

École polytechnique de Louvain

Harmonisation des approches force et déplacement selon la seconde génération de l'Eurocode 8

Application aux ossatures en béton armé

Auteur: **Sammy DE VISSCHER**

Promoteurs: **João SARAIVA ESTEVES PACHECO DE ALMEIDA, António ARAÚJO CORREIA**

Lecteurs: **Catherine DONEUX, Humberto VARUM**

Année académique 2020–2021

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Résumé

Lorsqu'il s'agit de dimensionnement parasismique, les normes actuelles mettent l'accent sur une approche traditionnelle basée sur les forces, qui repose sur des simplifications et des hypothèses fortes si bien que le rapprochement avec la réalité physique se fait ressentir. En effet, un évènement sismique impose bel et bien des déplacements (ou déformations) à une structure, et non pas un jeu de forces.

De plus, les dommages occasionnés sont directement liés aux déformations excessives. Dès lors, si les déplacements sont maîtrisés, on s'attend à ce que les dommages soient mieux contrôlés, offrant la liberté aux concepteurs de jouer sur les multiples combinaisons de ductilité et de résistance d'une structure. C'est pourquoi, dans sa seconde génération, l'Eurocode 8 entend étoffer les méthodes de dimensionnement en proposant une approche basée sur les déplacements. Bien qu'une telle approche soit déjà présente dans les normes de calculs, elle manque encore cruellement de critères de vérification simples, avant de pouvoir prétendre les utiliser à des fins de dimensionnement.

Le projet de fin d'études proposé dans le présent document constitue une humble contribution à la seconde génération de l'Eurocode 8, en s'attardant sur la problématique d'harmonisation des deux approches de dimensionnement : basée sur les forces et sur les déplacements, en se focalisant sur les portiques en béton armé. En effet, la personne en charge du projet devrait, en toute logique, obtenir un dimensionnement similaire et cela peu importe l'approche qu'il décide d'adopter. A cette fin, les méthodes basées sur les forces et sur les déplacements doivent être cohérentes.

Abstract

When we talk about seismic design, current standards emphasise a traditional force-based approach, based on simplifications and strong assumptions, so that there is little connection with physical reality. Indeed, a seismic event imposes displacements (or deformations) on a structure, and not a set of forces.

Furthermore, the damage caused is directly related to excessive deformations. Therefore, if displacements are controlled, damage is expected to be better controlled, giving designers the freedom to play with the multiple combinations of ductility and resistance of a structure. Therefore, in its second generation, Eurocode 8 intends to expand the design methods by proposing a displacement-based approach. Although such an approach is already present in the design standards, it still lacks simple verification criteria before it can be used for design purposes.

The final project proposed in this document is a humble contribution to the second generation of Eurocode 8, focusing on the issue of harmonising the two design approaches: force-based and displacement-based, with emphasis on reinforced concrete frames. Indeed, the person in charge of the project should logically obtain a similar design regardless of the approach he decides to adopt. To this end, the force-based and displacement-based methods should be consistent.

Remerciements

La réalisation de ce travail de fin d'études n'aurait pas été possible sans le soutien et la contribution directe ou indirecte de certaines personnes que je tiens à remercier.

Pour commencer, je remercie les deux personnes qui m'ont suivi tout au long de cette aventure J.P Almeida et A.A Correia, pour leurs conseils, leur disponibilité malgré leurs agendas complètement irréalistes, mais aussi leur incroyable bonne humeur lors de nos réunions, bien que malheureusement numériques.

Je tenais également à remercier les personnes qui ont pris soin de relire attentivement le mémoire. Mes amis Arnaud Paquet et Miguel Freixo, Catherine et Xavier Gamme. Mention spéciale à ce dernier qui fût également un incroyable maître de stage, durant lequel il m'a appris à maîtriser Scia, logiciel largement utilisé dans le cadre de ce mémoire.

Je remercie particulièrement mes parents pour m'avoir soutenu, encouragé et motivé tout au long de l'année, et cela d'une façon qui leur est propre. D'un côté ma chère Maman, l'élève modèle par excellence, qui fût d'une grande inspiration et prit le temps de relire minutieusement mon travail à plusieurs reprises. A l'autre extrême, mon père, pour qui le sport est synonyme de bien être et relève plus d'un besoin vital que d'un plaisir temporaire. Il m'a permis de prendre le recul nécessaire à certaines problématiques pour éviter des prises de tête inutiles. Je n'oublie pas mon petit frère, Simon, qui a incontestablement joué un rôle probablement impossible à définir.

J'ai la chance d'être entouré de personnes incroyables, ce qui a rendu l'impact du Covid19 sur mes interactions sociales presque inexistant à mes yeux, que je tiens à remercier. Mon ami d'enfance, Nathan Koob pour ces nombreux moments d'évasion. Mon frère de coeur, Arty et les voisins Lionel et Thomas pour avoir partagé ces nombreux moments de confinement. Mon groupe d'amis formé depuis l'école secondaire, d'une amitié et loyauté sans faille, merci les Tozz. Et enfin, Alicia qui mériterait un paragraphe à elle seule pour m'avoir supporté toutes ces années.

Ce travail marque aussi la fin de mes études universitaires qui furent, et resteront, sans doute parmi les plus belles années de ma vie. Je profite donc de ce moment pour remercier toutes les personnes que j'ai rencontrées au cours de ces années d'études inoubliables : des amis, des collègues, des professeurs.

Finalement, je tiens à remercier l'UCLouvain pour ces incroyables années d'études. Comme on entend souvent en s'y baladant, *Louvain-la-Neuve [...] jamais je ne t'oublierai !*

"Everything should be made as simple as possible, but not simpler"
- Albert Einstein

Table des figures

I.A.1	Adoption des Eurocodes à travers le monde (issu de [2])	2
I.A.2	Carte de l'aléa sismique en Europe (issu de [7])	4
II.A.1	Composantes d'un système à un degré de liberté (SDoF) [12]	9
II.A.2	Spectre de réponse élastique (SDoF) [12]	12
II.A.3	Illustration <i>Equal Energy Principle</i> et <i>Equal Displacement Principle</i> (adapté de [14])	13
II.A.4	Design en Capacité : analogie de la chaîne (adapté de [14])	14
II.B.1	Spectre de réponse élastique de Type 1 selon l'EC8	17
II.B.2	Spectre de réponse élastique de Type 2 selon l'EC8	17
II.B.3	Illustration de la distribution des forces latérales équivalentes sur la hauteur d'une structure (adapté de [12])	19
II.C.1	Conversion MDoF (a) vers SDoF équivalent (b)	26
II.C.2	Idéalisation de la courbe de capacité selon la seconde génération de l'Eurocode 8 : Bilinéaire (a), Bilinéaire avec comportement <i>post pic</i> pris en considération (b) (issu de [19])	27
II.C.3	Procédure d'identification du déplacement cible pour les moyennes périodes (a) et les faibles périodes (b)	28
II.C.4	Illustration du critère de vérification globale tel que défini dans EN1998-1-1 :202430	
II.C.5	Illustration de la rotation angulaire d'une poutre et des colonnes d'un portique simple	31
II.D.1	Représentation de la réduction des forces de dimensionnement avec utilisation de facteur de comportement	33
II.D.2	Représentation schématique d'une analyse statique non-linéaire en vue de l'obtention du point de fonctionnement.	34
II.D.3	Représentation du coefficient de vérification globale $\alpha_{d,SD}$	34
II.D.4	Représentation du coefficient de vérification locale $\alpha_{\theta,SD}$	34
II.D.5	Méthodologie générale du travail de fin d'études	36
II.D.6	Processus de dimensionnement	36
II.E.1	Composantes du facteur de comportement q_D , q_S et q_R (inspiré de [16])	39
II.E.2	Valeurs recommandées du facteur de comportement pour les structures en béton armé selon la seconde génération de l'Eurocode 8	39
II.E.3	Schémas de rupture possible d'un portique. Illustration de gauche : mécanisme appelé étage faible, ou <i>soft storey</i> . Illustration centrale : mécanisme intermédiaire. Illustration de droite : mécanisme souhaité (issu de [27])	42

II.E.4	Détermination de l'effort tranchant de calcul d'une poutre selon le principe de dimensionnement en capacité (issu de [18]).	43
II.E.5	Illustration des recommandations sur la disposition des armatures transversales dans une poutre (issu de [18]).	45
II.E.6	Détermination de l'effort tranchant de calcul d'une colonne selon le principe de dimensionnement en capacité (issu de [18]).	46
II.E.7	Illustration d'un joint entre une colonne et deux poutres représentative d'un joint d'ossature en portique (issu de [27]).	47
III.A.1	Vue en plan de la structure étudiée : trois portiques parallèles.	52
III.A.2	Vue en élévation du portique central de référence et nomenclature des éléments constitutifs	53
III.A.3	Vue en élévation des portiques centraux et nomenclature des éléments constitutifs	53
III.A.4	Spectres de réponse élastique (noir) et spectre de réponse de calcul (couleur) pour un sol de type D en fonction de la structure étudiée	57
III.A.5	Spectres de réponse élastique (noir) et spectre de réponse de calcul (couleur) pour un sol de type B en fonction de la structure étudiée	58
III.A.6	Logo Scia Engineer (issu de [32])	60
III.A.7	Interface de dimensionnement paramétrique dans Scia Engineer	60
III.B.1	Représentation schématique d'une poutre munie d'armature supérieure et inférieure soumise à un effort de flexion M (issu de [28]).	66
III.B.2	Illustration des excentricités à prendre en compte pour le dimensionnement d'une colonne élancée (issu de [28]).	73
III.B.3	Armatures typiques d'un portique en béton armé, issu de [27].	74
III.B.4	Processus de construction du diagramme d'interaction d'un élément soumis à un effort combiné MN (issu de [28])	78
III.B.5	Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (droite) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (gauche) du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g.	78
III.B.6	Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g	79
III.B.7	Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g	79
III.B.8	Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g	79
III.B.9	Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g	80
III.B.10	Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g	80
III.B.11	Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g	80
III.B.12	Déplacement entre étages (<i>inter-storey drift</i> ISD) des portiques 5S-TypeB	85
IV.A.1	Logo SeismoSoft (issu de [33])	88
IV.A.2	Lois constitutives des matériaux selon un graphique contrainte σ - déformation ϵ , issu de [33]	88
IV.A.3	Relation contrainte σ - déformation ϵ du béton confiné (gauche) et illustration des zones confinées et non confinées (droite)	89

IV.A.4	Courbes de capacité, ou <i>pushover curve</i> , des 28 portiques étudiés	92
IV.A.5	Exemple de bilinéarisation de la courbe de capacité du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g.	95
IV.A.6	Procédure d'établissement des points de fonctionnement du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g correspondant aux états limites DL (vert) , SD (orange) et NC (rouge).	96
IV.A.7	Position des états limites <i>near collapse NC</i> , <i>significant damage SD</i> et <i>damage limitation DL</i> des portiques 5S-TypeB	99
IV.A.8	Position des états limites <i>near collapse NC</i> , <i>significant damage SD</i> et <i>damage limitation DL</i> des portiques 5S-TypeD	100
IV.A.9	Position des états limites <i>near collapse NC</i> , <i>significant damage SD</i> et <i>damage limitation DL</i> des portiques 3S-TypeB	101
IV.A.10	Position des états limites <i>near collapse NC</i> , <i>significant damage SD</i> et <i>damage limitation DL</i> des portiques 8S-TypeB	102
IV.B.1	Présentation des approches du calcul des composantes du facteur de comportement (adapté de A.A Correia)	103
IV.B.2	Représentation des forces utiles pour le calcul des composantes du facteur de comportement.	106
IV.B.3	Représentation des facteurs de comportement globaux à l'état limite <i>significant damage SD</i>	108
IV.C.1	Zone de plastification des portiques 5S-TypeB-DC3-0,85g, 3S-TypeB-DC3-0,85g et 8S-TypeB-DC3-0,85g à l'état limite <i>significant damage SD</i>	113
IV.C.2	Évolution des déformations du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g aux états limites <i>damage limitation DL</i> (gauche), <i>significant damage SD</i> (centre) et <i>near collapse NC</i> (droite)	115
IV.C.3	Évolution des déformations du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g aux états limites <i>damage limitation DL</i> (gauche), <i>significant damage SD</i> (centre) et <i>near collapse NC</i> (droite)	116
IV.C.4	Évolution des déformations du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g aux états limites <i>damage limitation DL</i> (gauche), <i>significant damage SD</i> (centre) et <i>near collapse NC</i> (droite)	116
IV.C.5	Relation entre les coefficients global et local α_d et α_θ	117
IV.D.1	Représentation des facteurs de comportement globaux à l'instant où $\alpha_\theta = 0,5$.	120
IV.D.2	Relation entre augmentation de l'intensité sismique requise et le facteur de comportement, pour les classes de ductilité DC3, DC2 et DC1	121
A.1	Classes de Sol (issu de [4])	127
B.1	Section des armatures (issu de [28])	128
C.1	Table de dimensionnement de poutres soumises à un effort de flexion (issu de [28])	129
D.1	Table de dimensionnement de colonnes soumises à un effort combiné (issu de [28])	130
K.1	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g.	177

K.2	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g	178
K.3	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g.	178
K.4	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g	179
K.5	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g.	179
K.6	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g	180
K.7	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g.	180
K.8	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g	181
K.9	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g.	181
K.10	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g	182
K.11	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g.	182
K.12	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g	183
K.13	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g.	183
K.14	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g	184
L.1	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g.	185
L.2	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g	186
L.3	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g.	188
L.4	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g	188
L.5	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g.	190
L.6	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g	190
L.7	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g.	192
L.8	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g	192
L.9	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC2-0,50g.	194
L.10	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC2-0,50g	195
L.11	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC2-0,25g.	196
L.12	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC2-0,25g	197
L.13	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC1-0,25g.	198
L.14	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC1-0,25g	199
L.15	Déplacement entre étage (<i>inter storey drift</i> ISD) des portiques 5S-TypeD. . . .	201
M.1	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g.	202
M.2	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g	202

M.3	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g.	204
M.4	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g	204
M.5	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g.	206
M.6	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g	206
M.7	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g.	208
M.8	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g	208
M.9	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g.	210
M.10	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g	210
M.11	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g.	211
M.12	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g	212
M.13	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g.	213
M.14	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g	213
M.15	Déplacement entre étage (<i>inter storey drift</i> ISD) des portiques 3S-TypeB . . .	215
N.1	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g.	216
N.2	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g	217
N.3	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g.	220
N.4	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g	220
N.5	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g.	223
N.6	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g	223
N.7	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g.	226
N.8	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g	226
N.9	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g.	229
N.10	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g	229
N.11	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g.	232
N.12	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g	232
N.13	Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g.	234
N.14	Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g	235
N.15	Déplacement entre étage (<i>inter storey drift</i> ISD) des portiques 8S-TypeB . . .	237

Liste des tableaux

II.A.1	Synthèse des méthodes d'analyse	15
II.C.1	Correspondance entre période de retour et probabilité de dépassement en fonction des états limites	23
II.E.1	Quantité minimale d'armatures dans les zones en traction des poutres	44
II.E.2	Quantité maximale d'armatures dans les zones en traction des poutres	44
3	Détail des ossatures en béton armé analysées dans ce travail : paramètre et nomenclature.	50
4	Label des 28 ossatures analysées	51
III.A.1	Propriétés mécaniques du béton selon l'Eurocode 2	54
III.A.2	Propriétés mécaniques de l'acier selon l'Eurocode 2	54
III.A.3	Coefficients de sécurité des matériaux	55
III.A.4	Détail des charges gravitaires s'exerçant aux différents étages du portique central selon EN1991-1-1 [31]	55
III.A.5	Paramètres définissant les spectres de réponse selon EN1998-1 :2004	56
III.A.6	Charges uniformément distribuées le long des poutres du portique central	59
III.A.7	Masses uniformément distribuées le long des poutres du portique central	59
III.B.1	Calcul de l'effort tranchant à la base des portiques 5S-TypeB selon la méthode des forces latérales équivalentes.	63
III.B.2	Calcul de l'effort tranchant à la base des portiques 5S-TypeD selon la méthode des forces latérales équivalentes.	63
III.B.3	Calcul de l'effort tranchant à la base des portiques 3S-TypeB selon la méthode des forces latérales équivalentes.	63
III.B.4	Calcul de l'effort tranchant à la base des portiques 8S-TypeB selon la méthode des forces latérales équivalentes	64
III.B.5	Distribution des forces latérales équivalentes des portiques 5S-TypeB	64
III.B.6	Distribution des forces latérales équivalentes des portiques 5S-TypeD	65
III.B.7	Distribution des forces latérales équivalentes des portiques 3S-TypeB	65
III.B.8	Distribution des forces latérales équivalentes des portiques 8S-TypeB	65
III.B.9	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g	68
III.B.10	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g (UC = <i>Unity Check</i>)	68
III.B.11	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g	68
III.B.12	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g (UC = <i>Unity Check</i>)	69
III.B.13	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g	69

III.B.14	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g (UC = <i>Unity Check</i>)	69
III.B.15	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g	70
III.B.16	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g (UC = <i>Unity Check</i>)	70
III.B.17	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g	70
III.B.18	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g (UC = <i>Unity Check</i>)	71
III.B.19	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g	71
III.B.20	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g (UC = <i>Unity Check</i>)	71
III.B.21	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g	72
III.B.22	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g (UC = <i>Unity Check</i>)	72
III.B.23	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g	74
III.B.24	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g	75
III.B.25	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g	75
III.B.26	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g	76
III.B.27	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g	76
III.B.28	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g	77
III.B.29	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g	77
III.B.30	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g	82
III.B.31	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g	82
III.B.32	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g	83
III.B.33	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g	83
III.B.34	Propriétés dynamiques des portiques issu de l'analyse élastique linéaire	84
IV.A.1	Paramètres des portiques équivalents SDoF 5S-TypeB	94
IV.A.2	Paramètres des portiques équivalents SDoF 5S-TypeD	94
IV.A.3	Paramètres des portiques équivalents SDoF 3S-TypeB	94
IV.A.4	Paramètres des portiques équivalents SDoF 8S-TypeB	95
IV.A.5	Facteur de performance en fonction de la classe de conséquence et l'état limite (issu de [18])	96
IV.A.6	Détermination des déplacements cibles <i>DL</i> , <i>SD</i> et <i>NC</i> des portiques 5S-TypeB .	97
IV.A.7	Détermination des déplacements cibles <i>DL</i> , <i>SD</i> et <i>NC</i> des portiques 5S-TypeD .	97
IV.A.8	Détermination des déplacements cibles <i>DL</i> , <i>SD</i> et <i>NC</i> des portiques 3S-TypeB .	97
IV.A.9	Détermination des déplacements cibles <i>DL</i> , <i>SD</i> et <i>NC</i> des portiques 8S-TypeB .	98
IV.B.1	Nomenclature des méthodes de calcul des composantes du facteur de comporte- ment en fonction de la réponse élastique/inélastique de la structure	105
IV.B.2	Composantes du facteur de comportement à l'état limite <i>significant damage SD</i>	107
IV.C.1	Coefficient de vérification local et global pour les états limites <i>significant damage SD</i> et <i>near collapse NC</i> des portiques 5S-TypeB	111

IV.C.2	Coefficient de vérification local et global pour les états limites <i>significant damage SD</i> et <i>near collapse NC</i> des portiques 5S-TypeD	111
IV.C.3	Coefficient de vérification local et global pour les états limites <i>significant damage SD</i> et <i>near collapse NC</i> des portiques 3S-TypeB	111
IV.C.4	Coefficient de vérification local et global pour les états limites <i>significant damage SD</i> et <i>near collapse NC</i> des portiques 8S-TypeB	112
IV.D.1	Calibration des facteurs de comportement pour un état de déformation locale imposé correspondant à un coefficient $\alpha_\theta = 0,5$	119
G.1	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,85g	137
G.2	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,67g	138
G.3	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,44g	140
G.4	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,22g	141
G.5	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC2-0,44g	142
G.6	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC2-0,22g	143
G.7	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC1-0,22g	145
H.1	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,96g	147
H.2	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,75g	148
H.3	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,50g	150
H.4	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,25g	151
H.5	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC2-0,50g	152
H.6	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC2-0,25g	153
H.7	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC1-0,25g	155
I.1	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC3-0,85g	157
I.2	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC3-0,67g	157
I.3	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC3-0,44g	158
I.4	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC3-0,22g	159

I.5	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC2-0,44g	160
I.6	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC2-0,22g	161
I.7	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC1-0,22g	162
J.1	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC3-0,85g	165
J.2	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC3-0,67g	167
J.3	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC3-0,44g	169
J.4	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC3-0,22g	170
J.5	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC2-0,44g	172
J.6	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC2-0,22g	174
J.7	Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC1-0,22g	176
L.1	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g	186
L.2	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g (UC = <i>Unity Check</i>)	186
L.3	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g	187
L.4	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g	187
L.5	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g	188
L.6	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g (UC = <i>Unity Check</i>)	189
L.7	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g	189
L.8	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g	189
L.9	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g	190
L.10	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g (UC = <i>Unity Check</i>)	191
L.11	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g	191
L.12	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g	191
L.13	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g	193
L.14	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g (UC = <i>Unity Check</i>)	193
L.15	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g	193
L.16	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g	194
L.17	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC2-0,50g	195

L.18	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC2-0,50g (UC = <i>Unity Check</i>)	195
L.19	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC2-0,50g	196
L.20	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC2-0,25g	197
L.21	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC2-0,25g (UC = <i>Unity Check</i>)	197
L.22	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC2-0,25g	198
L.23	Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC1-0,25g	199
L.24	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC1-0,25g (UC = <i>Unity Check</i>)	199
L.25	Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC1-0,25g	200
M.1	Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g	203
M.2	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g (UC = <i>Unity Check</i>)	203
M.3	Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g	203
M.4	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g	203
M.5	Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g	204
M.6	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g (UC = <i>Unity Check</i>)	205
M.7	Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g	205
M.8	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g	205
M.9	Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g	206
M.10	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g (UC = <i>Unity Check</i>)	207
M.11	Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g	207
M.12	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g	207
M.13	Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g	208
M.14	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g (UC = <i>Unity Check</i>)	209
M.15	Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g	209
M.16	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g	209
M.17	Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g	210
M.18	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g (UC = <i>Unity Check</i>)	211
M.19	Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g	211
M.20	Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g	212
M.21	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g (UC = <i>Unity Check</i>)	212
M.22	Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g	212
M.23	Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g	213
M.24	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g (UC = <i>Unity Check</i>)	214

M.25	Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g	214
N.1	Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g	217
N.2	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g ($UC = Unity\ Check$)	218
N.3	Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g	218
N.4	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g	219
N.5	Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g	221
N.6	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g ($UC = Unity\ Check$)	221
N.7	Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g	222
N.8	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g	222
N.9	Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g	224
N.10	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g ($UC = Unity\ Check$)	224
N.11	Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g	225
N.12	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g	225
N.13	Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g	227
N.14	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g ($UC = Unity\ Check$)	227
N.15	Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g	228
N.16	Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g	228
N.17	Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g	230
N.18	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g ($UC = Unity\ Check$)	230
N.19	Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g	231
N.20	Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g	233
N.21	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g ($UC = Unity\ Check$)	233
N.22	Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g	234
N.23	Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g	235
N.24	Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g ($UC = Unity\ Check$)	236
N.25	Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g	236

