les deux directions sont représentés en vert..... 94

Fig. 10.11 Nouvel appui en élastomère à amortissement élevé, pour remplacer un appui à pot fixe, sur l'appui côté Bex..... 95

Fig. 10.13 Pont sur le Rhône à Riddes. Vue d'en haut et vue latérale..... 96

Fig. 10.14 Concept des appuis pour le pont sud..... 96

Fig. 10.15 Concept des appuis de l'ouvrage conforté..... 97

Fig. 10.16 Les quatre amortisseurs visqueux (FVD), deux par pont, stockés avant mise en place..... 97

Fig. IV.1 Dimensions et propriétés du matériau des piles de pont..... 104

Fig. IV.2 Paramètres de l'analyse par section..... 104

Fig. IV.3 Relation moment-courbure de la section considérée. Les courbures auxquelles les allongements limites pour les piles avec recouvrement  $\epsilon_{cu,St}$ , le béton  $\epsilon_{cu}$  et l'armature  $\epsilon_{su}$  sont atteintes, sont indiquées..... 105

Fig. IV.4 Déformation en flexion d'une pile avec (mit Stoss) et sans (ohne Stoss) recouvrement des barres au pied..... 106

Fig. IV.5 Rapport des déformations en cisaillement et en flexion en fonction de l'allongement axial de la section..... 107

Fig. IV.6 Relation force-déplacement en tête pour une pile avec (mit Stoss) et sans recouvrement de l'armature longitudinale (ohne Stoss)..... 107

## Liste des modifications

Édition	Version	Date	Modifications
2024	2.12	06.06.2024	<ul style="list-style-type: none"><li>• Publication de la version allemande</li><li>• Corrections formelles de la version française</li></ul>
2023	2.11	03.10.2023	<ul style="list-style-type: none"><li>• Adaptation du chapitre pour la proportionnalité des mesures.</li></ul>
2020	2.10	30.09.2021	<ul style="list-style-type: none"><li>• Adaptation du titre par rapport à la norme SIA 269/8.</li><li>• Corrections et adaptations rédactionnelles.</li></ul>
2020	2.00	28.01.2021	<ul style="list-style-type: none"><li>• Adaptation à la norme SIA 269/8.</li><li>• Méthode en poussé progressive (analyse pushover).</li><li>• Isolation sismique.</li></ul>
2005	1.00	01.01.2005	<ul style="list-style-type: none"><li>• Entrée en vigueur de l'édition 2005 (version originale en allemand).</li></ul>