Table des matières

Résumé	i
Remerciements	i
Table des figures	vi
Liste des tableaux	xii
I Contextualisation	1
I.A Introduction	2
I.A.1 Motivation	3
I.A.2 Objectif	4
I.A.3 Structure du travail	6
II Concepts Théoriques	7
II.A Principes fondamentaux de l'analyse sismique	8
II.A.1 Rappel de dynamique	8
II.A.1.1 Single Degree of Freedom	9
II.A.1.2 Multi Degree of Freedom	10
II.A.2 Spectre de réponse	11
II.A.3 Facteur de Comportement	12
II.A.4 Design en Capacité.	14
II.A.5 Synthèse des méthodes d'analyse existantes	15
II.B Approche basée sur les forces selon l'Eurocode 8 (EN1998-1-1 :2024 et EN1998-1 :2004)	16
II.B.1 Représentation de l'action sismique	16
II.B.2 Analyse par forces latérales équivalentes.	18
II.C Approche basée sur les déplacements selon l'Eurocode 8 (EN1998-1-1 :2024 et EN1998-1 :2004)	21
II.C.1 Niveau de performance.	22
II.C.2 Analyse statique non-linéaire en poussée progressive	23
II.C.3 Procédure non-linéaire : N2	24
II.C.3.1 Système équivalent à un degré de liberté SDoF	25

II.C.3.2	Bilinéarisation de la courbe	26
II.C.3.3	Point de fonctionnement	27
II.C.4	Vérification aux états limites	29
II.C.4.1	Vérification globale	29
II.C.4.2	Vérification locale	30
II.D	Harmonisation des approches force et déplacement	32
II.D.1	Méthodologie	33
II.D.2	Futur processus de dimensionnement selon la seconde génération de l'Euro- code 8	36
II.D.3	Quel est l'intérêt ?	36
II.E	Synthèse des recommandations de EN1998-1-1 :2024 & EN1998-1-2 :2025	37
II.E.1	Classification des bâtiments	37
II.E.2	Facteur de comportement	38
II.E.3	Modélisation	40
II.E.3.1	Masses	40
II.E.3.2	Rigidité	40
II.E.3.3	Excentricité minimum	40
II.E.3.4	Considération du calcul au second ordre	41
II.E.3.5	Limitation du déplacement entre étages	41
II.E.4	Règles spécifiques de dimensionnement	41
II.E.4.1	Poutres	42
II.E.4.2	Colonnes	45
II.E.4.3	Joints	46
II.E.4.4	Dispositions pour les ancrages et les recouvrements d'armatures	47
III	Modèles Numériques et Dimensionnement	49
III.A	Présentation des modèles d'analyse	52
III.A.1	Géométrie	52
III.A.2	Matériaux	54
III.A.3	Charges et masses	55
III.A.4	Présentation de Scia Engineer	59
III.B	Dimensionnement par méthode des forces latérales équivalentes	61
III.B.1	Paramètres et hypothèses de dimensionnement	61
III.B.2	Forces équivalentes	62
III.B.3	Dimensionnement des poutres	66
III.B.4	Dimensionnement des colonnes	72
III.B.5	Vérification des joints	81
III.B.6	Analyse de la réponse structurale	84

IV	Analyse Non-Linéaire et Calibration des Paramètres d'Intérêt	86
IV.A	Analyse statique non-linéaire (Pushover)	87
IV.A.1	Présentation de SeismoStruct	87
IV.A.2	Choix de modélisation	88
IV.A.2.1	Matériaux	88
IV.A.2.2	Types d'éléments finis	89
IV.A.2.3	Hypothèses et vérifications	90
IV.A.3	Courbes de capacité ou <i>pushover curves</i>	92
IV.A.4	Bilinéarisation des courbes de capacité	93
IV.A.5	Points de fonctionnement	95
IV.B	Vérification des composantes du facteur de comportement	103
IV.C	Coefficient de vérification global et local	109
IV.C.1	Critère global	109
IV.C.2	Critère local	110
IV.C.3	Résultats	110
IV.C.4	Analyse des résultats.	112
IV.C.4.1	Influence des paramètres de dimensionnement	113
IV.C.4.2	Évolution des déformations.	114
IV.C.4.3	Relation entre α_d et α_θ	116
IV.D	Tentative de calibration	118
V	Conclusion Générale	122
VI	Annexes	126
A	Classes de Sol selon EN1998-1-1 :2004	127
B	Section usuelle d'armatures	128
C	Table de dimensionnement d'une poutre soumise à un effort de flexion	129
D	Table de dimensionnement d'une colonne soumise à un effort combiné	130
E	Calcul du moment résistant des éléments poutre et colonne	131
F	Calcul des rotations angulaires de plastification et ultime selon EN1998-1-1 :2024	133
G	Etat de déformation SD & NC des portiques 5S-TypeB	136
H	Etat de déformation SD & NC des portiques 5S-TypeD	146
I	Etat de déformation SD & NC des portiques 3S-TypeB	156

J	Etat de déformation SD & NC des portiques 8S-TypeB	163
K	Dimensionnement des portiques 5S-TypeB	177
L	Dimensionnement des portiques 5S-TypeD	185
M	Dimensionnement des portiques 3S-TypeB	202
N	Dimensionnement des portiques 8S-TypeB	216
	Bibliographie	238

Première partie

Contextualisation

Chapitre I.A

Introduction

Depuis le début du 21^e siècle, les **Eurocodes** font partie intégrante du quotidien des sociétés de construction et du génie civil, constituant un document de référence en matière de méthodes d'analyse et de contrôle de conformité des structures. Introduits par la **Commission Européenne de Normalisation** (CEN), les Eurocodes répondent à une demande d'harmonisation des spécifications techniques des méthodes d'analyse et de dimensionnement des structures du génie civil et des bâtiments à travers les états membres de l'Union Européennes (UE) [1].

Les Eurocodes constituent une base de référence pour le dimensionnement des structures dont les traductions adoptées par chaque pays sont accompagnées d'annexes nationales de façon à laisser l'opportunité aux états de définir les paramètres propres à leur région. En pratique, les Eurocodes regroupent les observations et avancées scientifiques les plus récentes de façon à garantir l'intégrité structurale des ouvrages, leur fiabilité et leur stabilité à long terme.

La Figure I.A.1 illustre l'étendue actuelle de l'adoption et l'application de ces textes à travers le monde. On dénombre 28 pays utilisateurs des Eurocodes (en bleu foncé sur la carte), un bon nombre de pays dans lesquels les Eurocodes sont en cours d'adoption (bleu clair sur la carte) et quelques pays qui marquent leur intérêt pour les Eurocodes (bleu turquoise). L'impact des Eurocodes n'est donc plus uniquement restreint aux frontières européennes.

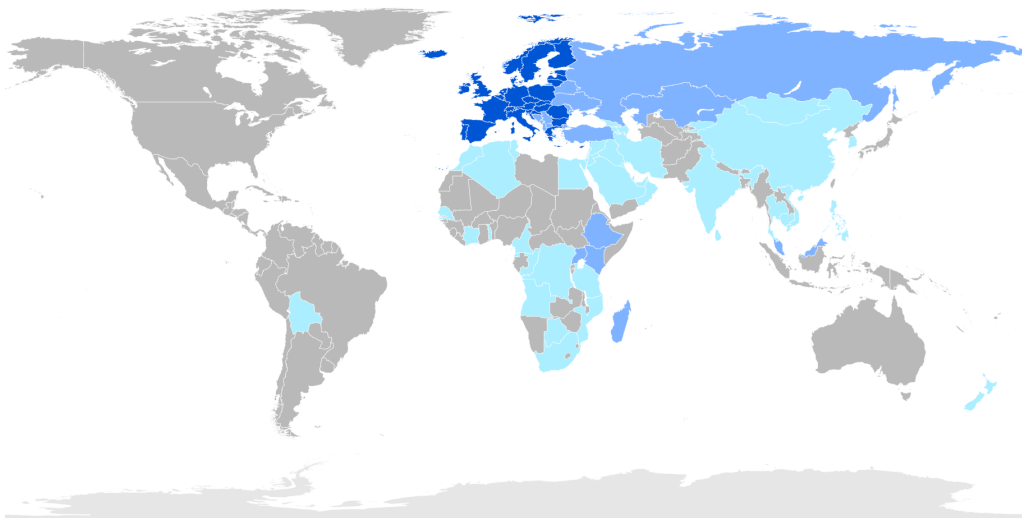


FIGURE I.A.1 – Adoption des Eurocodes à travers le monde (issu de [2])

De plus, l'introduction des Eurocodes a un réel enjeu économique, offrant la possibilité d'améliorer la compétitivité de l'industrie de construction à travers le monde [3].

Parmi les Eurocodes, l'**Eurocode 8** est celui contenant les dispositions devant être respectées pour la conception des structures en zone sismique dont les principaux objectifs sont rappelés ici [4][5] :

- La protection civile
- L'intégrité structurale sous séismes fréquents
- Le non-effondrement sous séismes majeurs

La version actuelle de l'Eurocode 8 a été publiée dans le courant des années 2000 alors que la seconde génération est en cours d'élaboration. L'objectif étant d'y intégrer les méthodes d'analyse les plus récentes ainsi que les dernières découvertes scientifiques concernant le comportement des ouvrages face à des actions sismiques. En effet, certains aspects de l'ingénierie sismique n'étaient pas encore totalement connus et maîtrisés lors de la publication de sa première version. Il est notamment mentionné que la seconde génération se distinguera des autres codes existants en apportant des résultats des recherches les plus récentes [6].

C'est dans le cadre de l'élaboration de la seconde génération de l'Eurocode 8 que ce travail de fin d'études s'insère. Ce chantier de grande ampleur se base sur la contribution de la communauté scientifique au sens large, incluant d'autres travaux de fin d'études. Une description plus détaillée de mon humble contribution est présentée dans une section ultérieure.

Section I.A.1

Motivation

Le fait que l'activité sismique soit un phénomène aléatoire nous impose de devoir réfléchir en terme probabiliste. Une estimation de l'activité sismique en Europe peut être illustrée par des cartes représentant l'aléa sismique, c'est-à-dire la probabilité d'observer une accélération maximale du sol, appelée PGA (*"Peak Ground Acceleration"*), supérieure à une certaine valeur sur une période donnée. A titre d'illustration, le service sismologique de Suisse a établi la carte (Figure I.A.2) pour une probabilité de dépassement du PGA de 10% sur une période de 50 ans, ce qui correspond à un temps de retour de l'évènement sismique de 475 ans [7].

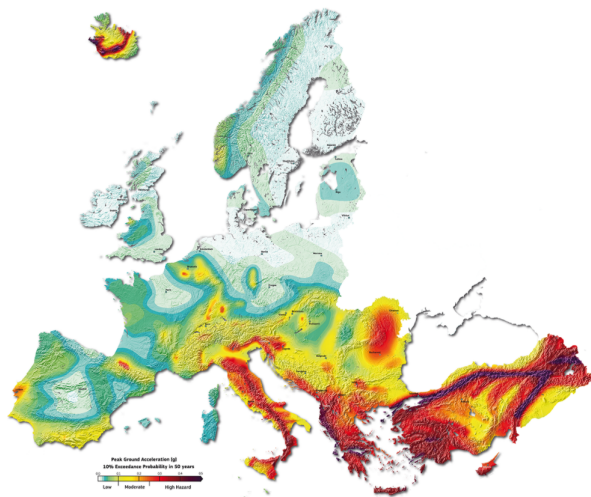


FIGURE I.A.2 – Carte de l'aléa sismique en Europe (issu de [7])

La Figure I.A.2 illustre l'intérêt et la nécessité de considérer l'activité sismique lors de l'analyse et du dimensionnement des structures sur l'ensemble du territoire Européen puisque le risque sismique est bien réel. Omettre ou négliger la vérification des ouvrages face aux actions sismiques potentielles peut avoir de sérieuses conséquences en terme de dommages économiques, ou pire, en terme de vies humaines. De plus, l'utilisation de méthodes d'analyse précises et correctement calibrées permettrait aux concepteurs de projet de se placer du côté de la sécurité tout en produisant des modèles dans un temps raisonnable.

Section I.A.2

Objectif

Dans les zones d'activité sismique moyenne à forte, l'imposition d'un comportement élastique pour la plupart des structures courantes serait absolument inimaginable d'un point de vue économique puisque cela nécessiterait un surdimensionnement trop important des éléments pour garantir qu'ils se comportent de manière linéaire élastique. Dès lors, les normes autorisent la structure à se déformer de manière plastique et, par conséquent, tolérer un certain niveau de dommages. Tout l'enjeu du dimensionnement parasismique est d'assurer que les déformations plastiques soient telles que la capacité portante résiduelle est suffisante pour remplir ses fonctions.

Indépendamment de l'Eurocode 8, à l'heure actuelle, le dimensionnement parasismique des structures peut être réalisé suivant deux approches différentes :

D'une part, une **approche basée sur les forces** selon laquelle les sollicitations des éléments constitutifs sont comparées à leur résistance [8]. La valeur de l'action sismique de dimensionnement est réduite par l'introduction de **facteurs de comportement**, noté q , de façon à tenir compte implicitement du comportement non-linéaire des structures. De cette manière, l'action sismique est convertie en un jeu de forces offrant la possibilité d'effectuer une analyse linéaire élastique classique. La réduction de la valeur de dimensionnement, c'est à dire la valeur du coefficient de comportement, dépend de la capacité des structures à se comporter de manière ductile. Bien que simple dans son application, cette approche s'éloigne de la réalité physique de

la réponse structurale face à d'un événement sismique. En effet, un tremblement de terre impose bien un déplacement dynamique à la base d'une structure et non un jeu de forces latérales [9].

D'autre part, une **approche basée sur les déplacements (ou déformations)** qui consiste à comparer l'effet en terme de déplacement (ou déformation) imposé par l'action sismique et la capacité de déformation des éléments constitutifs. Dans cette approche, les lois de comportement réel des matériaux sont introduites dans les modèles d'analyse de façon à tenir compte explicitement du comportement non-linéaire d'une structure. De cette manière, la réponse obtenue se rapproche du comportement réel de la structure pour une action sismique considérée, offrant à cette approche une réalité physique fondée. Les critères de capacité de déformation limite des éléments dépendent du niveau de performance considéré pour la structure analysée [8].

Il paraît évident qu'un même niveau de sécurité doit être assuré indépendamment du choix de l'approche utilisée pour l'analyse. Dès lors, il est impératif que le facteur de comportement utilisé dans l'approche basée sur les forces soit cohérent avec les déformations obtenues, pour un niveau de performance donné, en utilisant une approche basée sur les déplacements. Cette nécessité de cohérence est précisément ce qui constitue l'objectif de ce travail de fin d'études. En d'autres mots, l'objectif est de vérifier que pour un coefficient de comportement choisi, les déformations obtenues par analyse non-linéaire soient situées à une distance convenable par rapport à la capacité de déformation ultime.

Bien entendu, le présent travail ne prétend pas vérifier la cohérence des deux approches pour tous les types de structures existantes. L'accent sera porté sur des **structures en béton armé** puisque ce dernier constitue le matériau de construction le plus largement utilisé au monde [10]. Il constitue également un matériau capable de développer une ductilité suffisante pour dissiper de l'énergie en cas d'activité sismique à travers la formation de rotules plastiques au niveau des armatures et du béton comprimé [5].

Parmi les structures en béton armé, trois systèmes structurels sont généralement rencontrés :

- Les ossatures en portiques (*moment resisting frames*) dont la résistance latérale est assurée par l'ensemble des poutres, colonnes et joints.
- Les murs (*wall*) dont la résistance latérale est assurée par les murs de contreventements disposés dans les deux directions principales de la structure.
- Les systèmes hybrides (*dual system*) composés des deux systèmes précédemment cités.

Toutefois, ce travail se limitera à l'analyse des **ossatures en portiques** pour lesquelles la résistance latérale et la dissipation de l'énergie sont assurées par la flexion des poutres développant un mécanisme plastique global.

De plus, des références aux deux versions de l'Eurocode 8 seront largement réalisées tout au long du travail en utilisant la nomenclature suivante pour distinguer la version actuelle de la seconde version.

1. EN1998-1 :2004 désigne la version actuelle de l'Eurocode 8, publiée en 2004.
2. EN1998-1-1 :2024 désigne la partie 1 de la seconde version de l'Eurocode 8 relative aux règles générales d'analyse de structure communes à l'ensemble des matériaux constitutifs en dont la publication est estimée à 2024.

3. EN1998 :1-2 :2025 désigne la partie 2 de la seconde version de l'Eurocode 8 relative aux règles spécifiques des nouvelles structures en fonction de leurs matériaux constitutifs dont la publication est estimée à 2025.

Section I.A.3

Structure du travail

Le présent travail se déclinera en 5 grands chapitres.

1. La première Partie I de contextualisation visant à baliser le travail de fin d'études d'une part et à définir les bases de la philosophie des Eurocodes d'autre part.
2. La deuxième Partie II concerne les principaux concepts théoriques qui seront utilisés dans les parties ultérieures. Les principes fondamentaux de l'analyse sismique définis et utilisés dans l'Eurocode 8 y seront successivement détaillés et illustrés. A l'issue de cette partie, une précision de l'objectif du travail sera revue de manière plus complète et précise.
3. La troisième Partie III constitue la phase de dimensionnement de l'ensemble des modèles d'analyse selon une approche basée sur les forces avec utilisation de facteurs de comportement.
4. La quatrième Partie IV contiendra la vérification du comportement non-linéaire des structures dimensionnées dans la partie précédente. Sur base de cette analyse, nous serons en mesure de comprendre le lien étroit entre les approches forces et déplacements et proposerons une première tentative d'harmonisation des deux méthodes de dimensionnement.
5. Finalement, la cinquième Partie V reprendra les principaux résultats pour permettre de tirer les conclusions générales de ce travail.

Deuxième partie

Concepts Théoriques

Chapitre II.A

Principes fondamentaux de l'analyse sismique

Section II.A.1

Rappel de dynamique

La réponse d'une structure soumise à une excitation sismique présentera un caractère dynamique dont il convient de rappeler les principes généraux.

Par opposition aux charges statiques, les événements sismiques constituent des charges dynamiques dont l'amplitude et l'orientation sont variables dans le temps. L'équilibre dynamique peut s'exprimer selon la seconde loi de Newton qui peut s'énoncer comme suit : la force résultante agissant sur une particule de masse m produit une accélération $\mathbf{a}$ de même orientation que cette force résultante [11].

$$\mathbf{F}(t) = m \cdot \frac{d\mathbf{v}}{dt} = m \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t)$$

Avec $\mathbf{F}$ le vecteur des forces s'appliquant sur le système, m sa masse et $\ddot{\mathbf{u}}$ l'accélération.

Dans le cas le plus simple d'une masse concentrée en un point, nous distinguons les forces résistantes $p_r(t)$, générées par la structure, et les forces sollicitantes $p(t)$, de signes opposés. Après ré-arrangement des termes, l'équation devient :

$$m \cdot \ddot{u}(t) + p_r(u(t), \dot{u}(t)) = p(t)$$

Là où les forces résistantes sont fonction uniquement du déplacement u dans l'analyse statique, elles deviennent fonction du déplacement u et de la vitesse $\dot{u}$ dans le cas dynamique avec des expressions dépendant exclusivement des hypothèses faites sur le comportement linéaire ou non-linéaire du système.

Une autre approche, plus intuitive, est celle basée sur le principe d'Alembert reposant sur un équilibre dynamique des forces qui agissent sur le **système linéaire élastique** tel que représenté à la Figure II.A.1.

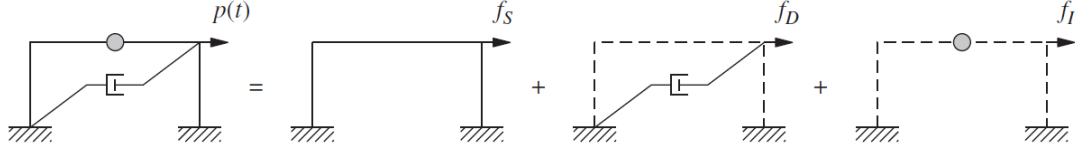


FIGURE II.A.1 – Composantes d'un système à un degré de liberté (SDoF) [12]

Dans le cas d'un comportement linéaire élastique, les égalités suivantes sont respectées [12] :

- La force latérale est proportionnelle au déplacement latéral.

$$f_s = k \cdot u(t)$$

- Pour un amortissement linéaire visqueux, la force interne est proportionnelle à la vitesse.

$$f_D = c \cdot \dot{u}(t)$$

- La composante inertielle de la masse s'écrit

$$f_t = m \cdot \ddot{u}(t)$$

Enfin, par équilibre des forces en présence, l'équation du mouvement d'un système élastique linéaire peut finalement être écrite :

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = p(t) \quad (\text{II.A.1})$$

II.A.1.1 Single Degree of Freedom

La modélisation et l'analyse de système à un degré de liberté nommé **Single Degree of Freedom System** (SDoF) est d'un intérêt majeur puisque l'analyse de la réponse dynamique d'un système plus complexe à plusieurs degrés de liberté (MDoF) peut s'écrire comme la combinaison des réponses de plusieurs systèmes à un seul degré de liberté.

En faisant l'hypothèse d'un comportement linéaire, le système d'équations différentielles décrivant le mouvement d'un SDof en oscillation libre ($p(t) = 0$) peut s'écrire comme fonction de sa masse m , sa rigidité k , sa constante d'amortissement c et des conditions initiales.

$$\begin{cases} m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = 0 \\ u(0) = u_0 \\ \dot{u}(0) = \dot{u}_0 \end{cases}$$

La première équation peut se réécrire sous la forme suivante, en divisant par la masse m :

$$\ddot{u}(t) + 2\xi \cdot \omega \cdot \dot{u}(t) + \omega^2 \cdot u(t) = 0 \quad (\text{II.A.2})$$

faisant apparaître $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ et $\xi = \frac{c}{2m\omega}$, la fréquence angulaire d'oscillation et le ratio d'amortissement, ou *damping ratio*, du système respectivement. Dans le cas non amorti ($\xi = 0$), le système se réduit à l'expression suivante.

$$\begin{cases} m \cdot \ddot{u}(t) + k \cdot u(t) = 0 \\ u(0) = u_0 \\ \dot{u}(0) = \dot{u}_0 \end{cases}$$

Dont la solution analytique donne la réponse dynamique du SDoF en oscillation libre [12].

$$u(t) = u_0 \cdot \cos(\omega t) + \frac{\dot{u}_0}{\omega} \cdot \sin(\omega t) \quad (\text{II.A.3})$$

Comme le stipulent les équations (II.A.2) et (II.A.3), la réponse dynamique d'un système en oscillation libre dépend des conditions initiales du système d'une part, de la fréquence angulaire d'oscillation d'autre part. La période de vibration T associée s'écrit de la manière suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Dès lors, un système est entièrement caractérisé par sa période d'oscillation. Ce qui veut dire que, pour un même coefficient d'amortissement présumé, deux systèmes possédant la même période d'oscillation T se comporteront de la même manière même si les masses et les rigidités respectives des deux structures varient. Cette constatation est à la base d'un outil largement utilisé que nous détaillerons par la suite : le concept de spectre de réponse.

II.A.1.2 Multi Degree of Freedom

Les expressions précédentes peuvent se généraliser au cas d'un système à plusieurs degrés de liberté nommé **Multi Degree of Freedom System** (noté MDoF). Dans le cas simplifié d'un comportement linéaire des matériaux constitutifs, le système d'équation dans le cas non amorti en oscillation libre s'écrit [13] :

$$\begin{cases} \mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{U}(t) = 0 \\ \mathbf{U}(0) = \mathbf{U}_0 \\ \dot{\mathbf{U}}(0) = \dot{\mathbf{U}}_0 \end{cases}$$

Avec $\mathbf{M}$ et $\mathbf{K}$ les matrices de masse et de rigidité du système respectivement. Ce système a une solution de la forme suivante :

$$\mathbf{U}(t) = \phi \cdot (A \cdot \cos(\omega t) + B \cdot \sin(\omega t))$$

En réinjectant cette solution dans l'équation initiale, nous obtenons un problème aux valeurs propres

$$\mathbf{K} \cdot \phi = \omega^2 \cdot \mathbf{M} \cdot \phi$$

qui possède des solutions non triviales uniquement si la condition suivante, appelée **équation caractéristique**, est satisfaite :

$$\det[\mathbf{K} - \omega_i^2 \cdot \mathbf{M}] = 0$$

Sa résolution permet d'obtenir les fréquences propres angulaires¹ ω_i et les modes de vibration correspondants ϕ_i . Cette analyse constitue l'étape de base de l'analyse modale.

MDoF soumis à un tremblement de terre

Une action sismique implique une réponse dynamique d'un système à plusieurs degrés de liberté dont l'équation du mouvement peut s'écrire, en toute généralité, sous la forme matricielle suivante [12][14][15] :

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{U}}(\mathbf{t}) + \mathbf{P}_r(\dot{\mathbf{U}}(\mathbf{t}), \mathbf{U}(\mathbf{t})) = -\mathbf{M} \cdot \mathbf{J} \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (\text{II.A.4})$$

Avec le vecteur d'influence sismique $\mathbf{J}$ donnant le déplacement de chaque degré de liberté pour un déplacement unitaire du sol.

1. Remarque : les périodes propres sont directement obtenues par la relation $T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$

Facteur de participation Γ

Le facteur de participation modale, noté Γ , est défini en faisant l'hypothèse que le vecteur des forces appliqué à la structure (membre de droite de l'équation (II.3)) peut s'écrire comme le produit d'une distribution spatiale fixée du cas de chargement $\mathbf{P}_{\text{ref}}$ et un scalaire $\lambda(t)$ variant dans le temps (notation issue de [14]). Le vecteur regroupant les facteurs de participation de chaque mode j s'écrit :

$$\Gamma_j = \frac{\Phi_j^t \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J}}{\Phi_j^t \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi_j} \quad (\text{II.A.5})$$

Masse Modale Effective

La masse modale effective est une quantité permettant de représenter la contribution des différents modes de vibration de la structure MDoF sujette à une sollicitation dynamique. Cette quantité représente la proportion de la masse totale mobilisée par un mode j pour produire un effort tranchant à la base. La masse modale effective est largement utilisée dans les normes pour décider si une méthode simplifiée d'analyse peut être adoptée ou encore si des modes de vibration élevés peuvent être négligés ou non. En effet, pour s'affranchir de l'analyse modale en tenant compte d'un grand nombre de modes de vibration, les normes font l'hypothèse que la réponse dynamique du système est correctement représentée en considérant uniquement les premiers modes de vibration, pour autant que la masse modale effective cumulée soit suffisamment importante [14].

Section II.A.2

Spectre de réponse

Dans le contexte particulier du dimensionnement d'une structure, la réponse dynamique du système en fonction du temps importe peu. En revanche, la réponse maximale du système est d'un grand intérêt. Le concept de **spectre de réponse** a été introduit par M. A. Biot en 1932 pour répondre à cette demande en proposant un moyen simple de caractériser la réponse d'un système face à une action sismique [12].

Par définition, un spectre de réponse exprime la réponse maximale absolue d'un système à un seul degré de liberté (SDoF) en fonction de la période d'oscillation T . Différents spectres sont à évaluer pour différentes valeurs d'amortissement ξ . Cet outil de dimensionnement permet aux concepteurs d'un projet de déduire directement la valeur maximale attendue de la structure une fois la période d'oscillation du SDof correspondant déterminée. La Figure II.A.2 tirée de [12] permet d'illustrer le concept.

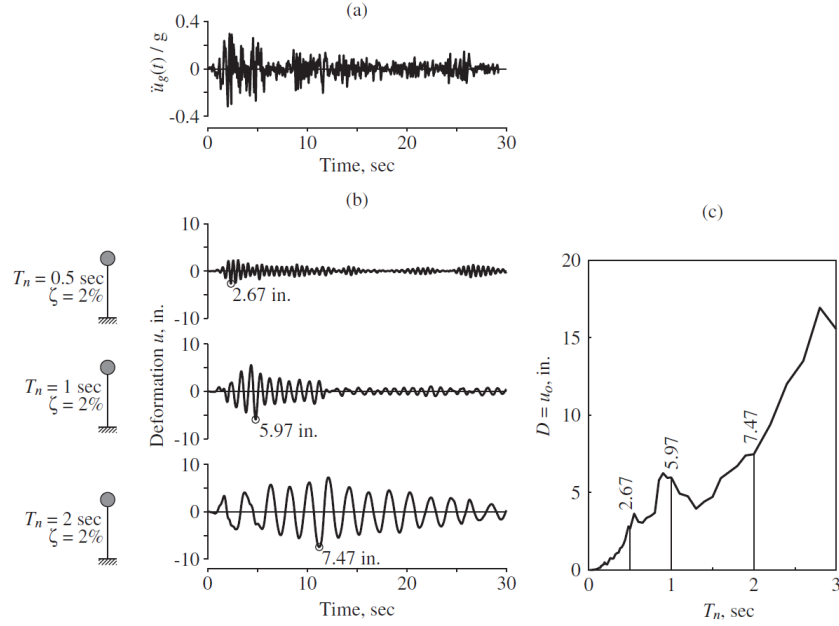


FIGURE II.A.2 – Spectre de réponse élastique (SDoF) [12]

Dans le cas illustré, la réponse est celle du déplacement relatif de la structure mais le concept de spectre de réponse peut être étendu à n'importe quelle quantité d'intérêt (accélération, effort tranchant, contrainte dans une section, déformation, etc).

Dans le contexte d'analyse sismique, une fois que la réponse dynamique est évaluée, les efforts internes sont issus d'une analyse statique de la structure sujette à une force équivalente à chaque instant où la réponse est souhaitée. Cette force équivalente satisfait l'équation suivante, à chaque instant t [14].

$$p_{eq}(t) = k \cdot u(t) = m \cdot \omega^2 \cdot u(t) = m \cdot S_{pa}(t)$$

Avec $S_{pa}(t) = \omega^2 \cdot u(t)$ possédant les unités d'une accélération que l'on nomme **pseudo accélération**. L'intérêt de travailler avec la pseudo accélération est qu'elle permet d'obtenir directement la valeur de l'effort tranchant à la base, dans le cas d'un système à un degré de liberté à condition d'en connaître la masse m .

$$F_b(t) = S_{pa}(t) \cdot m$$

C'est pourquoi, le concept de spectre de réponse appliqué à la pseudo accélération constitue un outil largement utilisé dans le domaine de l'analyse sismique.

Section II.A.3

Facteur de Comportement

La capacité de **ductilité** d'une structure peut se définir comme la longueur du palier plastique dans un diagramme *force - déplacement*. En se basant sur l'exemple d'un comportement élastique parfaitement plastique de la Figure II.A.3, la réserve de ductilité s'exprime comme :

$$\mu_c = \frac{u_{ult}}{u_y}$$

La demande en ductilité dépend, quant à elle, des forces extérieures s'appliquant sur la structure considérée, imposant un déplacement u_{max} .

$$\mu_d = \frac{u_{max}}{u_y}$$

Enfin, le **facteur de comportement** q , appelé également le facteur de réduction des forces R , est défini comme le rapport entre la valeur de la force observée pour un système élastique et la force dans un système inélastique.

$$q = \frac{p_{r,el}}{p_{r,y}}$$

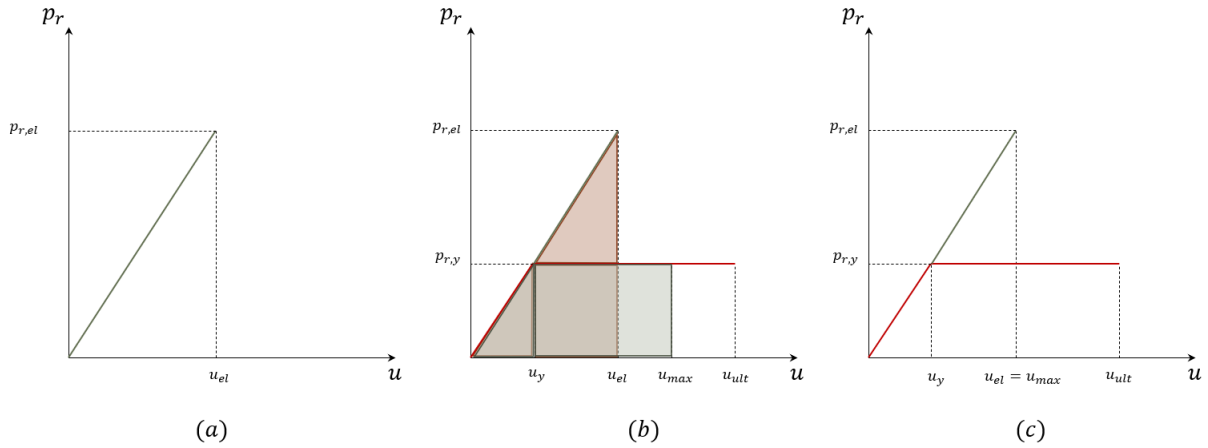


FIGURE II.A.3 – Illustration *Equal Energy Principle* et *Equal Displacement Principle* (adapté de [14])

Les travaux de Newmark et Hall en 1982 [14] [16] ont permis de proposer une relation entre la ductilité et le facteur de comportement en se basant sur les observations suivantes :

- Pour des faibles périodes d'oscillation, la quantité d'énergie dissipée est approximativement la même entre les systèmes élastique et plastique (Figure II.A.3 (b)).

$$q = \sqrt{2 \cdot \mu_d - 1}$$

- Pour des périodes d'oscillation plus importantes, le déplacement observé pour un système inélastique est le même que le déplacement élastique (Figure II.A.3 (c)).

$$q = \mu_d$$

En pratique, il serait inapproprié d'assurer un comportement élastique d'une structure face à une action sismique modérée ou forte puisque cela impliquerait une valeur de dimensionnement élevée et par conséquent un surdimensionnement des éléments face aux charges statiques entraînant un coût total important. L'approche est plutôt d'autoriser la structure à se déformer dans son domaine plastique en acceptant un certain niveau de dommages qui doit être contrôlé.

La réduction de la force de dimensionnement élastique est réduite par l'introduction d'un facteur de comportement dont la valeur est laissée au choix du concepteur pour autant que ce

dernier s'assure que la structure puisse effectivement atteindre un tel niveau de ductilité tout en possédant une capacité portante suffisante pour résister aux charges gravitaires. L'intérêt d'utiliser un facteur de comportement est de réduire l'action sismique et, par conséquent, économiser des matériaux pour la construction. En contrepartie, comme nous le verrons, au plus la réduction des forces élastiques est élevée (par l'introduction d'un facteur de comportement élevé), au plus les dispositions technologiques imposées par l'Eurocode sont exigeantes de façon à garantir un comportement ductile global.

Nous verrons dans une section ultérieure comment ces principes ont été introduits dans l'Eurocode 8. En particulier, nous verrons comment les facteurs de comportement permettent de passer d'un spectre de réponse élastique à un spectre de réponse de dimensionnement.

Section II.A.4

Design en Capacité

Comme dit précédemment, la réduction des forces de design implique une entrée des matériaux dans leur domaine inélastique. Le **design en capacité** est un principe largement utilisé dans le dimensionnement parasismique selon lequel certains éléments sont choisis délibérément pour assurer le comportement ductile global de la structure alors que les autres éléments sont sur-dimensionnés, en terme de force, afin d'éviter une rupture de type fragile. Cette approche permet de contrôler la manière dont va se comporter la structure soumise à un événement sismique en orientant les zones de plastification.

Une illustration possible de ce principe est la suivante (inspiré de [5] et [14]) :

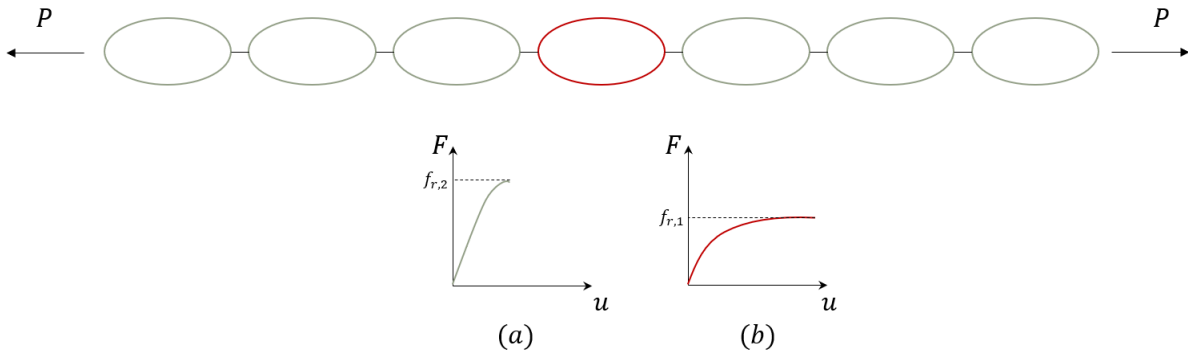


FIGURE II.A.4 – Design en Capacité : analogie de la chaîne (adapté de [14])

En se basant sur la Figure II.A.4, une réponse globale ductile sera observée si et seulement si la condition suivante est respectée :

$$f_{r,1} < f_{r,2}$$

Ce qui veut dire que les maillons fragiles (a) doivent présenter une surcapacité en terme de force tandis que le maillon ductile (b) doit présenter un comportement ductile. La même idée peut être transposée aux structures : les zones de dissipation d'énergie sont conçues pour se comporter de manière ductile tandis que les zones présentant un risque de rupture fragile sont surdimensionnées de façon à imposer le mode de rupture globalement ductile.

L'impact économique associé à la conception de ces zones dissipatives ne doit pas excéder le coût d'une structure se comportant de manière élastique. C'est pourquoi, dans des zones de très faible sismicité, il est parfois préférable de considérer un comportement linéaire élastique sans pour autant négliger la vérification du comportement soumis aux charges sismiques.

Ce principe de dimensionnement est défini comme fondement essentiel de la fiabilité des constructions dissipatives en zone sismique [5].

Section II.A.5

Synthèse des méthodes d'analyse existantes

Différentes méthodes d'analyse existent en fonction des hypothèses prises à la fois sur le comportement des matériaux (linéaire *vs* non-linéaire) et sur le type de sollicitation (dynamique *vs* statique) synthétisées dans le tableau II.A.1.

	Linéaire	Non-linéaire
Statique	Analyse par forces latérales équivalentes	Analyse en poussée progressive
Dynamique	Analyse modale	Analyse chronologique

TABLE II.A.1 – Synthèse des méthodes d'analyse

Les méthodes linéaires utilisent des facteurs de comportement pour réduire l'action sismique de calcul et permettent, par conséquent, d'analyser uniquement la partie élastique de la réponse élastoplastique d'une structure. La méthode par force latérale équivalente se distingue par sa simplicité et convient parfaitement au prédimensionnement des projets parasismiques. Toutefois, comme nous le verrons dans une section ultérieure, elle se limite à l'analyse des structures simples compte tenu des restrictions quant à son utilisation. L'analyse modale permet de tenir compte des modes de vibration supérieurs au mode fondamental et est donc plus complète en ce sens. Toutefois, elle ne présente un réel intérêt que lorsque la réponse maximale du système est recherchée [14].

Les méthodes non-linéaires tiennent compte du comportement réel des matériaux constitutifs de la structure. On distingue l'analyse en poussée progressive (communément appelée analyse *pushover*) dans laquelle un chargement latéral progressif est appliqué jusqu'à la rupture. Ce chargement est supposé suffisamment lent pour considérer un équilibre statique à chaque pas de temps. La réponse obtenue représente la capacité de la structure à un déplacement latéral. Afin d'évaluer le niveau de dommage d'une structure, cette capacité doit être confrontée à la demande sismique basée sur les spectres de réponse en utilisant des procédures d'analyse non-linéaires. Finalement, l'analyse chronologique constitue la méthode d'analyse la plus complète mais également la plus complexe. Elle nécessite l'utilisation d'accélérogrammes et fournit la réponse de la structure à chaque pas de temps par intégration numérique des équations du mouvement discrétisées. Dans cette dernière méthode, capacité et demande sont directement confrontées.

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, seules les méthodes d'analyse statiques seront abordées en raison de leur caractère simplifié. De plus, la réponse dynamique des structures étudiées est majoritairement due au mode fondamental, rendant l'approche des forces latérales équivalente particulièrement adaptée.

Chapitre II.B

Approche basée sur les forces selon l'Eurocode 8 (EN1998-1-1 :2024 et EN1998-1 :2004)

Dans son ouvrage, M.N Fardis [9] souligne le manque de réalité physique inhérent à une approche basée sur les forces pour l'analyse sismique des ouvrages. En effet, c'est bien la déformation excessive imposée à un élément qui cause sa rupture et non l'action d'une force. Pourtant, une approche de design basée sur les forces est toujours présente dans les codes de calculs. Nous verrons dans ce chapitre comment cette approche est transcrite dans l'Eurocode 8 en pointant les adaptations mineures apportées à la seconde génération.

Section II.B.1

Représentation de l'action sismique

Le spectre de réponse défini à la section II.A.2 constitue la signature d'un tremblement de terre spécifique mais n'est à priori pas représentatif des séismes ultérieurs et n'est donc pas approprié pour le dimensionnement. C'est pourquoi, les spectres de réponse utilisés dans les codes de calcul sont issus d'une analyse statistique effectuée pour une série d'évènements sismiques d'une localisation géographique donnée. De cette manière, il est possible d'établir un **spectre élastique de calcul** qui est, en quelque sorte, une moyenne des spectres élastiques disponibles [5].

Dans sa version actuelle¹, EN1998-1 :2004 définit les spectres de réponses de la manière suivante ([4] - §3.2.2.2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1)\right) \\ T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\ T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} \\ T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \end{array} \right. \quad (\text{II.B.1})$$

1. La seconde génération de l'Eurocode 8 proposera une nouvelle définition plus harmonieuse des spectres horizontaux et verticaux. Toutefois, les logiciels de calculs numériques sont encore basés sur la version actuelle de l'Eurocode. Dès lors, nous utiliserons dans ce travail les spectres de réponse tel que définis par la version actuelle.

Pour l'établissement des spectres de réponse, les sols ont été catégorisés en fonction de leurs paramètres géologiques (Annexe A). La prise en compte du type de sol se fait à partir du paramètre S .

Il est du devoir des autorités nationales de diviser leur territoire en zones de sismicité équivalente. A l'intérieur de ces zones, l'aléa sismique est défini par l'accélération maximale de référence au niveau du sol a_{gr} (PGA) pour un sol de classe A correspondant à un certain temps de retour. En fonction de la classe de conséquence² du projet en cours, une adaptation est prévue via un coefficient d'importance : $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}$.

Comme déjà mentionné, les spectres de calculs sont valables pour une valeur du ratio d'amortissement visqueux présumée ξ . Le paramètre η , dont la valeur de référence est l'unité (correspondant à un amortissement de 5%³) peut être adaptée en conséquence.

Enfin, la norme distingue les séismes proches de faible magnitude et les séismes lointains de plus forte amplitude en proposant deux spectres de réponse : Type 1 et Type 2 représentés aux Figure II.B.1 et II.B.2 respectivement. Notons toutefois que l'enveloppe des deux spectres est à considérer en cas d'effet défavorable. Parmi les nombreux changements, la seconde génération de l'Eurocode 8 propose une nouvelle manière de définir les spectres de réponse en prévoyant notamment une manière plus harmonieuse de considérer les deux types de sollicitation sismique présentés plus haut.

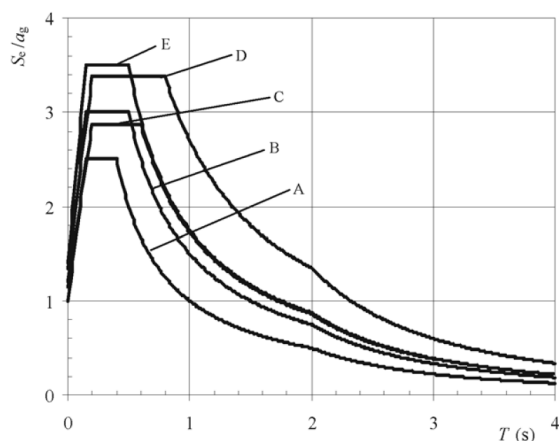


FIGURE II.B.1 – Spectre de réponse élastique de Type 1 selon l'EC8

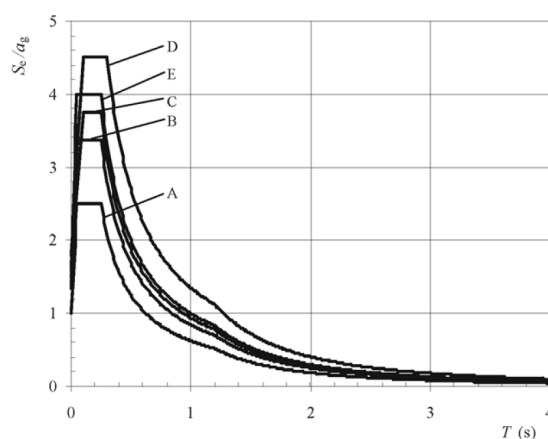


FIGURE II.B.2 – Spectre de réponse élastique de Type 2 selon l'EC8

Le **spectre de réponse de calcul** (ou spectre de design) est déduit du spectre de réponse élastique par l'intermédiaire du facteur de comportement q . L'Eurocode 8 définit le coefficient de comportement de la façon suivante : *"Le coefficient de comportement q est une approximation du rapport entre les forces sismiques que la structure subirait si sa réponse était complètement élastique avec un amortissement visqueux de 5% et les forces sismiques qui peuvent être utilisées lors de la conception et du dimensionnement, avec un modèle linéaire conventionnel, en continuant*

2. Cette notion est définie dans une section ultérieure. Notons toutefois le changement de terminologie : classe d'importance dans EN1998-1-1 :2004 *vs* classe de conséquence dans EN1998-1-1 :2024

3. Un coefficient de 5% est jugé représentatif de la dissipation effective d'énergie dans la plupart des structures du génie civil [5]

d'assurer une réponse satisfaisante de la structure" [4].

Ce paramètre représente la capacité des systèmes structuraux à se déformer dans leur domaine plastique et permet de réduire la valeur de l'action sismique ([4] - §3.2.2.5). Les spectres de réponse de calcul sont dictés par les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\eta \cdot \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) \\ T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \\ T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\ T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \end{array} \right. \quad (\text{II.B.2})$$

Avec β le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul.

Puisque cette approche se base sur l'analyse de la partie élastique, **les déplacements** obtenus sur base d'un spectre de réponse de calcul doivent être corrigés pour s'approcher du déplacement réellement attendu :

$$d = \mu_\Delta \cdot d_{el}$$

Avec d_{el} le déplacement obtenu par analyse linéaire et μ_Δ issu des travaux de Vidic et al. (1994) [17] et inspiré des expressions de Newmark et Hall développées à la section II.A.3.

$$\begin{cases} \mu_\Delta = (q - 1) \frac{T_C}{T} + 1 & \text{si } T \leq T_C \\ \mu_\Delta = q & \text{si } T \geq T_C \end{cases} \quad (\text{II.B.3})$$

L'avantage de l'utilisation de tels facteurs de comportement est la possibilité de procéder à une analyse statique linéaire de la structure étudiée. Cette approche basée sur les forces avec l'introduction d'un facteur de comportement pour tenir compte de façon implicite de l'inélasticité et de la surcapacité des structures peut être implémentée selon deux méthodes décrites dans l'Eurocode 8 : la méthode des forces latérales équivalentes (FLE) et la méthode d'analyse modale. Dans la section qui suit, nous développons cette première méthode qui sera utilisée ultérieurement dans ce travail.

Section II.B.2

Analyse par forces latérales équivalentes

L'analyse par la méthode des forces latérales équivalentes consiste à convertir l'action sismique en un cas de chargement latéral agissant sur la structure, de la même manière qu'une charge de vent par exemple. Les étapes d'une telle méthode d'analyse sont synthétisées ici.

1. L'effort tranchant à la base utilisé pour le dimensionnement est donné par l'expression suivante :

$$F_b = \lambda \cdot m \cdot S_{pa}(T_1, q)$$

Avec m la masse de la structure, $S_{pa}(T_1, q)$ la pseudo accélération issue du spectre de réponse de calcul correspondant à la période fondamentale T_1 et au facteur de comportement q et

λ un facteur de correction pouvant prendre une valeur inférieure à l'unité sous certaines conditions.

EN1998-1-2 :2025 [18] autorise d'estimer la période fondamentale T_1 sur base de formules théoriques ou à l'aide d'analyse dynamique simple. La première option vise généralement à sous estimer la période de vibration de façon à être sécuritaire par rapport aux forces latérales équivalentes correspondantes. Cependant, compte tenu de la simplicité des modèles étudiés dans le cadre de ce travail, nous préférons la seconde option pour le calcul de T_1 .

2. La répartition de la charge sismique latérale équivalente le long de la hauteur de la structure, appliquée à chaque étage i , est donnée par :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum_j s_j \cdot m_j}$$

Avec m_i la masse de l'étage i et s_i le déplacement latéral obtenu à l'étage i selon le premier mode de vibration de la structure.

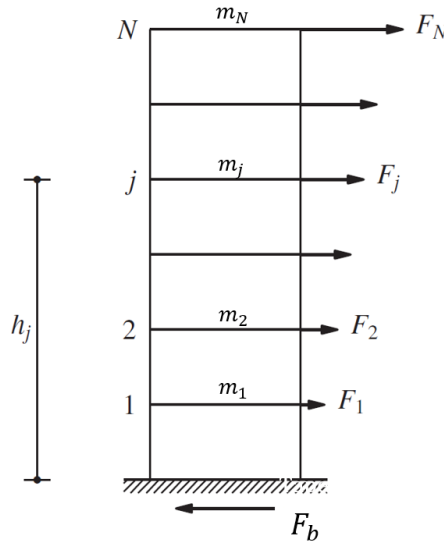


FIGURE II.B.3 – Illustration de la distribution des forces latérales équivalentes sur la hauteur d'une structure (adapté de [12])

La distribution sur la hauteur est proportionnelle à la masse de l'étage et se profile en accord avec le premier mode de vibration de la structure.

3. Une fois ce cas de chargement identifié, on procède à l'analyse de la structure de façon classique avec un modèle linéaire élastique. Plus particulièrement, les éléments sont dimensionnés sur base de la combinaison d'efforts internes la plus défavorable.

Une différence notable entre la version actuelle de l'Eurocode 8 et la seconde génération se situe au niveau de l'évaluation de la répartition de la charge sismique équivalente. Dans sa version actuelle, EN1998-1 :2004 autorise à utiliser une distribution sur base de la hauteur de l'étage par rapport à la base dans le cas où le mode fondamental est déterminé de manière approximative. Cette simplification n'est plus d'application dans la seconde génération.

Nous aurons l'occasion de revenir sur les étapes précises de cette méthode lors du dimensionnement des modèles d'analyse présentés à la Partie III de ce travail.

Conditions d'application

Cependant, le caractère simplifié de la méthode des forces latérales équivalentes se traduit par des conditions d'application relativement strictes la rendant inapplicable pour des structures complexes. En pratique, EN1998-1-1 :2024 [19] définit les conditions suivantes :

- La méthode est applicable aux structures dont la réponse n'est pas affectée significativement par les modes supérieurs au mode fondamental.
- La structure a une hauteur maximale de 30 mètres.
- La période du premier mode de vibration doit vérifier :

$$T_1 < \min(4 \cdot T_C; 1.5s)$$

Avec T_C la période de coin du spectre de réponse élastique, correspondant à la fin du plateau.

- La structure remplit les critères de régularité en élévation visant à assurer une rigidité latérale constante sur la hauteur, une présence des éléments de contreventement depuis les fondations jusqu'au sommet de l'ouvrage.

Chapitre II.C

Approche basée sur les déplacements selon l'Eurocode 8 (EN1998-1-1 :2024 et EN1998-1 :2004)

Lorsqu'on parle de dimensionnement parasismique, les dommages occasionnés sur les structures proviennent plutôt d'une déformation excessive imposée par le déplacement du sol plutôt que par l'application d'une force. C'est dans cette optique qu'une nouvelle approche, basée sur les déplacements (ou déformations) commence à s'imposer dans les normes de calcul récentes [9] mais manque encore cruellement de critères de vérification simples la rendant difficilement utilisable à des fins de dimensionnement. Dans cette approche, les combinaisons multiples de résistance et de ductilité de la structure offrent de nombreuses possibilités de dimensionnement laissant libre cours à l'imagination du concepteur, pour autant que le niveau de performance soit garanti.

Initialement exclusivement utilisées dans la recherche et le monde académique, les approches basées sur les déplacements commencent à faire leur apparition dans les codes de calculs modernes et constituent, dès lors, des approches de dimensionnement alternatives. Cette nécessité d'une telle approche avait déjà été soulignée par M.N Fardis pour contourner les restrictions de liberté liées à l'utilisation d'une procédure classique basée sur les forces en proposant des alternatives de dimensionnement reposant sur le jugement et la créativité du concepteur en charge de projet [9].

Ce type d'approche est déjà présent dans la version actuelle EN1998-1 :2004 mais très peu développé comparativement à une approche basée sur les forces, impliquant la responsabilité du concepteur en cas d'adoption. La seconde génération de l'Eurocode 8, EN1998-1-1 :2024 contiendra une importante section consacrée à un tel type d'approche, offrant dès lors le choix au concepteur de la méthode d'analyse à adopter. Bien que cette dernière nécessite un prédimensionnement sur base des forces en présence, une analyse sur base des déformations permettrait de mieux contrôler le niveau de dommage interne à la structure et par conséquent, les éventuelles dégradations en cas d'action sismique excessive. Dans sa nouvelle version, EN1998-1-1 :2024, les expressions de vérification y sont rendues accessibles et compréhensibles, se basant sur les dernières avancées scientifiques. Il convient ici de rappeler qu'une cohérence doit être assurée entre les approches. En effet, le concepteur devrait, en toute logique, obtenir une sécurité similaire

peu importe l'approche qu'il décide d'adopter.

En plus de représenter une méthode de dimensionnement basée sur un déplacement cible, une approche non-linéaire permet également de poursuivre les objectifs suivants [15] :

- Évaluer l'évolution des mécanismes plastiques qui se forment et la distribution des dommages au niveau des éléments composant une structure.
- Vérifier les performances structurales d'une nouvelle structure.
- Vérifier le comportement de structures existantes en vue de leur réhabilitation.
- Vérifier l'adéquation du facteur de comportement utilisé pour le dimensionnement.

Section II.C.1

Niveau de performance

Dans cette approche, les vérifications ne portent plus sur la comparaison entre force sollicitante et force résistante mais plutôt sur le **niveau de performance** que la structure doit atteindre correspondant à un niveau d'intensité sismique donné.

Dans la pratique, quatre niveaux de performance sont définis dans EN1998-1-1 :2024 [19], correspondant à un état de déformation limite de la structure :

- État entièrement opérationnel, ou *Fully Operational (OP)*, selon lequel la structure présente des dommages réparables économiquement parlant et est toujours capable de remplir ses fonctions.
- État de limitation des dommages, ou *Damage Limitation (DL)*, selon lequel la structure est faiblement endommagée avec quelques déformations permanentes négligeables de sorte que sa réserve de capacité face aux séismes ultérieures est suffisante.
- État de dommages important, ou *Significant Damage (SD)*, correspond à l'état présentant des déformations permanentes modérées mais dont la fonction de capacité portante de la structure soumise aux charges gravitaires est maintenue. Toutefois, il peut être économiquement non raisonnable de réparer les dommages.
- État proche de la rupture, ou *Near Collapse (NC)*, correspondant à l'état limite de rupture avec d'importantes déformations permanentes selon lequel les composants non structurels sont détruits mais la structure résiste toujours aux charges verticales.

Les états OP et DL correspondent à une vérification à l'état limite de service (noté *ELS*) tandis que les états SD et NC correspondent à une vérification à l'état limite ultime (noté *ELU*) tel que défini dans l'Eurocode. A chacun de ces états limites correspond une période de retour d'un évènement sismique, spécifié dans l'Eurocode en fonction de la classe de conséquence de la structure considérée. Le temps de retour est défini comme le nombre moyen d'années avant d'observer un évènement sismique avec un PGA égal ou supérieur à une certaine valeur, qui est l'inverse de la probabilité d'occurrence p_r sur une année :

$$T = \frac{1}{p_r}$$

Si nous définissons la probabilité de dépassement qu'une variable aléatoire (l'aléa sismique typiquement) y soit supérieure à une valeur Y

$$P(y > Y) = \frac{1}{T_r}$$

Donc, une probabilité de non dépassement s'exprime :

$$P(y < Y) = 1 - \frac{1}{T_r}$$

En prenant une durée de référence T_v , la probabilité de non dépassement correspondante devient :

$$P(y < Y) = \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^{T_v}$$

En inversant cette relation, nous pouvons isoler la période de retour T_r :

$$T_r = \frac{1}{1 - (P(y < Y))^{1/T_v}}$$

Le concept de niveau de performance n'est pas réservé à l'Eurocode 8. D'autres normes de calcul proposent les niveaux de performance avec des définitions similaires comme ceux proposés aux États-Unis dans la publication ASCE 41-17 [20], par exemple¹. La valeur recommandée, pour les différents états limites, de la probabilité de dépassement pour une période de référence donnée ou de la période de retour de l'évènement sismique correspondante classiquement utilisé dans les normes de calcul est donnée au tableau suivant :

Etat Limite	Probabilité de dépassement	Période de référence T_v	Période de retour T_r
OP	10%	10 ans	95 ans
DL	20%	50 ans	225 ans
SD	10%	50 ans	475 ans
NC	2%	50 ans	2475 ans

TABLE II.C.1 – Correspondance entre période de retour et probabilité de dépassement en fonction des états limites

Dans ce travail, le niveau de performance qui nous intéresse est l'état limite *SD*, ou *significant damage*, car il correspond à la valeur du temps de retour typiquement utilisé pour le dimensionnement dans une approche basée sur les forces. Nous nous intéresserons également à l'état limite *near collapse NC* de façon à comprendre l'évolution des déformations des structures étudiées. De plus, les spectres de réponse sont également établis pour une probabilité de dépassement de 10% sur une durée de 50 ans, correspondant à une période de retour de 475 ans.

Section II.C.2

Analyse statique non-linéaire en poussée progressive

Les objectifs poursuivis par l'analyse statique non-linéaire, basée sur une analyse en poussée progressive (*pushover analysis*), sont définis dans l'Eurocode 8 comme étant la vérification de la performance structurale d'une nouvelle structure d'une part et l'évaluation des performances d'une structure existante d'autre part.

L'analyse en poussée progressive consiste à appliquer un schéma de chargement latéral progressif. EN1998-1 :2004 impose de réaliser au moins deux schémas de chargement différents alors que EN1998-1-1 :2024 n'en impose plus qu'un : un schéma de chargement proportionnel aux

1. Notons que ces états limites existaient déjà historiquement comme le prouve la publication FEMA273 [21]

déplacements observés pour le mode de vibration correspondant à la plus grande valeur de masse modale effective ainsi qu'à la masse de l'étage considéré, généralement le mode fondamental.

$$\bar{F}_i = m_i \phi_i$$

Avec $\bar{F}_i$, m_i et ϕ_i la valeur de la force latérale à l'étage i , de la masse à l'étage i et du déplacement selon le mode de vibration Φ à l'étage i respectivement. La poussée progressive est contrôlée par le facteur α appelé le facteur de charge. Bien entendu, la somme des charges latérales correspond à la valeur de l'effort tranchant à la base F_b , par équilibre statique.

$$F_b = \sum_i F_i = \alpha \cdot \sum_i \bar{F}_i$$

Au cours de cette analyse, l'effort tranchant à la base F_b et le déplacement de contrôle d_n au sommet de la structure sont enregistrés et permettent d'établir la **courbe de capacité** de la structure qui se définit strictement comme la relation entre le déplacement de contrôle d_n en abscisse et la valeur de l'effort tranchant à la base F_b en ordonnée. Le déplacement de contrôle doit être celui correspondant au centre de masse du dernier étage ou celui de l'étage inférieur si le dernier étage représente moins de 50% de la masse totale de la structure [18].

Il convient ici de rappeler que, contrairement à un dimensionnement basé sur les forces, les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans un modèle d'analyse non-linéaire sont les propriétés moyennes dépourvues de tout facteur de pondération ou de sécurité en vue de capter le comportement réel de la structure.

Section II.C.3

Procédure non-linéaire : N2

Une procédure non-linéaire permet de confronter la **demande** en déformation causée par l'évènement sismique représentée par un spectre de réponse et la **capacité** de la structure, représentée par la courbe de capacité définie précédemment en vue de trouver une intersection représentant le **point de performance**, c'est à dire l'état de déformation présumé de la structure.

Plusieurs types de procédures non-linéaires existent à ce jour. Citons notamment la méthode du spectre en capacité (*Capacity Spectrum Method*) ou la méthode N2, développée par P. Fajfar à l'Université de Ljubljana [22]. La différence notable entre ces deux procédures est la manière de prendre en compte les non linéarités : utilisation d'un spectre suramorti pour l'une et adoption d'un spectre non élastique pour l'autre [23].

La procédure non-linéaire recommandée dans l'Eurocode 8, aussi bien dans la version actuelle que dans la seconde génération, est la procédure N2 développée par Fajfar en 1999 [22]². L'objectif est de déterminer le **point de performance** (également appelé point de fonctionnement) de la structure pour une action sismique donnée, c'est à dire déterminer le déplacement relatif maximal causé par une excitation sismique, le plus proche possible de la réalité. La procédure peut se scinder en trois parties qui constituent les trois sous sections suivantes :

- Conversion en un système équivalent à un degré de liberté.

2. Les premières esquisses de la méthode ont débuté dans les années 1980 avant de connaître la version utilisée actuellement dans l'EC8

- Idéalisaton de la courbe de capacité.
- Détermination du point de fonctionnement.

II.C.3.1 Système équivalent à un degré de liberté SDoF

La demande sismique exprimée par les spectres de réponse est établie pour des systèmes à un degré de liberté. Dès lors, dans l'optique de comparer demande et capacité, une conversion de la courbe pushover en courbe de capacité équivalente à un système à un degré de liberté s'avère nécessaire. La procédure de transformation est décrite dans EN1998-1 :2004 [4] mais comportera quelques changements mineurs dans EN1998-1-1 :2024 [19].

Comme mentionné, le cas de chargement latéral monotone croissant P utilisé lors de l'établissement de la courbe pushover est proportionnel au premier mode de vibration de la structure et peut se réécrire, de manière générale, comme :

$$\mathbf{P} = \alpha \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi_1$$

Avec le facteur de charge α qui permet de contrôler l'amplitude de la force latérale.

L'équation du mouvement pour un MDoF uniquement soumis à un déplacement latéral peut s'écrire de la façon suivante, comme nous l'avons vu à l'équation II.A.4 :

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{U}}(t) + \mathbf{P}_r(\dot{\mathbf{U}}(t), \mathbf{U}(t)) = -\mathbf{M} \cdot \mathbf{J} \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (\text{II.C.1})$$

Où le vecteur $\mathbf{P}_r$ représente les efforts internes. Puisqu'il s'agit d'une procédure quasi statique, dont l'application de la charge latérale est supposée infiniment lente, nous avons l'égalité suivante entre les forces internes et le cas de chargement latéral :

$$\mathbf{P}_r = \mathbf{P} = \alpha \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi$$

P. Fajfar [22] se base sur l'hypothèse selon laquelle la distribution du premier mode de vibrations est constante durant l'application d'une charge sismique si bien que l'égalité suivante peut être écrite :

$$\mathbf{U}(t) = \Phi \cdot d_n(t)$$

Avec d_n le déplacement au sommet de la structure.

Dès lors, dans le cas non amorti et en pré-multipliant par Φ^t , l'équation II.C.1 devient, de façon tout à fait générale :

$$\underbrace{\Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J}}_{=m^*} \cdot \underbrace{\frac{\Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi}{\Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J}}}_{=\frac{1}{\Gamma}} \cdot \ddot{d}_n(t) + \underbrace{\frac{\Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi}{\Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J}}}_{=\frac{1}{\Gamma}} \cdot \underbrace{\Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J} \cdot \alpha}_{=F_b} = -\underbrace{\Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J}}_{=m^*} \cdot \ddot{u}_g(t)$$

On définit la masse équivalente d'un système à un degré de liberté :

$$m^* = \Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J} = \sum_i m_i \cdot \phi_i$$

Le facteur de participation modale, tel qu'introduit à la section II.A.1 :

$$\Gamma = \frac{\Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J}}{\Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \Phi} = \frac{m^*}{\sum_i m_i \cdot \phi_i^2}$$

On observe que $\Phi^t \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{J} \cdot p = F_b$ ce qui représente l'effort tranchant à la base de la structure. Cela donne finalement l'équation suivante :

$$m^* \cdot \underbrace{\frac{1}{\Gamma} \ddot{d}_n(t)}_{=\ddot{d}_n^*} + \underbrace{\frac{1}{\Gamma} \cdot F_b}_{=F^*} = -m^* \cdot \ddot{u}_g(t)$$

On observe également que F^* peut s'écrire, par équilibre statique, comme le produit d'une rigidité équivalente k^* et des déplacements équivalents d_n^* .

Finalement, par analogie avec l'équation II.A.1, nous retombons bien sur une expression similaire à celle d'un système à un degré de liberté dont la transformation s'opère via le facteur de participation modale Γ .

$$m^* \cdot \ddot{d}_n^* + k^* \cdot d_n^* = -m^* \cdot \ddot{u}_g(t)$$

Notons que le facteur de participation permet la conversion du système MDoF au système SDoF de la façon suivante (illustration en Figure II.C.1) :

$$\boxed{F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad \text{et} \quad d^* = \frac{d_n}{\Gamma}} \quad (\text{II.C.2})$$

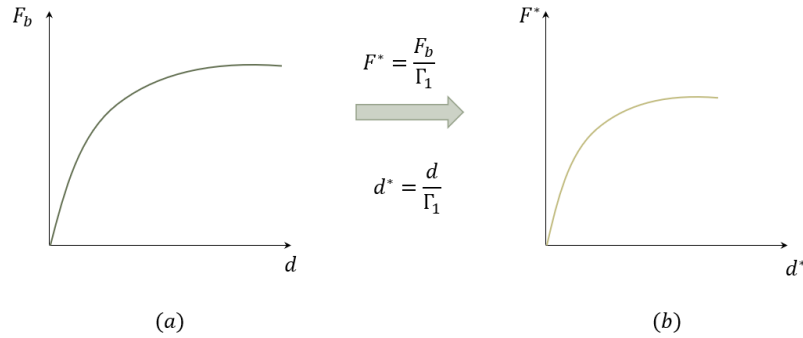


FIGURE II.C.1 – Conversion MDoF (a) vers SDoF équivalent (b)

II.C.3.2 Bilinéarisation de la courbe

Une différence remarquable entre EN1998-1 :2004 et EN1998-1-1 :2024 se situe au niveau de la bilinéarisation de la courbe de capacité. Dans la version actuelle, une idéalisation élastique parfaitement plastique est considérée tandis que dans la seconde version, une rigidité *post pic* est prise en compte rapprochant l'idéalisation de la réalité physique. En cas d'idéalisation trilineaire, le choix du type de comportement *post pic* est laissé au bon sens de l'ingénieur en charge de projet.

Comme illustré à la Figure II.C.2, plusieurs points doivent être établis pour tracer l'idéalisation bilinéaire.

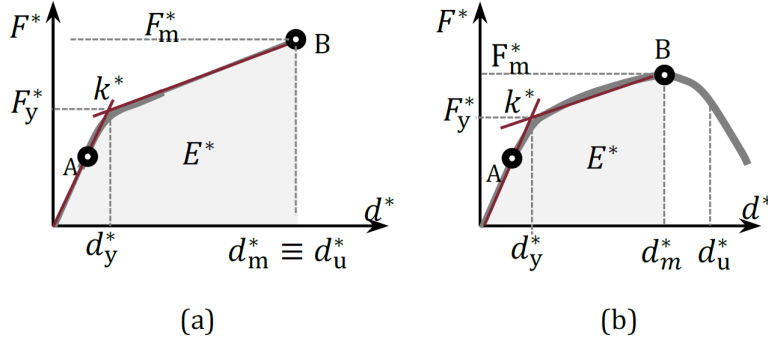


FIGURE II.C.2 – Idéalisation de la courbe de capacité selon la seconde génération de l’Eurocode 8 : Bilinéaire (a), Bilinéaire avec comportement *post pic* pris en considération (b) (issu de [19])

Le point A correspond à l’apparition de la première plastification de la structure étudiée dont les coordonnées sont (d_1^*, F_1^*) . Ce point permet de définir la pente de la région élastique caractérisé par sa rigidité équivalente k^* calculée en prenant la pente de la droite passant par le point A et l’origine.

$$k^* = \frac{F_1^*}{d_1^*}$$

Le point B correspond à la valeur maximale de la force F_m^* à laquelle correspond un déplacement maximal d_m^* . Dans le cas d’une courbe avec écrouissage important, la valeur F_m^* correspond à la dernière valeur de la courbe.

Le point de plastification (d_y^*, F_y^*) , ou *yield point*, est calculé de telle sorte que l’énergie dissipée E^* sous la courbe réelle et sous l’idéalisation soit identique entre le déplacement initial et le déplacement maximal d_m^* . Par égalité entre l’aire sous la courbe E^* et la bilinéarisation, nous obtenons l’expression du déplacement d_y^* :

$$d_y^* = \frac{2 \cdot E^* - F_m^* \cdot d_m^*}{k^* \cdot d_m^* - F_m^*} \quad (\text{II.C.3})$$

II.C.3.3 Point de fonctionnement

Le déplacement cible, ou point de fonctionnement de la structure, est évalué en confrontant la demande sismique représentée par son spectre de réponse élastique tel que défini à la section II.B.1 et la résistance latérale représentée par sa courbe de capacité telle que décrite à la sous section précédente.

Une façon usuelle de représenter ces courbes est sous le format *Acceleration Displacement Response Spectrum (ADRS)* prenant les déplacements en abscisse et les accélérations en ordonnée. Étant donné que pseudo accélération et déplacement sont liés par une relation fondamentale dépendant de la fréquence radiale de vibration w :

$$S_{pa} = \omega^2 \cdot S_d$$

Il est donc possible de représenter un spectre de réponse sous le format *ADRS* tandis que la courbe de capacité est convertie dans le même format en divisant la force équivalente par la masse

équivalente. Nous remarquons également que chaque droite démarrante de l'origine correspond à une période de vibration T^* .

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

Dès lors, les courbes de capacité et de demande peuvent être représentées, de façon schématique, comme à la Figure II.C.3.

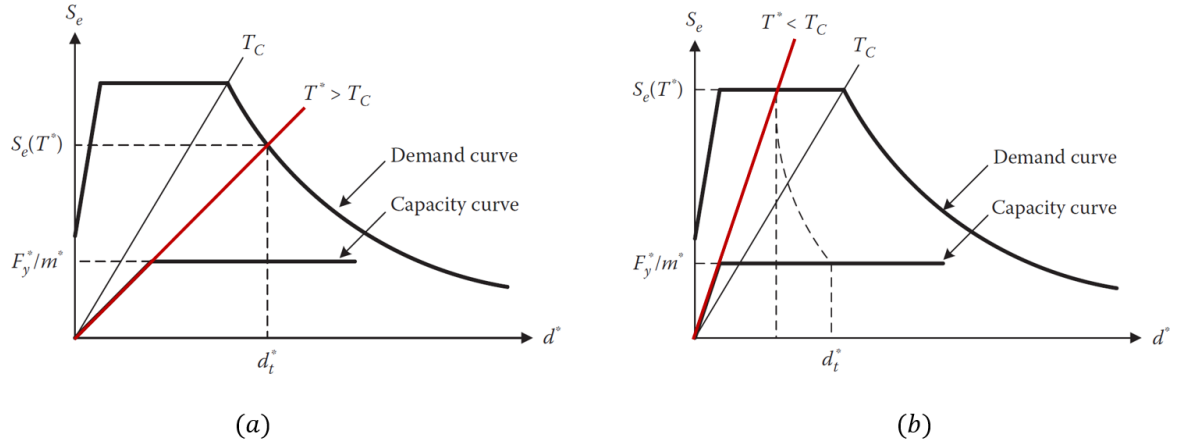


FIGURE II.C.3 – Procédure d'identification du déplacement cible pour les moyennes périodes (a) et les faibles périodes (b)

En s'inspirant des relations historiques de Newmark et Hall [24] développées en section II.A.3 et comme nous l'avons déjà mentionné en section II.B.1, la relation entre facteur de comportement (ou facteur de réduction des forces) R_μ et la ductilité μ adoptée dans l'Eurocode 8 est donnée par les relations suivantes, tirées des travaux de Vidic et al. (1994) [17].

$$\begin{cases} R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 & \text{si } T \leq T_C \\ R_\mu = \mu & \text{si } T \geq T_C \end{cases} \implies \begin{cases} \mu = (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T} + 1 & \text{si } T \leq T_C \\ \mu = R_\mu & \text{si } T \geq T_C \end{cases}$$

Tout comme ces relations, l'identification du déplacement cible dépend également de la plage de période de la structure étudiée. Les travaux de P. Fajfar [22] ainsi que l'Eurocode 8 aussi bien dans EN1998-1 :2004 que dans EN1998-1-1 :2024 font la distinction entre les faibles périodes $T < T_C$ et les périodes plus longues $T > T_C$ en proposant les relations suivantes :

$$\begin{cases} d_t^* = S_d(T^*) \cdot \min\left(3; \frac{1}{R_\mu}[(R_\mu - 1) \frac{T_C}{T} + 1]\right) d_{el}^* & \text{si } T \leq T_C \\ d_t^* = d_{el}^* = S_d(T^*) & \text{si } T \geq T_C \end{cases} \quad (\text{II.C.4})$$

Dans le domaine des faibles périodes, une expression plus moderne du *equal energy principle* est utilisée en imposant une valeur maximale limite correspondant à trois fois le déplacement élastique tandis que pour les périodes plus longues, l'expression du *equal displacement principle* est reprise intégralement.

Finalement, notons que le déplacement au sommet de la structure initiale à plusieurs degrés de liberté correspondant est évalué par l'application du facteur de participation.

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (\text{II.C.5})$$

Vérification aux états limites

Dans une optique de dimensionnement avec une approche basée sur les déplacements, il s'agit d'assurer que les déformations occasionnées sur chaque élément soient inférieures à leur déformation limite. Cette limite dépend des propriétés mécaniques intrinsèques de l'élément ainsi que du niveau de performance considéré lors de l'analyse.

Comme mentionné en section II.C.1, les états limites correspondent à une période de retour particulière de l'évènement sismique. Classiquement, la période de retour 475 ans est prise comme référence en terme de dimensionnement, correspondant à l'état limite *significant damage SD*. C'est pourquoi, parmi les états limites ultimes, nous nous focaliserons sur la vérification de cet état limite. Comparativement à la version actuelle, EN1998-1-1 :2024 proposera des critères de vérification globale et locale simples de façon à faire de l'approche basée sur les déplacements une méthode de dimensionnement équivalente à une approche traditionnelle basée sur les forces.

II.C.4.1 Vérification globale

Le premier critère se focalise sur la vérification du déplacement de la structure dans son ensemble. Ce critère, plus général que le critère de vérification locale, s'appliquera aux structures dont l'expression exacte du point de plastification au niveau local ne peut être définie, notamment les structures en maçonnerie ou en bois. Dans ce cas, la vérification locale s'avère impossible tandis que la vérification globale justifie son intérêt.

Pour l'état *significant damage* d'intérêt, EN1998-1-1 :2024 propose l'expression suivante de vérification. Il s'agit de vérifier que le déplacement obtenu par analyse non-linéaire soit bien inférieur au déplacement limite imposé par la norme pour le niveau de performance sélectionné SD :

$$d_{SD*} \leq d_{SD,lim}^* = \frac{1}{\gamma_{Rd,SD,d}} \cdot \left(d_y^* + \alpha_{SD,d} \cdot (d_u^* - d_y^*) \right) \quad (\text{II.C.6})$$

Avec le paramètre $\alpha_{SD,d}$ formellement défini comme la portion de la région plastique du déplacement d'un système équivalent à un degré de liberté correspondant à l'état SD [19].

Le coefficient $\gamma_{Rd,SD,d}$ est un coefficient de sécurité n'ayant pas encore d'expression calibrée à l'instant où ce travail est rédigé.

La Figure II.C.4 suivante permet d'illustrer la vérification globale. Lors d'un dimensionnement selon une approche basée sur les déplacements, le concepteur devra vérifier que le déplacement obtenu par analyse non-linéaire de la structure soumise à un spectre de réponse élastique de période de retour 475 ans, correspondant à l'état limite SD, soit inférieur au déplacement limite $d_{SD,lim}$ tel que défini dans EN1998-1-1 :2024 et repris à l'équation II.C.6 ci dessus.

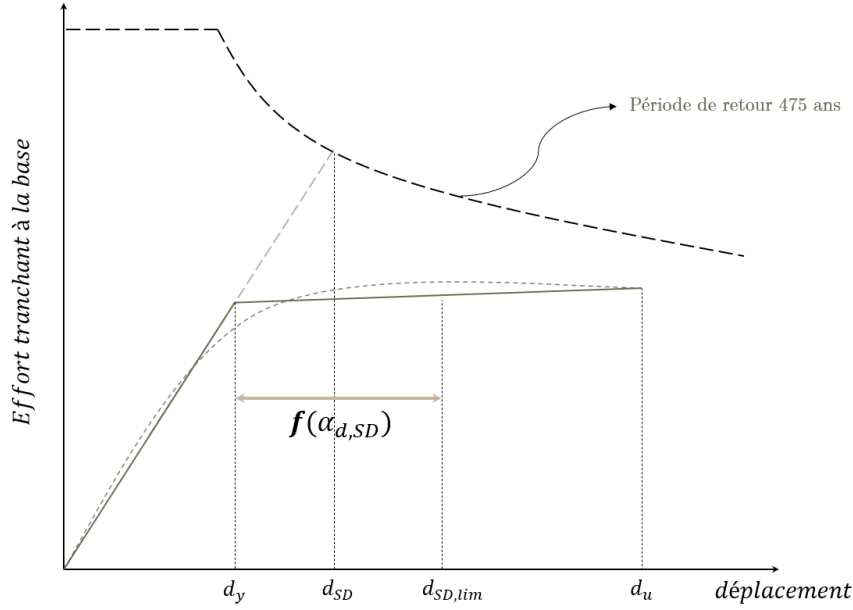


FIGURE II.C.4 – Illustration du critère de vérification globale tel que défini dans EN1998-1-1 :2024

L'étendue de la déformation autorisée dans le palier plastique est dictée par le coefficient $\alpha_{SD,d}$ qui nécessite encore une calibration. Toutefois, EN1998-1-1 :2024 [19] considère que la valeur suivante correspondrait à l'état de dommage souhaité pour l'état limite *significant damage SD* :

$$\boxed{\alpha_{SD,d} = 0,30} \quad (\text{II.C.7})$$

II.C.4.2 Vérification locale

En revanche, le comportement des structures composées de matériaux comme le béton armé ou l'acier est relativement bien maîtrisé si bien qu'il est possible d'effectuer une vérification locale plutôt que globale, qui constituerait une vérification trop conservatrice. Dès lors, pour ce type de structure, EN1998-1-1 :2024 [19] impose le critère de vérification locale suivant :

$$\boxed{\theta_{SD} \leq \theta_{SD,lim} = \frac{1}{\gamma_{Rd,SD,\theta}} \cdot (\theta_y + \alpha_{SD,\theta} \cdot \theta_u^{pl})} \quad (\text{II.C.8})$$

Avec θ correspondant à la déformation plastique pertinente fonction du type de structure. Pour les ossatures en portique, θ désigne la rotation angulaire ou *chord rotation* dont la signification physique est illustrée à la Figure II.C.5.

Plus précisément, nous définissons :

- La rotation angulaire θ_{SD} correspondant à la rotation angulaire de l'élément pour un déplacement de la structure à l'état limite *significant damage SD*.
- La rotation angulaire limite $\theta_{SD,lim}$ autorisée par EN1998-1-1 :2024 pour l'état limite *significant damage SD*.
- La rotation angulaire de plastification, θ_y , dont l'expression donnée dans EN1998-1-1 :2024 est issue des dernières avancées scientifiques.
- La portion de rotation angulaire plastique, $\theta_{u,pl}$ définie comme la différence entre la rotation ultime θ_u et la rotation de plastification θ_y .

Nous reviendrons sur les expressions de θ_y et $\theta_{u,pl}$ dans la Partie IV de ce travail.

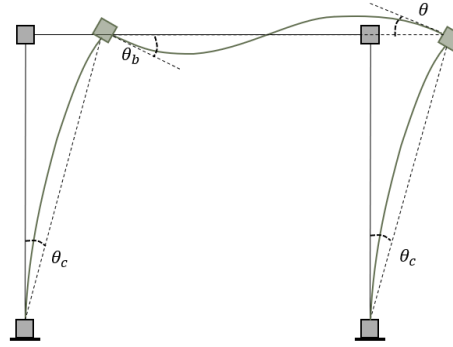


FIGURE II.C.5 – Illustration de la rotation angulaire d’une poutre et des colonnes d’un portique simple

Le paramètre $\gamma_{Rd,Sd,\theta}$ est le facteur de résistance dépendant du type de structure étudié. Dans le cas du béton armé, le matériau d’intérêt dans le cadre de ce travail, ce coefficient est le produit d’un facteur de sécurité et d’un facteur de forme, appelé *shape factor*, dépendant de la géométrie des éléments :

$$\gamma_{Rd,Sd,\theta} = \gamma_{Rd,k1} \cdot s_y \quad (\text{II.C.9})$$

Enfin, le paramètre $\alpha_{SD,\theta}$ désigne la proportion de rotation plastique par rapport à la rotation ultime de l’élément. Ce coefficient nécessite également une calibration par l’intermédiaire de tests expérimentaux sortants du cadre de ce travail de fin d’études. Toutefois, une proposition de valeur suivante (eq II.C.10) correspondrait à un état de déformation limite autorisé pour l’état limite *significant damage SD*.

$$\boxed{\alpha_{SD,\theta} = 0,50} \quad (\text{II.C.10})$$

Cependant, comme déjà mentionné, l’état de déformation correspondant à l’état limite *significant damage SD* doit correspondre à l’état de déformation issu d’un dimensionnement basé sur les forces avec utilisation de facteur de comportement. Dès lors, les facteurs de comportement doivent être calibrés de telle sorte que les déformations observées, pour le niveau de performance SD, donnent effectivement lieu aux déformations limites dictées par les valeurs II.C.7 et II.C.10.

Une fois ceux-ci correctement calibrés, un dimensionnement basé sur les forces, avec facteur de comportement, ou sur les déplacements, avec utilisation de critères de déformation limite (eq II.C.6 et eq II.C.8), pourront être utilisés, tout en garantissant un même niveau de sécurité. Nous discutons de la méthodologie adoptée pour la calibration de ces facteurs au chapitre suivant.

Chapitre II.D

Harmonisation des approches force et déplacement

Maintenant que certains concepts ont été abordés, l'objectif du travail de fin d'études peut être détaillé. La version actuelle EN1998-1 :2004 propose déjà deux approches de dimensionnement mais manque de critères de vérification simples lorsqu'il s'agit d'un dimensionnement selon une approche basée sur les déplacements. Dans la seconde génération EN1998-1-1 :2024, de tels critères rentreront en vigueur mais nécessitent encore la calibration de certains paramètres, notamment les coefficients α_{SD} développés à la section II.C.4 précédente.

L'approche basée sur les forces est celle traditionnellement utilisée par les bureaux d'études et est déjà présente dans l'ensemble des normes de calculs utilisées dans le monde de par son analogie avec le dimensionnement classique sous charge statique, impliquant un raisonnement en terme de force uniquement. Les efforts sollicitants issus d'une modélisation de la charge sismique en charge latérale équivalente sont systématiquement comparés aux valeurs de résistance en terme de force. La dimensionnement, pour chaque élément, consiste simplement à vérifier le critère suivant :

$$E_d < R_d$$

Avec E_d représentant l'action sollicitante tandis que R_d représente la résistance, ces dernières étant exprimées en terme de force.

Cependant, une action sismique impose bien un déplacement et non une force sur la structure, posant les limites à cette approche, déjà identifiées par M.N. Fardis dans son ouvrage [9].

La seconde approche est déjà présente dans certaines normes de calculs mais n'est pas entièrement adaptée au dimensionnement, mettant en jeu l'entière responsabilité du concepteur en charge de projet [14]. Dans sa nouvelle génération, l'Eurocode 8 proposera des critères de dimensionnement précis par rapport à cette approche. Là où l'approche basée sur les forces compare des forces sollicitantes et résistantes, l'approche basée sur le déplacement propose un critère mettant en relation les déformations sollicitantes et les capacités de déformations des sections si bien que des critères de vérification locale et globale feront leur apparition.

$$\begin{array}{l} d_{SD} < d_{SD,lim} \\ \theta_{SD} < \theta_{SD,lim} \end{array}$$

Il paraît évident que le même niveau de confiance doit être obtenu peu importe l'approche que le concepteur décide d'adopter pour le dimensionnement. C'est pourquoi, l'introduction des

critères de dimensionnement d’une approche basée sur les déplacements nécessite d’une part une calibration par l’intermédiaire de tests expérimentaux qui ne fera pas l’objet de ce travail et, d’autre part, une harmonisation avec l’approche basée sur les forces.

Section II.D.1

Méthodologie

La méthodologie adoptée dans ce travail peut se résumer aux 6 points suivants. Les 4 premiers correspondent à la démarche de dimensionnement classiquement utilisée de nos jours, suivant une approche basée sur les forces. Ensuite, les 2 derniers points s’attardent sur une approche basée sur les déplacements en vue d’une harmonisation. Enfin, une illustration sous forme d’organigramme est disponible à la Figure II.D.5.

1. La première étape consiste à définir les grands paramètres et hypothèses du projet pour chaque structure étudiée : les propriétés de l’évènement sismique caractérisé par un spectre de réponse, la classe de ductilité et le coefficient de comportement associé, en accord avec le tableau présenté à la Figure II.E.2.
2. La valeur du facteur de comportement dicte la réduction des forces pour obtenir la valeur de l’effort tranchant de dimensionnement comme l’illustre la Figure II.D.1. Nous utiliserons la méthode des forces latérales équivalentes telle que décrite dans EN1998-1-1 :2024, et rappelée à la section II.B.2.

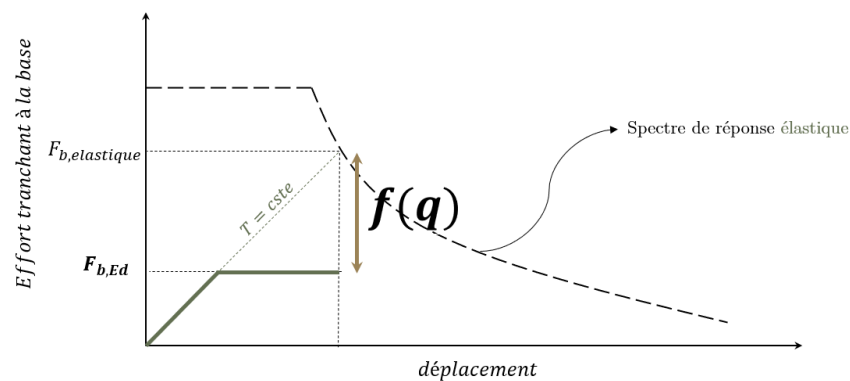


FIGURE II.D.1 – Représentation de la réduction des forces de dimensionnement avec utilisation de facteur de comportement

3. Selon une approche traditionnelle, basée sur les forces, le dimensionnement des sections est réalisé en confrontant action sollicitante et valeur de résistance.
4. Chaque élément sera ensuite soumis aux nombreuses vérifications imposées par EN1998-1-1 :2024 & EN1998-1-2-2025 donnant lieu à un processus itératif d’optimisation des sections.
5. La structure dimensionnée selon une approche basée sur les forces fait l’objet d’une analyse statique non-linéaire en vue d’obtenir sa courbe de capacité et d’identifier son point de fonctionnement, pour la vérification du niveau de performance *significant damage* SD, correspondant à une action sismique de période de retour de 475 ans.

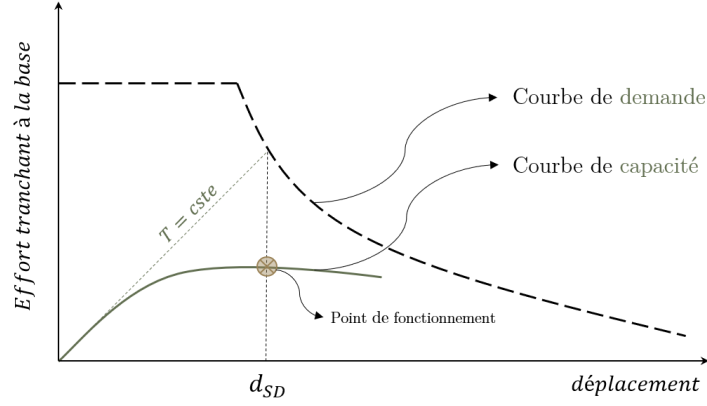


FIGURE II.D.2 – Représentation schématique d'une analyse statique non-linéaire en vue de l'obtention du point de fonctionnement

6. Enfin, l'état de déformation des éléments au point de fonctionnement de la structure est identifié et comparé à leur valeur limite. Pour être utilisable à des fins de dimensionnement, les deux expressions présentées (eq II.C.6 et II.C.8) nécessitent la calibration des paramètres $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{SD,d}$ permettant dès lors de fixer la limite en terme de déformation de la structure dans son ensemble (vérification globale) et des éléments (vérification locale) pour le niveau de performance *significant damage SD*. Néanmoins, une telle calibration nécessite une approche expérimental qui ne sera pas réalisée dans ce travail de fin d'études. C'est pourquoi nous nous baserons sur les valeurs actuellement considérées, reprises aux équations II.C.7 et II.C.10. En revanche, notre analyse permettra de confirmer la relation entre ces deux coefficients ainsi que la calibration des facteurs de comportement de façon à garantir la cohérence entre l'approche basée sur les forces et celle basée sur les déplacements. En effet, nous évaluerons l'état de déformation correspondant aux facteurs de comportement actuellement disponibles (voir Figure II.E.2) et comparerons ces valeurs avec l'état de déformation attendu pour le niveau de performance *significant damage SD*. En cas de divergence, une calibration de ces facteurs sera réalisée.

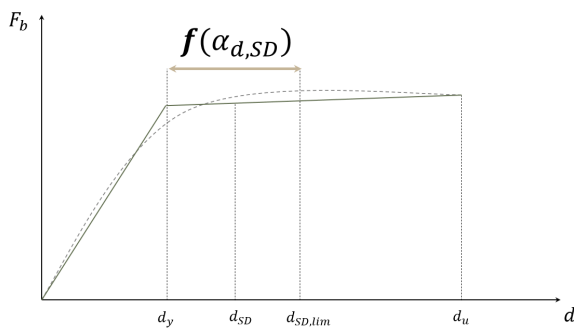


FIGURE II.D.3 – Représentation du coefficient de vérification globale $\alpha_{d,SD}$

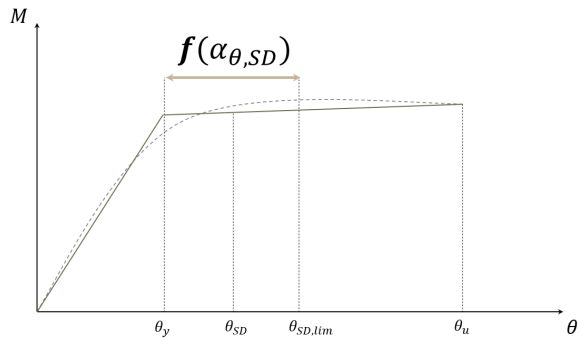
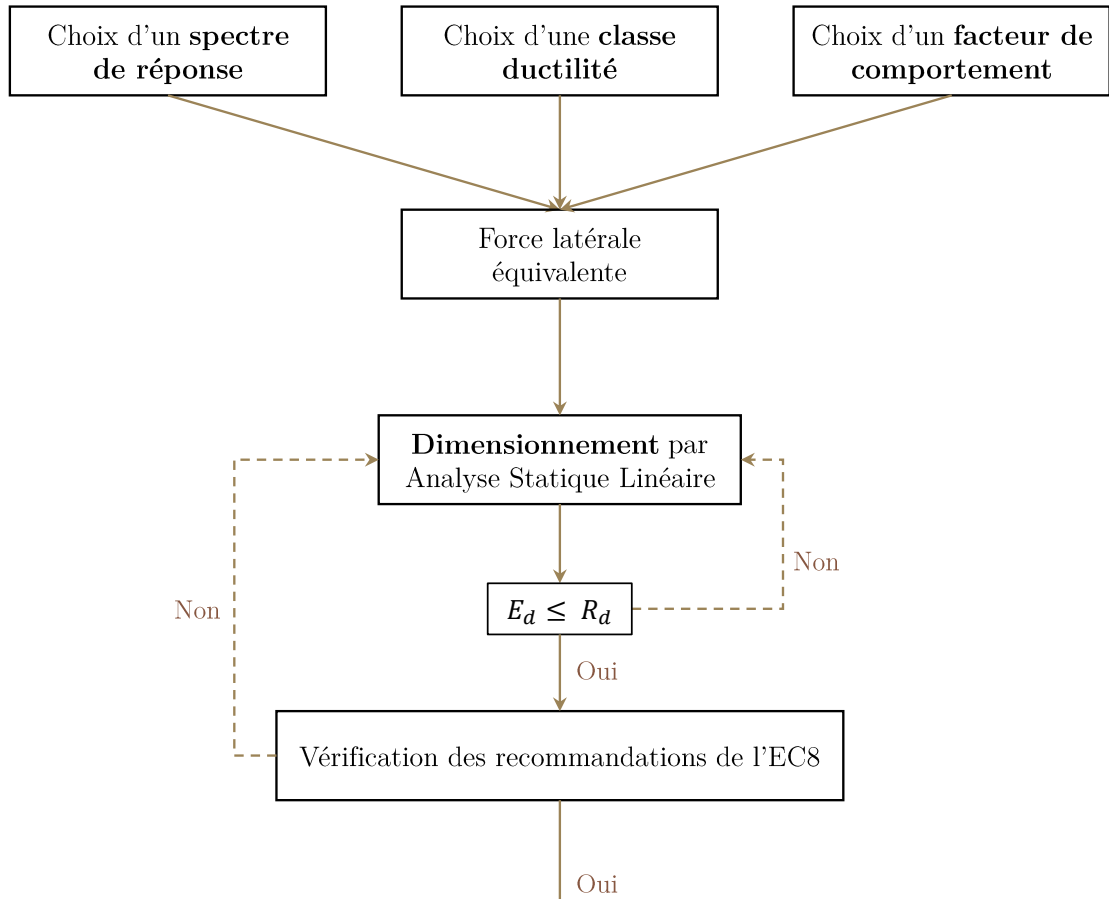


FIGURE II.D.4 – Représentation du coefficient de vérification locale $\alpha_{\theta,SD}$

Approche basée sur les forces



Approche basée sur les déplacements

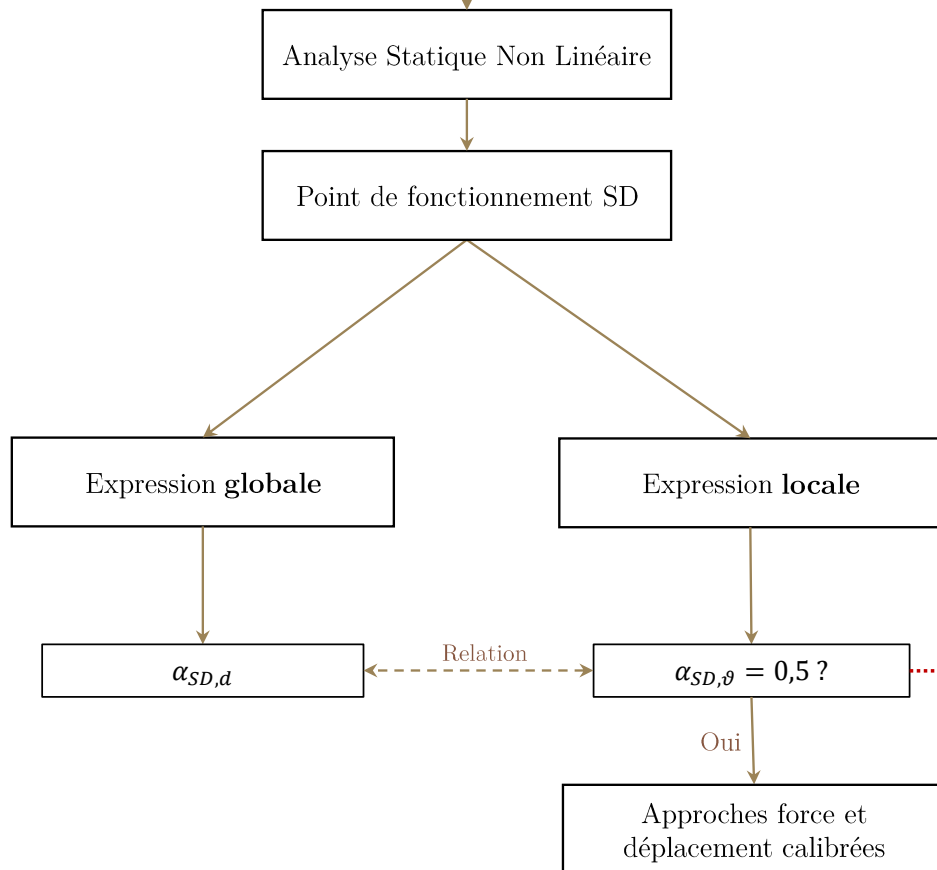


FIGURE II.D.5 – Méthodologie générale du travail de fin d'études

Section II.D.2

Futur processus de dimensionnement selon la seconde génération de l'Eurocode 8

Cette harmonisation des deux approches permettra aux concepteurs futurs d'avoir le choix de la méthode de dimensionnement. En se mettant dans la peau d'un responsable de projet, un résumé de la démarche de dimensionnement telle que orientée par la seconde génération de l'Eurocode 8 est présentée à la Figure II.D.6.

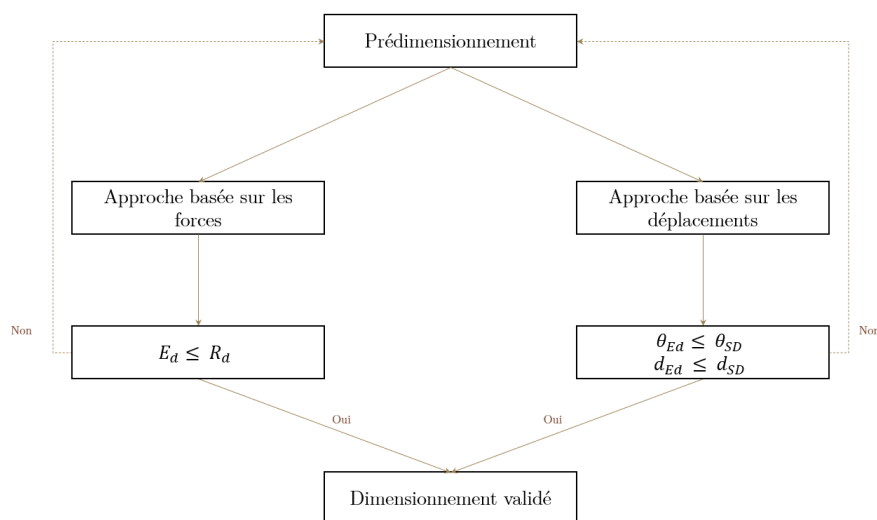


FIGURE II.D.6 – Processus de dimensionnement

D'une part grâce à la calibration des coefficients $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{SD,d}$ qui, pour rappel, n'est pas l'objectif de ce travail et, d'autre part, à l'harmonisation des deux approches, via la calibration des facteur de comportement, la seconde génération de l'Eurocode 8 sera munie de critères de vérification simples peu importe l'approche adoptée en terme de force ou en terme de déformation.

Section II.D.3

Quel est l'intérêt ?

Une question légitime peut naturellement être posée : pourquoi proposer une nouvelle approche de dimensionnement alors que jusqu'à présent, le dimensionnement s'opérait exclusivement selon une approche basée sur les forces ?

Les dommages occasionnés sur les structures durant un évènement sismique sont intimement liés aux déformations, et non pas aux forces. Dès lors, en contrôlant les déformations, on contrôle les dommages occasionnés [25].

Dès lors, une approche non-linéaire basée sur les déplacements constitue une méthode de dimensionnement plus réaliste face à l'évènement sismique.

Chapitre II.E

Synthèse des recommandations de EN1998-1-1 :2024 & EN1998-1-2 :2025

Reprendre l'entièreté des recommandations de l'Eurocode 8 dans ce travail n'a pas grand intérêt. Toutefois, le présent chapitre résume les principales hypothèses et procédures d'analyse qui seront utilisées ultérieurement ainsi que les principaux critères de vérification en vigueur pour les ossatures en béton armé. Ces recommandations sont issues de EN1998-1-1 :2024 [19] reprenant les informations générales valables pour l'ensemble des structures et de EN1998-1-2 :2025 [18] qui donne les réglementations précises en fonction du matériau de construction.

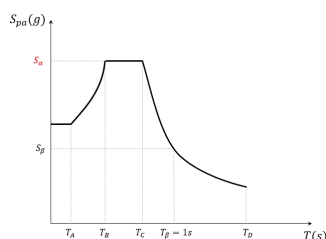
Section II.E.1

Classification des bâtiments

Une première classification se fait sur base du degré de ductilité. Au plus le degré de ductilité sera élevé, au plus les critères de vérification seront sévères afin d'assurer une capacité de déformation suffisante des éléments. En pratique, EN1998-1-1 :2024 [19] définit trois **classes de ductilité** visant à remplacer les classes DCL, DCM et DCH de la version actuelle (L : *Low*, M : *Medium* et H : *High*). Cependant, le passage à cette nouvelle classification de ductilité ne correspond pas simplement à la permutation de lettre (L,M,H) avec des chiffres (1,2,3).

1. DC1 correspond aux structures **faiblement ductiles**. Les critères de vérification tiennent uniquement compte de la surcapacité des éléments. Cette classe de ductilité correspond donc à l'actuelle classe DCL. Toutefois l'intensité sismique limite pour l'utilisation d'une classe de ductilité DC1 a été augmentée ($S_{\alpha,DC1} = 3 \text{ m/s}^2$), comparativement à la limite imposée pour l'actuelle classe DCL ($S_{\alpha,DCL} = 2,5 \text{ m/s}^2$)¹.

1.



Les nouvelles notations S_α et S_β seront utilisées dans EN1998-1-1 :2024 [19] afin de définir le spectre de réponse élastique. Ces termes correspondent à la valeur pseudo accélération maximale du plateau et à la pseudo accélération correspondant à une période de $T = 1s$ respectivement.

2. DC2 correspond aux structures **modérément ductiles**. Les vérifications tiennent compte de la surcapacité, de la dissipation d'énergie et de la capacité de **déformation locale** des éléments. Les classes DCM et DCH actuelles impactent le dimensionnement des structures de manière trop importante. Les dispositions concernées sont donc rarement respectées. La classe de ductilité DC2 permettra de combler le vide entre les classe DC1 et DC3 en proposant des critères de vérification intermédiaires abordables.
3. DC3 correspond aux structures **fortement ductiles**. Les vérifications tiennent compte de la **formation d'un mécanisme plastique global** ainsi que des vérifications locales similaires à DC2. Cette classe DC3 correspond à l'actuelle classe DCM et implique l'abandon de la classe de ductilité DCH, qui se trouvait être beaucoup trop exigeante dans le cadre du dimensionnement.

Ensuite, les nouveaux bâtiments font également l'objet d'une classification selon le niveau d'importance actuellement appelé **classe d'importance** dans EN1998-1-1 :2004 [4] mais dont la terminologie deviendra **classe de conséquence** dans EN1998-1-1 :2024 [19] . On distingue :

1. Classe de conséquence CC1 regroupant les structures dont les conséquences en terme de dommages économiques et sociaux sont de faible importance. Par exemple, des structures de stockage agricole.
2. Classe de conséquence CC2 regroupant les structures de type normal dans le sens où ces structures sont prises comme une référence pour l'établissement des coefficients associés aux autres classes.
3. Classe de conséquence CC3 qui se compose de CC3-a et CC3-b offrant deux niveaux d'importance correspondant à l'impact plus ou moins prononcé sur la sécurité publique et la protection civile. Pensons notamment aux hôpitaux qui sont d'une importance capitale après un évènement sismique.

La classe de ductilité sera prise en compte lors du choix du facteur de comportement utilisé pour le dimensionnement selon une méthode basée sur les forces alors que les classes de conséquence impliquent l'utilisation de coefficient de d'importance sur l'action sismique elle même. Typiquement, le coefficient d'importance lié à une classe CC2 sera unitaire, supérieur à l'unité pour une classe CC3 et inférieur à l'unité pour une classe CC1.

Section II.E.2

Facteur de comportement

Comparativement à EN1998-1 :2004, dans sa seconde génération, EN1998-1-1 :2024 définit le coefficient de comportement q de manière plus précise comme étant le produit de 3 contributions, illustrées à la Figure II.E.1

$$q = q_R \cdot q_S \cdot q_D$$

Une composante q_R liée à la robustesse de la structure dans le sens où il faut généralement plus d'une rotule plastique pour observer un mécanisme plastique généralisé. En d'autres mots, en cas de formation d'une rotule plastique, une redistribution des efforts est possible vers les éléments adjacents. Une composante q_S tenant compte de toutes les autres formes de réserve en capacité des éléments (lié notamment au surdimensionnement), et une composante q_D responsable de la

capacité de la structure à dissiper de l'énergie.

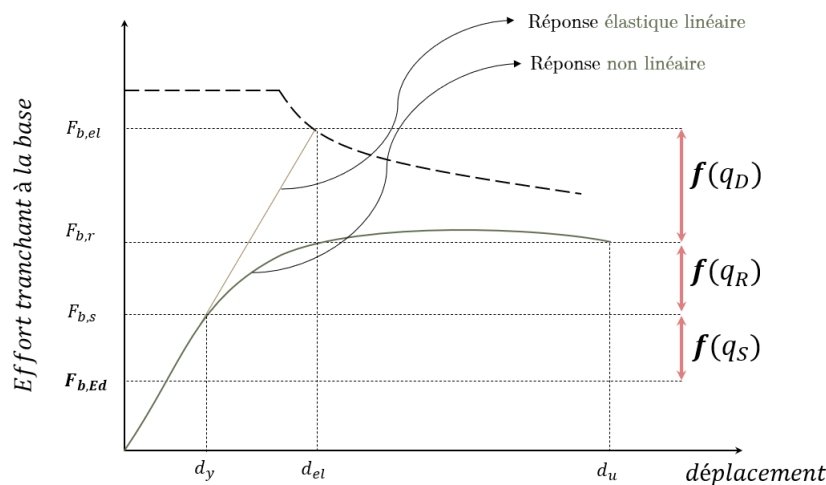


FIGURE II.E.1 – Composantes du facteur de comportement q_D , q_S et q_R (inspiré de [16])

Les valeurs conseillées² pour les composantes du facteur de comportement sont définies dans l'Eurocode et dépendent exclusivement du type de matériau et du type de principe structural. Dans le cas du béton armé (matériau d'intérêt dans le cadre de ce travail), EN1998-1-2 :2025 [18] fournira le tableau suivant (§10.4.2). La valeur des contributions au facteur de comportement varie en fonction de la classe de ductilité adoptée : DC1, DC2 ou DC3. Pour les structures de classe DC1, uniquement la valeur de $q_S = 1,5$ sera considérée tandis que les valeurs conseillées pour les classes DC2 et DC3 sont disponibles à la Figure II.E.2.

Structural type		q_R	q_D		$q = q_R q_S q_D$	
			DC2	DC3	DC2	DC3
Moment resisting frame or moment resisting frame-equivalent dual structures	multi-storey, multi-bay moment resisting frames or moment resisting frame-equivalent dual structures	1,3	1,3	2,0	2,5	3,9
	multi-storey, one-bay moment resisting frames	1,2			2,3	3,6
	one-storey moment resisting frames	1,1			2,1	3,3
Wall- or wall-equivalent dual structures	wall-equivalent dual structures	1,2	1,3	2,0	2,3	3,6
	coupled walls structures	1,2	1,4		2,5	3,6
	uncoupled walls structures	1,0	1,3		2,0	3,0
	large walls structures	--	--	--	3,0 k_w	
Flat slab structures		1,1	1,2	--	2,0	--

FIGURE II.E.2 – Valeurs recommandées du facteur de comportement pour les structures en béton armé selon la seconde génération de l'Eurocode 8

Ces valeurs par défaut correspondent à des limites supérieures, qui, en principe, ne doivent pas être excédées. Toutefois un facteur de comportement peut être réduit dans plusieurs cas de figure. Si la structure étudiée présente un faible degré de régularité en élévation, le facteur q_D doit être réduit à 0,8 fois la valeur par défaut sans pour autant être inférieur à l'unité. Enfin, des facteurs de comportement différents peuvent être utilisés pour les deux directions principales d'analyse.

2. La composante q_S n'est pas mentionnée car est systématiquement prise comme étant égale à 1,5.

Modélisation

Les paramètres principaux de modélisation font également l'objet d'une ligne de conduite précise dans l'Eurocode. Notamment concernant les charges et les masses à prendre en compte en cas d'analyse sismique mais également des indications concernant la rigidité des éléments à considérer.

II.E.3.1 Masses

Il est impératif que les masses prises en compte soient représentatives d'un état d'occupation réel du bâtiment. EN1998-1-1 :2024 [19] l'exprime sous la forme suivante :

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Avec $G_{k,j}$, $Q_{k,i}$ les masses correspondantes aux charges permanentes et variables respectivement et un coefficient de pondération $\psi_{E,i}$ tenant compte du fait que l'ensemble des charges variables n'est pas présente en cas de séisme. En effet, une surestimation de la masse ne nous place pas du côté de la sécurité puisque cela a pour effet d'augmenter la période fondamentale T et donc potentiellement diminuer l'action sismique de calcul provenant d'un spectre de réponse en pseudo accélération, illustré à la Figure II.B.1 par exemple.

Le coefficient $\psi_{E,i}$ peut être éventuellement réduit d'un facteur ϕ en fonction de la catégorie de structure considérée telle que définie dans l'Eurocode 2 [26].

II.E.3.2 Rigidité

Rappelons que l'objectif d'un modèle est de prédire le comportement d'une structure de la manière la plus réaliste possible. C'est pourquoi, compte tenu de la faible résistance à la traction du béton, la perte de rigidité engendrée par sa fissuration dans les premiers instants d'un évènement sismique doit être prise en compte dans un modèle d'analyse.

A cette fin, EN1998-1-2 :2025 [18] impose de réduire la valeur de la rigidité flexionnelle des éléments en béton armé. En l'absence d'analyse détaillée sur la diminution de rigidité, l'Eurocode 8 ([18] §5.1.3) permet de considérer la moitié de la valeur de la rigidité des sections non fissurées.

A nouveau, une sur-estimation de la rigidité effective de la structure aura pour conséquence, d'une part, la sous estimation de la période de vibration fondamentale, augmentant dès lors la valeur de dimensionnement (en se rapprochant du plateau dans un spectre de réponse) et, d'autre part, la sous-estimation des déformations.

II.E.3.3 Excentricité minimum

En vue de capter l'éventuelle excentricité liée, par exemple, à une distribution légèrement asymétrique des masses ou des charges sismiques latérales, l'Eurocode 8 ([18] §5.2) impose de tenir compte d'une excentricité accidentelle autour de l'axe vertical.

$$e_{min,i,j} = 0,05 \cdot L_{i,j}$$

Avec $L_{i,j}$ la largeur de l'étage j mesuré à angle droit par rapport à la direction i de l'action sismique. Bien que imposé dans le cadre d'un projet réel, les effets de torsion seront négligés dans le cadre de ce travail.

II.E.3.4 Considération du calcul au second ordre

Les effets liés au second ordre peuvent être négligés si la condition suivante est respectée à chaque étage :

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_{r,SD}}{q_R \cdot q_S \cdot V_{tot} \cdot h_s} \leq 0,1$$

Avec :

- La charge gravitaire totale au dessus de l'étage considéré : P_{tot}
- Le déplacement relatif entre étages : $d_{r,SD}$
- L'effort tranchant à l'étage considéré : V_{tot}
- La hauteur de l'étage considéré : h_s

θ est défini comme le coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages. Il exprime le rapport entre le moment du second ordre $P_{tot} \cdot d_{r,SD}$ et celui du premier ordre $V_{tot} \cdot h_s$ [5].

Si le rapport est compris entre $0,1 < \theta < 0,2$, les effets du second ordre sont pris en compte en pondérant les effets de l'action sismique d'un facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Enfin, si le rapport est compris entre $0,2 < \theta < 0,3$, les effets du second ordre doivent être pris en compte explicitement.

II.E.3.5 Limitation du déplacement entre étages

Pour éviter une demande en capacité trop importante localement, le déplacement entre étages (ou *inter storey drift*) doit satisfaire le critère suivant indépendamment du niveau de ductilité de la structure analysée.

$$d_{r,SD} \leq \lambda_s \cdot h_s$$

Avec $d_{r,SD}$, h_s définis à la section précédente et λ_s un coefficient permettant de faire la distinction entre les matériaux constitutifs. En pratique ce coefficient est égal à $\lambda_s = 0,02$ dans le cas des structures en béton armé (EN1998-1-2 :2025 §10.4.4 [18]).

Section II.E.4

Règles spécifiques de dimensionnement

En plus des recommandations générales qui précèdent, EN1998-1-2 :2025 [18] mentionne des dispositions constructives d'une part mais également des vérifications nécessaires sur les éléments constitutifs d'une structure. Dans le cas d'ossatures en béton armé, ces éléments sont les poutres, les colonnes et les joints dont l'ensemble des recommandations n'a pas grand intérêt dans le cadre de ce travail. Toutefois, rappeler les dispositions à prendre afin d'assurer un comportement globalement ductile d'une structure en portique est primordiale. En ce sens, le concept de dimensionnement en capacité est largement présent dans l'Eurocode 8 comme nous allons nous en rendre compte ici.

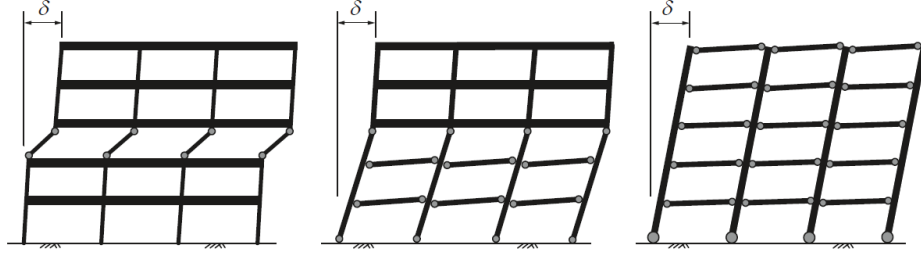


FIGURE II.E.3 – Schémas de rupture possible d'un portique. Illustration de gauche : mécanisme appelé étage faible, ou *soft storey*. Illustration centrale : mécanisme intermédiaire. Illustration de droite : mécanisme souhaité (issu de [27])

Pour un même déplacement latéral relatif total δ , comme illustré à la Figure II.E.3, deux scénarios extrêmes peuvent se produire. D'une part, la demande en déformation plastique peut être concentrée au niveau d'un étage comme le montre l'illustration de gauche, imposant une importante demande de rotation des éléments constitutifs de cet étage et impliquant une localisation des dommages. C'est ce que l'on appelle un étage faible (*soft storey*), ce qui est à proscrire.

D'autre part, l'illustration de droite montre une distribution des déformations plus homogène sur la hauteur, sollicitant la structure dans son ensemble et non plus de manière localisée permettant une dissipation d'énergie mieux répartie. Ce type de mécanisme est à privilégier et c'est pourquoi, pour les structures de classe de ductilité DC3, l'Eurocode 8 impose un critère de vérification de la ductilité globale de la structure dont l'expression est reprise ici à titre d'illustration :

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma \cdot \sum M_{Rb}$$

En chaque noeud de l'ossature, il s'agit de vérifier que la somme des moments résistants des colonnes $\sum M_{Rc}$ soient supérieurs, à un facteur de sécurité γ près, à la somme des moments résistants des poutres $\sum M_{Rb}$. De cette façon, on assure que les rotules plastiques se formeront aux extrémités des poutres dans un premier temps, garantissant dès lors le mécanisme de rupture globale souhaité, généralement appelé principe *strong column - weak beam*.

Il est donc logique d'observer que l'exigence des vérifications varie en fonction de la classe de ductilité qu'on impose à la structure étudiée : DC1, DC2 ou DC3.

Rappelons que l'Eurocode 8 est particulier dans le sens où il complète les autres normes de dimensionnement (EN1990, EN1992, ...). En l'occurrence, l'Eurocode 2 reste d'application et nous verrons ici que certaines dispositions particulières additionnelles sont fournies par l'Eurocode 8 en fonction du niveau de ductilité choisi. La procédure de dimensionnement des éléments constitutifs sur base des recommandations de l'Eurocode 2 ne sera pas détaillée dans le cadre de ce travail, mais nous nous baserons sur des ouvrages de référence tels que [28] et [29].

II.E.4.1 Poutres

L'ensemble des recommandations pour le dimensionnement des poutres se trouve en EN1998-1-2 :2025 §10.5 [18]. Par poutre, est sous-entendu tout élément sujet principalement aux sollicitations transversales et dont la contrainte axiale normalisée est limitée à la valeur suivante :

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0,1$$

Action sollicitante de calcul

Pour les classes DC1, représentant le plus faible niveau de ductilité, aucune vérification supplémentaire à celles présentes dans l'Eurocode 2 à l'exception de quelques recommandations sur les dimensions minimales des sections n'est nécessaire.

Pour les classes DC2 et DC3, en accord avec le dimensionnement en capacité présenté plus haut, l'effort tranchant sollicitant tient compte d'une part de la charge transversale présente le long de la poutre et de la formation éventuelle de rotule plastique aux extrémités d'autre part tel que illustré à la Figure II.E.4. Dès lors, l'effort tranchant sollicitant de calcul est exprimé de la manière suivante :

$$V_{ed} = V_{i,d} + \left(\frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_{cl}} \right) \quad (\text{II.E.1})$$

Avec l_{cl} la portée de la poutre et $M_{i,d}$ les moments d'extrémités de la poutre calculé de la façon suivante :

$$M_{i,d} = \begin{cases} \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} & \text{si } \sum M_{Rb} < \sum M_{Rc} \\ \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} & \text{si } \sum M_{Rb} > \sum M_{Rc} \end{cases} \quad (\text{II.E.2})$$

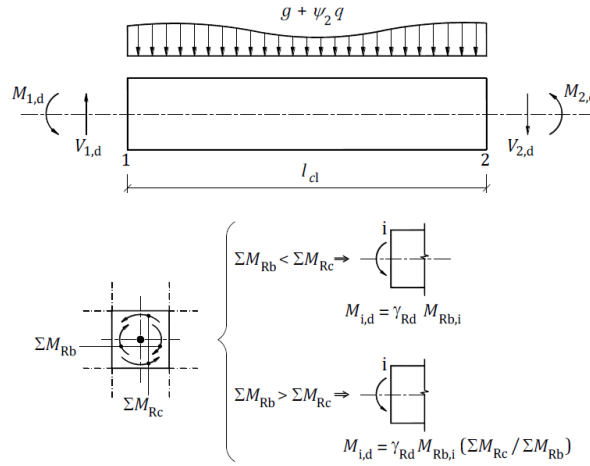


FIGURE II.E.4 – Détermination de l'effort tranchant de calcul d'une poutre selon le principe de dimensionnement en capacité (issu de [18])

La EN1998-1 :2004 imposait des coefficients de sécurité différents en fonction de la classe (DCL, DCM ou DCH), EN1998-1-2 :2025 propose une valeur unique de $\gamma_{RD} = 1,1$.

Vérifications

Afin d'assurer une ductilité locale suffisante, [18] fournit également des dispositions relatives aux armatures ce qui impactera le dimensionnement de manière significative dans certains cas.

Plus précisément, une quantité d'armatures longitudinales minimale est requise dans les zones en traction des éléments poutres, en accord avec le tableau II.E.1 ou alternativement par la formulation suivante :

$$\rho_{l,min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

Cette disposition vise à imposer une quantité minimale d'armature en traction pour compenser les forces de traction éventuellement relâchées par le béton lors de sa fissuration [5].

Qualité du béton	Qualité de l'acier	
	B400	B500
C20-C25	0,35%	0,25%
C30-C45	0,50%	0,35%
C50-C90	0,60%	0,45%

TABLE II.E.1 – Quantité minimale d'armatures dans les zones en traction des poutres

De plus, dans les régions critiques, la quantité d'armatures longitudinales en zone tendue ne doit pas excéder une certaine valeur définie par le tableau II.E.2 suivant, avec ρ'_l le ratio d'armature présent en zone de compression.

Qualité du béton	DC2		DC3	
	Qualité de l'acier		Qualité de l'acier	
	B400	B500	B400	B500
C20-C25	$\rho'_l + 0,7\%$	$\rho'_l + 0,5\%$	$\rho'_l + 0,5\%$	$\rho'_l + 0,3\%$
C30-C45	$\rho'_l + 1,2\%$	$\rho'_l + 0,8\%$	$\rho'_l + 1,0\%$	$\rho'_l + 0,6\%$
C50-C90	$\rho'_l + 1,7\%$	$\rho'_l + 1,2\%$	$\rho'_l + 1,5\%$	$\rho'_l + 1,0\%$

TABLE II.E.2 – Quantité maximale d'armatures dans les zones en traction des poutres

Finalement, pour tous les niveaux de ductilité, la quantité d'armatures longitudinales présente en zone de compression ne doit pas être **inférieure à la moitié** de la quantité d'armatures longitudinales présente en zone tendue. Comme nous le verrons dans la Partie III, cette imposition contrôlera, en règle générale, le dimensionnement des armatures des poutres.

Les armatures transversales sont également soumises à certaines contraintes, en accord avec la Figure II.E.5 reprises ici de manière non exhaustive :

- Diamètre supérieur à $d_{bw} = 6$ mm.
- L'espacement entre les étriers, noté s , ne doit pas excéder une certaine valeur dépendant de la classe de ductilité.
- Aux extrémités, la distance entre le premier étrier et l'élément vertical doit être inférieur à 50 mm.

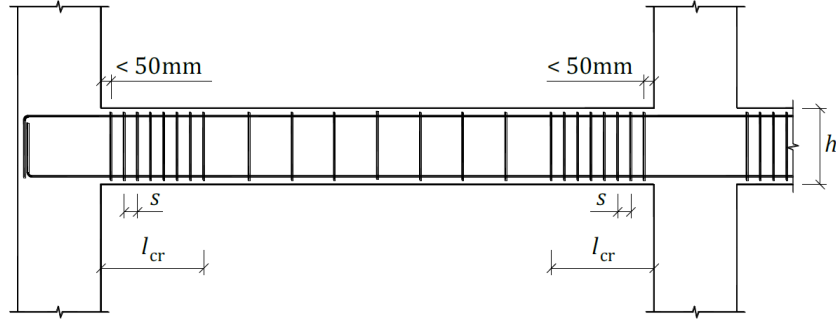


FIGURE II.E.5 – Illustration des recommandations sur la disposition des armatures transversales dans une poutre (issu de [18])

II.E.4.2 Colonnes

De même, l'ensemble des exigences concernant les colonnes est donné dans EN1998-1-2 :2025 §10.6 [18]. A l'inverse des éléments poutres, les colonnes sont définies comme des éléments soumis à d'importantes charges axiales. Il se distingue toutefois des murs en ayant une section présentant un ratio *hauteur - largeur* inférieur à 5.

De plus, l'effort normal normalisé v_{Ed} dans les colonnes est limité aux valeurs suivantes, en fonction de la classe de ductilité.

- DC2 : 0,65
- DC3 : 0,55

Action sollicitante de calcul

Pour les classes de ductilité DC2 et DC3, la charge axiale de calcul en tête de colonne à considérer est celle dont la contribution de la charge sismique est amplifiée d'un facteur Ω , appelé facteur d'amplification :

$$\boxed{N_{Ed,i} = N_{Ed,G,i} + \Omega \cdot N_{Ed,E,i}} \quad (\text{II.E.3})$$

Avec $N_{Ed,G,i}$ et $N_{Ed,E,i}$ correspondant à la charge axiale en tête de colonne issue des charges gravitaires et de la contribution des charges latérales équivalentes respectivement pour la combinaison sismique de calcul.

Toujours pour les structures de classe DC2 et DC3, et de la même manière que pour les poutres, la valeur de l'effort tranchant sollicitant tiendra compte de la plastification éventuelle des extrémités de la colonne exprimée par l'équation II.E.1. Le moment d'extrémité s'exprime de la manière suivante :

$$M_{i,d} = \begin{cases} \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} & \text{si } \sum M_{Rb} > \sum M_{Rc} \\ \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} & \text{si } \sum M_{Rb} < \sum M_{Rc} \end{cases} \quad (\text{II.E.4})$$

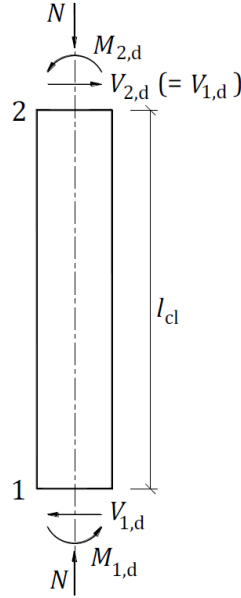


FIGURE II.E.6 – Détermination de l’effort tranchant de calcul d’une colonne selon le principe de dimensionnement en capacité (issu de [18])

Vérifications

A nouveau, l’Eurocode 8 exige une quantité d’armature comprise entre une valeur minimale et maximale pour assurer une ductilité locale suffisante.

$$1\% < \rho_l < 4\%$$

Comme nous le verrons, cette borne inférieure contrôlera exclusivement le dimensionnement des colonnes, en particulier pour les structures sujettes à une action sismique de faible intensité.

De plus, une valeur minimale du ratio volumétrique mécanique ω_{wd} des armatures transversales doit être respectée pour obtenir un confinement du béton adéquat. Ce ratio s’exprime de la façon suivante :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume d'armature transversale}}{\text{volume de béton confiné}} \cdot \frac{f_{ywd}}{f_{cd}}$$

Avec f_{ywd} et f_{cd} les valeurs de résistance de calcul des armatures transversales et du béton respectivement.

Enfin, en plus des mesures explicitement reprises ici, d’autres sont précisées dans l’Eurocode 8 quant à l’espacement entre les armatures transversales dans les régions critiques, le diamètre minimale autorisé, les configurations autorisées,...

II.E.4.3 Joints

Les joints requièrent une attention particulière en terme de dispositions constructives et vérifications lors du dimensionnement puisqu’ils font partie intégrante du système de résistance latéral d’une structure de type ossature. Pour respecter ces critères de vérification, certains joints sont d’ailleurs munis d’armatures considérablement supérieures aux armatures présentes dans les éléments adjacents. Les exigences à respecter sont disponibles en EN1998-1-2 :2025 §10.7.

Action sollicitante de calcul

Pour les classes DC1 et DC2, l'effort tranchant sollicitant les joints est celui issu de l'analyse sismique, en considérant une action sismique positive et négative. En revanche, pour les classes de ductilité DC3, l'effort tranchant sollicitant tient compte de la plastification éventuelle des armatures longitudinales des poutres formant le joint. On distingue pour les joints extérieurs composés d'une seule poutre de rive :

$$V_{Ed,j,ext} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad (\text{II.E.5})$$

Et les joints intérieurs composés de deux poutres :

$$V_{Ed,j,int} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \quad (\text{II.E.6})$$

Avec A_{s1} et A_{s2} représentant la section d'armature inférieure et supérieure respectivement, f_{yd} la résistance de calcul des armatures et V_c est la valeur de l'effort tranchant au dessus du joint issu de l'analyse statique sous la combinaison sismique de calcul.

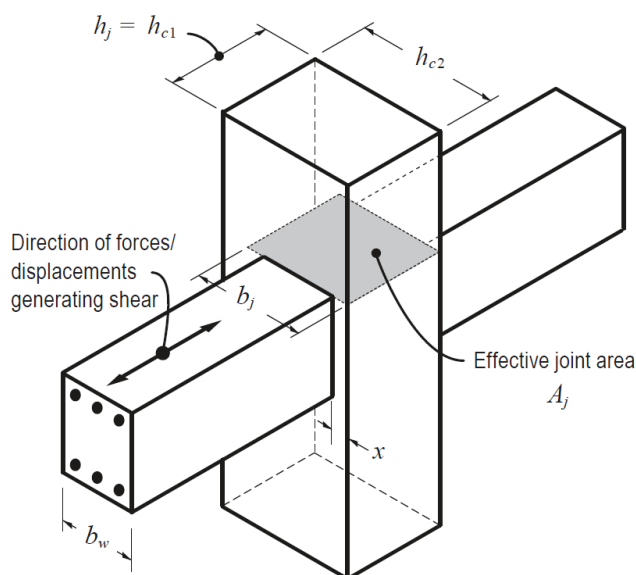


FIGURE II.E.7 – Illustration d'un joint entre une colonne et deux poutres représentative d'un joint d'ossature en portique (issu de [27])

II.E.4.4 Dispositions pour les ancrages et les recouvrements d'armatures

EN1998-1-2 :2025 §10.11 fournit également des réglementations concernant les dispositions constructives des armatures longitudinales et transversales. Parmi celles-ci, citons notamment :

- Les étriers transversaux doivent être refermés avec un angle de 135° et prolongés d'une longueur d'au moins dix fois le diamètre des barres. Cette disposition permet d'éviter que ceux-ci ne s'ouvrent en cas de sollicitation latérale. De plus, les étriers permettent d'apporter au béton un confinement adéquat et, par conséquent, augmenter sa ductilité [5].
- Les armatures responsables de l'ancrage entre les poutres et le joint doivent être placées à l'intérieur des étriers transversaux.
- Des armatures d'un certain diamètre d_{bl} doivent être utilisées afin de prévenir le risque de rupture de liaison lors du recouvrement de barres. L'Eurocode 8 fournit des formules

permettant d'évaluer le diamètre minimal et, sous certaines conditions, l'utilisation d'un tableau récapitulatif.

Pour les joints intérieurs :

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + \frac{0,75 \cdot k_D \cdot \rho'_l}{\rho_{l,max}}} \quad (\text{II.E.7})$$

Pour les joints extérieurs :

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (\text{II.E.8})$$

- Les recouvrements doivent s'opérer hors des zones critiques des éléments.

Troisième partie

Modèles Numériques et Dimensionnement

Introduction

Cette Partie III porte sur le dimensionnement parasismique de structures selon une approche basée sur les forces, la méthode des forces latérales équivalentes, telle que décrite dans EN1998-1-1 :2024 [19]. La structure de référence est une **ossature en portique de 5 étages** en faisant l'hypothèse d'un **sol de type B** pour l'élaboration du spectre de réponse élastique. De plus, 4 *peak ground acceleration* PGA ont été sélectionnés auxquels correspondent 4 accélérations de calcul au niveau d'un sol de classe A, comme discuté à la section II.B.1. Enfin, 3 classes de ductilité sont également considérées, donnant lieu, finalement, à 7 combinaisons différentes, illustrées au tableau 3. La dernière colonne reprend les facteurs de comportement utilisés pour le dimensionnement, en accord avec les valeurs conseillées par EN1998-1-2 :2025 [18] disponibles à la Figure II.E.2.

Action sismique	Classe de ductilité	Facteur de comportement
$a_g = 0,74 \text{ m/s}^2$	DC1	$q = 1,5$
	DC2	$q = 2,5$
	DC3	$q = 3,9$
$a_g = 1,48 \text{ m/s}^2$	DC2	$q = 2,5$
	DC3	$q = 3,9$
$a_g = 2,22 \text{ m/s}^2$	DC3	$q = 3,9$
$a_g = 2,84 \text{ m/s}^2$	DC3	$q = 3,9$

TABLE 3 – Détail des ossatures en béton armé analysées dans ce travail : paramètre et nomenclature.

Ensuite, de façon à pouvoir balayer la large gamme d'ossatures imaginables, nous ferons varier le type de sol et le nombre d'étages de l'ossature donnant lieu, au final, à un total de 28 ossatures en portique comprenant les trois classes de ductilité qui ont été dimensionnées pour résister à des actions sismiques différentes. Plus précisément, nous aurons les 4 ossatures type suivantes, chacune déclinée en 7 structures correspondant aux combinaisons présentées dans le tableau précédent 3.

1. L'ossature de référence comprenant 5 étages avec l'hypothèse d'un sol de type B.
2. L'ossature de 5 étages avec l'hypothèse d'un sol de type D.
3. L'ossature de 3 étages avec l'hypothèse d'un sol de type B.
4. L'ossature de 8 étages avec l'hypothèse d'un sol de type B.

L'ensemble des structures analysées est repris au tableau récapitulatif 4, définissant également le label de chacune des structures qui sera largement utilisé dans la suite de ce travail. Bien que nous utiliserons les spectres de réponse élastique de la version actuelle des normes, le niveau d'intensité de l'action sismique est représentée par le paramètre S_α qui, dans la seconde génération de l'Eurocode 8, servira à définir de manière univoque le spectre de réponse élastique. La valeur de S_α représente la valeur du plateau d'un spectre de réponse.

Sol	Étages	Ductilité	a_g [m/s^2]	S_α [m/s^2]	q [-]	Label
B	5	DC3	2,84	8,5	3,9	5S-TypeB-DC3-0,85g
			2,22	6,7	3,9	5S-TypeB-DC3-0,67g
			1,48	4,4	3,9	5S-TypeB-DC3-0,44g
			0,74	2,2	3,9	5S-TypeB-DC3-0,22g
		DC2	1,48	4,4	2,5	5S-TypeB-DC2-0,44g
			0,74	2,2	2,5	5S-TypeB-DC2-0,22g
		DC1	0,74	2,2	1,5	5S-TypeB-DC1-0,22g
D	5	DC3	2,84	9,6	3,9	5S-TypeD-DC3-0,96g
			2,22	7,5	3,9	5S-TypeD-DC3-0,75g
			1,48	5,0	3,9	5S-TypeD-DC3-0,50g
			0,74	2,5	3,9	5S-TypeD-DC3-0,25g
		DC2	1,48	5,0	2,5	5S-TypeD-DC2-0,50g
			0,74	2,5	2,5	5S-TypeD-DC2-0,25g
		DC1	0,74	2,5	1,5	5S-TypeD-DC1-0,25g
B	3	DC3	2,84	8,5	3,9	3S-TypeB-DC3-0,85g
			2,22	6,7	3,9	3S-TypeB-DC3-0,67g
			1,48	4,4	3,9	3S-TypeB-DC3-0,44g
			0,74	2,2	3,9	3S-TypeB-DC3-0,22g
		DC2	1,48	4,4	2,5	3S-TypeB-DC2-0,44g
			0,74	2,2	2,5	3S-TypeB-DC2-0,22g
		DC1	0,74	2,2	1,5	3S-TypeB-DC1-0,22g
B	8	DC3	2,84	8,5	3,9	8S-TypeB-DC3-0,85g
			2,22	6,7	3,9	8S-TypeB-DC3-0,67g
			1,48	4,4	3,9	8S-TypeB-DC3-0,44g
			0,74	2,2	3,9	8S-TypeB-DC3-0,22g
		DC2	1,48	4,4	2,5	8S-TypeB-DC2-0,44g
			0,74	2,2	2,5	8S-TypeB-DC2-0,22g
		DC1	0,74	2,2	1,5	8S-TypeB-DC1-0,22g

TABLE 4 – Label des 28 ossatures analysées

Plus précisément, cette partie se concentre sur les points suivants :

- La présentation des modèles d'analyse
- Le dimensionnement selon la méthode des forces latérales équivalentes
- Analyse du comportement élastique linéaire.

Cette première étape de dimensionnement, en utilisant les coefficients de comportement actuellement proposés dans EN1998-1-2 :2025 [18], est nécessaire en vue d'une comparaison avec une approche basée sur les déplacements qui constituera la Partie IV de ce travail.

Chapitre III.A

Présentation des modèles d'analyse

Section III.A.1

Géométrie

Comme mentionné dans l'introduction, les structures d'intérêt dans le cadre de ce mémoire sont les ossatures en béton armé. Plus précisément, nous analyserons une structure composée de trois portiques parallèles équivalents distants d'une portée de cinq mètres. Une vue en plan est présentée à la Figure III.A.1.

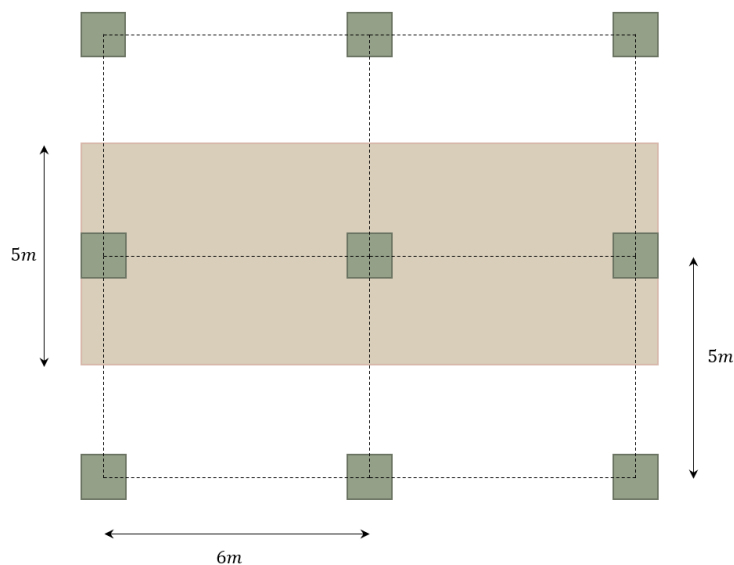


FIGURE III.A.1 – Vue en plan de la structure étudiée : trois portiques parallèles

Cependant, l'analyse sera réalisée selon une direction de l'action sismique parallèle aux portiques en supposant une réponse entièrement translationnelle et en négligeant les effets de torsion. Cette simplification, qui reste toutefois réaliste, nous permet d'analyser les portiques en plan sur base de modèles 2D. Dès lors, l'accent sera porté sur le dimensionnement du portique central en faisant l'hypothèse des surfaces d'influences, c'est à dire, en tenant compte des charges présentes sur une largeur de 2,5 mètres de part et d'autre de ce portique.

De plus, la Figure III.A.2 illustre la nomenclature qui sera utilisée tout au long de ce travail en ce qui concerne les poutres, les colonnes et les joints du portique central de référence. Bien entendu,

une adaptation en fonction du nombre d'étages pour les 4 types d'ossature est supposée.

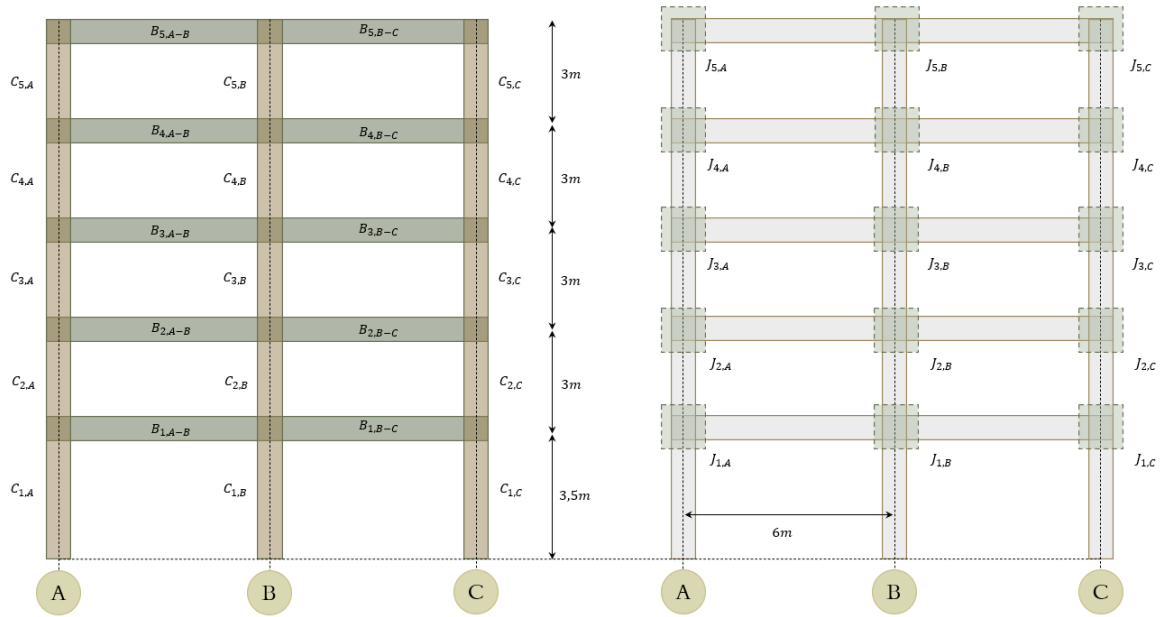


FIGURE III.A.2 – Vue en élévation du portique central de référence et nomenclature des éléments constitutifs

Afin de capter le comportement de portiques de différentes élévations, nous analyserons des portiques comprenant 3, 5 et 8 étages, comme illustré à la Figure III.A.3.

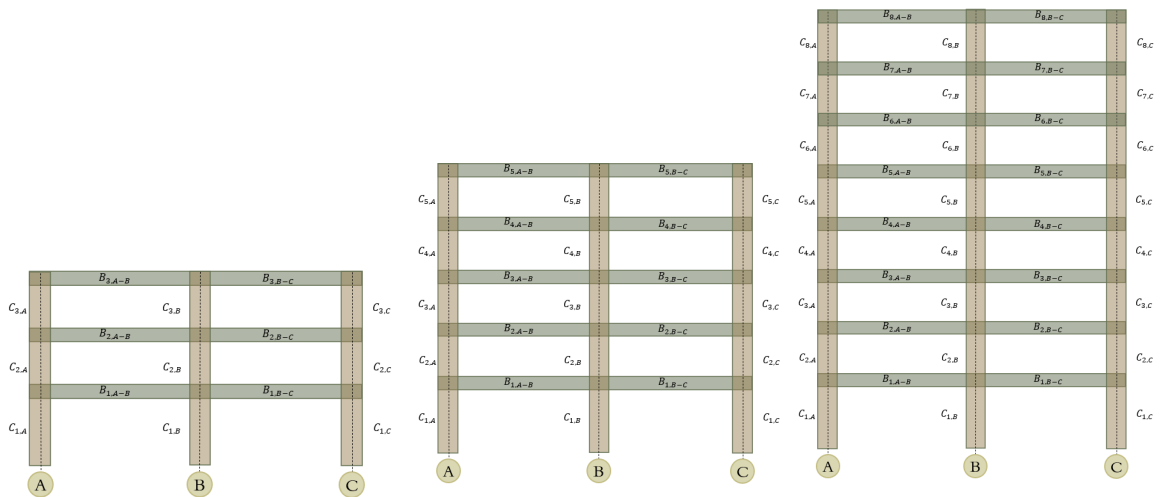


FIGURE III.A.3 – Vue en élévation des portiques centraux et nomenclature des éléments constitutifs

Pour chaque ossature, les dimensions géométriques globales sont les suivantes, telles que illustrées aux Figures III.A.1 et III.A.2.

- Distance entre portique : $d = 5m$.
- Hauteur du premier étage : $h_1 = 3,5m$.
- Hauteur des autres étages : $h_2 = 3m$.

- Portée des poutres : $L = 6m$.
- Bande de chargement pour le calcul des charges et des masses : $l = 5m$.

Section III.A.2

Matériaux

Les ossatures analysées sont en béton armé dont les propriétés mécaniques rappelées ici sont issues des indications de l'Eurocode 2 [26].

Béton

Le béton considéré est celui de classe **C35/45**. Le choix du béton pourrait paraître arbitraire mais l'Eurocode impose d'utiliser un béton au minimum C16/20 pour les classes de ductilité DC1 et C20/25 pour les classes DC2 et DC3. Les propriétés mécaniques sont reprises au tableau III.A.1.

Propriétés mécaniques du béton			
Résistance caractéristique à la compression sur cylindre	f_{ck}	35	MPa
Résistance à la compression moyenne	f_{cm}	43	MPa
Résistance de calcul à la compression	f_{cd}	23,3	MPa
Résistance caractéristique à la traction	f_{ctk}	2,2	MPa
Résistance à la traction moyenne	f_{ctm}	3,2	MPa
Résistance de calcul à la traction	f_{ctd}	1,5	MPa
Module de Young	E_{cm}	34	GPa
Déformation à contrainte maximale	ϵ_{c1}	2,25	‰
Déformation ultime	ϵ_{cu1}	3,5	‰
Densité	ρ_c	2500	kg/m ³

TABLE III.A.1 – Propriétés mécaniques du béton selon l'Eurocode 2

Acier

De même l'acier utilisé pour les armatures longitudinales et transversales est du **BE500S** présentant les propriétés mécaniques suivantes.

Propriétés mécaniques de l'acier			
Résistance caractéristique	f_{yk}	500	MPa
Résistance moyenne	f_{ym}	575	MPa
Résistance de calcul	f_{yd}	434,8	MPa
Module de Young	E_s	200	GPa
Déformation à la plastification	ϵ_y	0,25	‰
Déformation à la rupture	ϵ_u	5	‰
Densité	ρ_s	7850	kg/m ³

TABLE III.A.2 – Propriétés mécaniques de l'acier selon l'Eurocode 2

La valeur résistance moyenne f_{ym} est tirée des essais effectués sur une grande quantité d'échantillons, présentés dans une publication de la Commission Européenne [30].

Coefficient de sécurité

Enfin, les coefficients de sécurité associés aux matériaux utilisés dans le cadre de ce travail de fin d'études sont les suivants.

Coefficients de sécurité		
Coefficient lié au béton	γ_c	1,50
Coefficient lié à l'acier	γ_s	1,15

TABLE III.A.3 – Coefficients de sécurité des matériaux

Section III.A.3

Charges et masses

Les structures sont soumises aux charges gravitaires habituelles ainsi qu'aux charges sismiques représentées par le spectre de réponse adéquat, fonction du niveau de ductilité, du type de sol et du facteur de comportement.

Charges gravitaires

Les charges gravitaires sont modélisées sous forme de charges linéairement distribuées le long des poutres, à chaque étage du portique central. De plus, le poids propre des éléments est pris en compte automatiquement par le logiciel de calcul à éléments finis avec la valeur de densité définie aux tableaux III.A.1 et III.A.2 pour le béton et l'acier respectivement.

On distingue les charges permanentes, notée G et les charges variables notée Q . le tableau III.A.4 suivant récapitule le chargement vertical à chaque étage du portique. Les valeurs utilisées sont issues de EN1991-1-1 [31] aux sections §6.3.1.2 et §6.3.4 pour les étages intérieurs (noté Int.) et la toiture (notée Toit.) respectivement.

Type	Étage	Étage	Chargement	Valeur	Unités
Poids propre	$G_{k,1}$	Tous	Poids propre	25	kN/m^3
			Dalle de 15 cm		
Autres charges permanentes	$G_{k,2}$	Int.	Éléments secondaires	1,2	kN/m^2
			Finitions	1,3	kN/m^2
		Toit.	Finitions	1	kN/m^2
Charges Variables	Q_k	Int.	Charge d'exploitation	2	kN/m^2
		Toit.	Toit de catégorie H [31]	1	kN/m^2

TABLE III.A.4 – Détail des charges gravitaires s'exerçant aux différents étages du portique central selon EN1991-1-1 [31]

Charges sismiques

Les évènements sismiques, que nous noterons E en toute généralité, sont représentés par leur spectre de réponse en pseudo accélération tel que défini dans EN1998-1 :2004 [4]. Les paramètres permettant de construire les spectres de réponse de calcul sont les suivants :

- Sol de type B et type D en fonction du portique.

- Spectre de type 1. Les paramètres pertinents dans le cadre de ce travail sont pointées dans le tableau III.A.5.

Type	Classe de Sol	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Type 1	A	1,00	0,15	0,40	2,00
	B	1,20	0,15	0,50	2,00
	C	1,15	0,20	0,60	2,00
	D	1,35	0,20	0,80	2,00
	E	1,4	0,15	0,50	2,00
Type 2	A	1,00	0,05	0,25	1,20
	B	1,35	0,05	0,25	1,20
	C	1,5	0,10	0,25	1,20
	D	1,8	0,10	0,30	1,20
	E	1,6	0,05	0,25	1,20

TABLE III.A.5 – Paramètres définissant les spectres de réponse selon EN1998-1 :2004

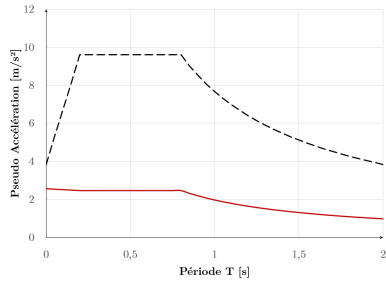
- Niveau de l'intensité sismique variable, en fonction de la structure étudiée, caractérisé par S_α . Comme ce dernier désigne le niveau du plateau du spectre de réponse élastique, la valeur correspondante de a_g requise pour tracer les spectres de réponse selon EN1998-1 :2004 est donnée par la relation suivante :

$$a_{g,i} = \frac{S_{\alpha,i}}{2,5 \cdot S}$$

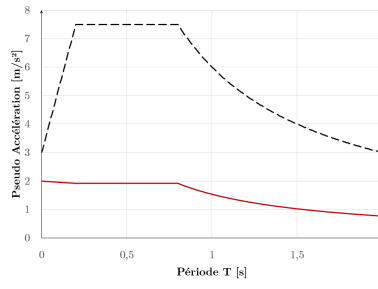
Avec S le paramètre dépendant du type de sol disponible au tableau III.A.5.

- Facteur de comportement q variable, en fonction de la classe de ductilité de la structure étudiée, en accord avec la Figure II.E.1.

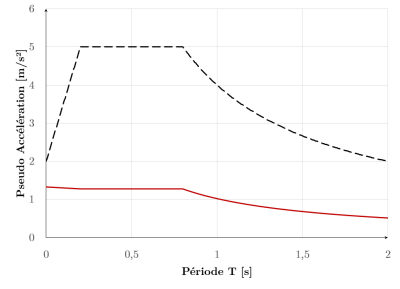
Ces valeurs permettent de tracer les différents spectres de calcul sur base des équations présentées à la section II.B.1 (équations II.B.1 et II.B.2), disponibles aux Figures III.A.4 et III.A.5 pour les sols de classe D et B respectivement.



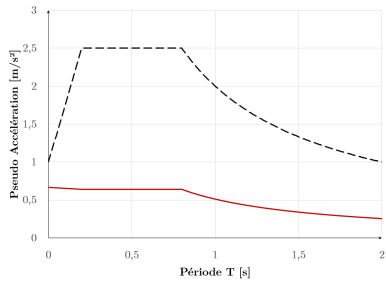
(a) $S_\alpha = 9,6$ et $q = 3,9$



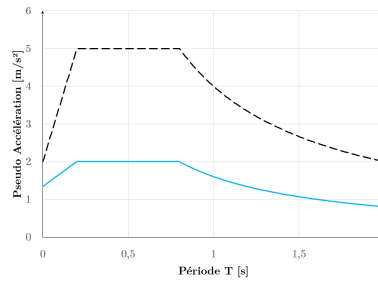
(b) $S_\alpha = 7,5$ et $q = 3,9$



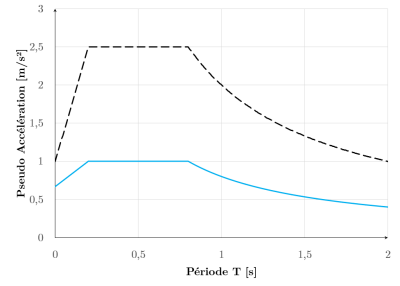
(c) $S_\alpha = 5,0$ et $q = 3,9$



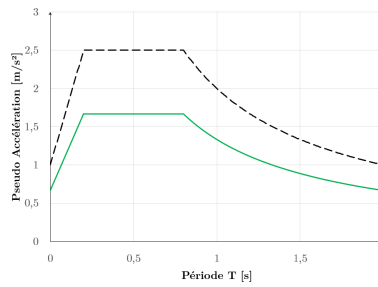
(d) $S_\alpha = 2,5$ et $q = 3,9$



(e) $S_\alpha = 5,0$ et $q = 2,5$



(f) $S_\alpha = 2,5$ et $q = 2,5$



(g) $S_\alpha = 2,5$ et $q = 1,5$

FIGURE III.A.4 – Spectres de réponse élastique (noir) et spectre de réponse de calcul (couleur) pour un sol de type D en fonction de la structure étudiée

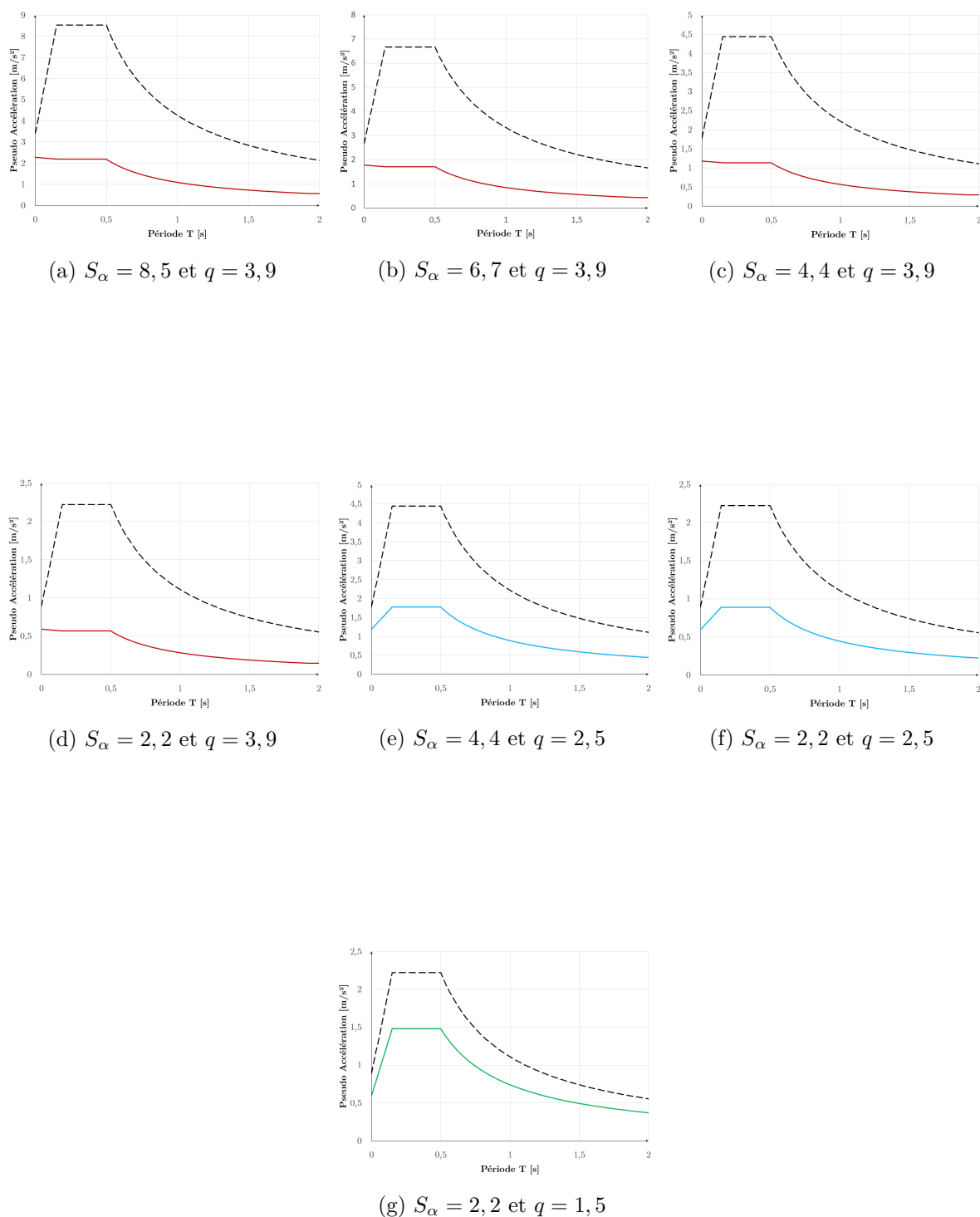


FIGURE III.A.5 – Spectres de réponse élastique (noir) et spectre de réponse de calcul (couleur) pour un sol de type B en fonction de la structure étudiée

Combinaisons de charge

Le dimensionnement de la structure se fera en considérant deux combinaisons de charge : une combinaison à l'état limite ultime, notée ELU et une combinaison sismique, notée E.

Pour la combinaison sismique, un facteur de réduction $\psi_{E,i}$ est appliqué aux charges variables pour tenir compte du fait que l'ensemble de ces charges n'est pas présent lors d'un évènement sismique. Or, comme mentionné dans la Partie II, la masse à chaque étage doit être correctement estimée¹ :

$$G_{k,i} + \psi_{E,i} \cdot Q_k \quad " + " \quad E$$

Avec $\psi_{E,i} = 0,3$.

La combinaison à l'état limite ultime s'exprime classiquement en pondérant les charges permanentes et variables de la façon suivante :

$$\gamma_G \cdot G_{k,i} + \gamma_Q \cdot Q_k$$

Avec $\gamma_G = 1,35$ et $\gamma_Q = 1,5$.

Basé sur le tableau III.A.4 et compte tenu de la géométrie du portique central (Figures III.A.1 et III.A.2), nous obtenons finalement les charges uniformément réparties le long des poutres, présentées au tableau III.A.6. Mise à part le poids propre de la dalle tenu en compte explicitement, ces valeurs ne considèrent pas le poids propre des autres éléments constitutifs, notamment poutres et colonnes, puisque ce dernier est tenu en compte automatiquement par le logiciel de calcul.

Étage	G_{k1}	G_{k2}	Q_k	Total ELU	Total Sismique	Unités
Intérieur	18,75	12,5	10	57,19	34,25	kN/m
Toit	18,75	5	5	39,56	25,25	kN/m

TABLE III.A.6 – Charges uniformément distribuées le long des poutres du portique central

Masses

Les masses sont directement déduites du chargement présenté au tableau III.A.6. Compte tenu de la gravité g , les masses uniformément distribuées le long des poutres sont données au tableau III.A.7 suivant.

Étage	m_{Gk1}	m_{Gk2}	m_{Qk}	Total Sismique	Unités
Intérieur	1911,3	1274,2	305,8	3491,48	kg/m
Toit	1911,3	509,7	152,9	2573,90	kg/m

TABLE III.A.7 – Masses uniformément distribuées le long des poutres du portique central

Section III.A.4

Présentation de Scia Engineer

Scia Engineer est un logiciel à éléments finis largement utilisé dans le domaine de la construction. Scia propose une interface très facile d'utilisation et d'interprétation permettant l'analyse de structures dans leur domaine linéaire.

1. " + " est une notation utilisée dans l'Eurocode qui signifie "ajouté à" dans le sens où les sollicitations liées à l'action sismique E doivent être vérifiées pour E positif et E négatif.



FIGURE III.A.6 – Logo Scia Engineer (issu de [32])

De plus, la version étudiante offre l'accès à des fonctionnalités qui s'avèrent très utiles dans le cadre de ce mémoire : les fonctionnalités dynamique et de dimensionnement paramétrique.

La première est utile pour effectuer une analyse dynamique linéaire simple en fournissant les propriétés dynamiques fondamentales telle que les périodes et fréquences propres, les modes de vibration, la masse modale effective, la déformée des n premiers modes de vibration, n étant défini par l'utilisateur.

La deuxième fonctionnalité est d'un grand intérêt dans ce travail puisque les structures étudiées sont de simples portiques 2D relativement identiques. Dès lors, chaque caractéristique géométrique et chaque section peuvent être paramétrées donnant lieu à une interface telle que représentée à la Figure III.A.7. De cette manière, le calcul itératif, inévitable dans une phase de dimensionnement, est grandement accéléré. De plus la modification des paramètres géométriques en fonction du portique étudié (nombre d'étage, etc) est facilement adaptable également.

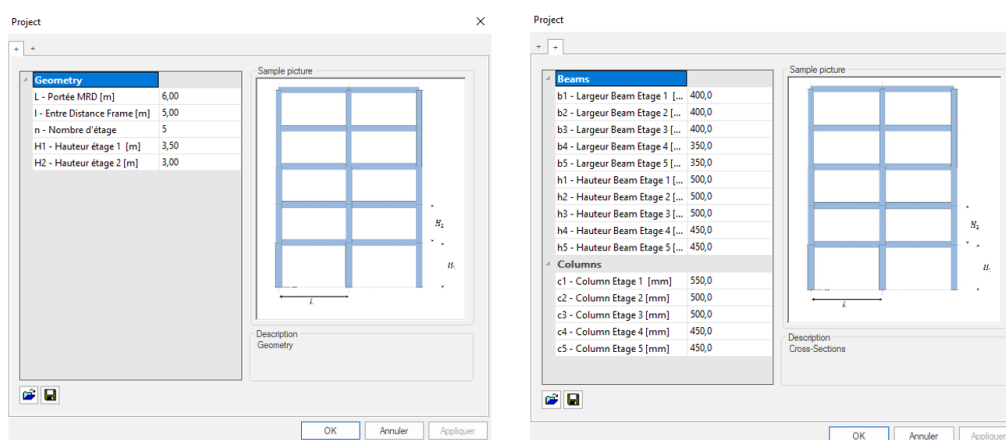


FIGURE III.A.7 – Interface de dimensionnement paramétrique dans Scia Engineer

Chapitre III.B

Dimensionnement par méthode des forces latérales équivalentes

Les modèles présentés au chapitre III.A vont maintenant faire l'objet d'un dimensionnement selon la **méthode des forces latérales équivalentes** telle que décrite dans EN1998-1-1 :2024 & EN1998-1-2 :2025. Pour rappel, cette méthode consiste à convertir l'action sismique en un jeu de forces latérales s'appliquant à chaque étage de la structure. De cette manière, il est possible d'étudier la réponse de la structure selon une analyse statique linéaire élastique, autorisée dans Scia Engineer.

Le processus de dimensionnement étant un exercice itératif, seules les dimensions et armatures finales seront présentées. Les résultats relatifs aux 7 portiques de référence (5S-TypeB) seront fournis dans le courant de ce chapitre à titre d'illustration. Cependant, afin de ne pas alourdir inutilement le présent chapitre, les résultats du dimensionnement des 21 autres portiques (5S-TypeD, 3S-TypeB et 8S-TypeB) seront placés aux Annexes L, M et N.

Section III.B.1

Paramètres et hypothèses de dimensionnement

Avant d'entrer directement dans le dimensionnement en tant que tel, il est jugé bon de rappeler les hypothèses de calculs et de modélisation dont la liste exhaustive est reprise ici. Ces hypothèses constituent également les limitations des modèles d'analyse qui feront l'objet d'une discussion sur les améliorations futures en fin de document.

- La classe de conséquence CC2 est considérée (voir section II.E.1), n'impliquant par conséquent aucun facteur d'amplification du spectre de réponse élastique.
- L'ossature est analysée dans son plan avec une action sismique considérée dans une seule direction, parallèle au portique.
- La composante verticale de l'action sismique n'est pas considérée. Cette dimension de l'action sismique est d'ailleurs souvent négligée mais des études ont montré qu'un grand nombre d'effondrements sont dûs aux excitations verticales du sol [14].
- Les effets de torsion ne sont pas considérés.
- La contribution d'une éventuelle dalle de compression n'est pas prise en compte.
- Les éléments ont été modélisés à leur fibre neutre.

- Pour tenir compte de la fissuration du béton, les rigidités flexionnelle et axiale ont été prises comme étant égales à la moitié des rigidités des sections non fissurées, en accord avec les discussions présentées en II.E.3.2 :

$$EI_{eff} = 0,5 \cdot EI_g$$

- Les masses issues des charges permanentes et variables (avec coefficient de réduction) sont distribuées uniformément sur l'étage.
- Les charges et masses liées au poids propre des éléments du portique (poutres et colonnes) sont générées automatiquement par le logiciel de calcul et distribuées le long des éléments.
- L'enrobage des armatures est fixé à $e = 30$ mm pour tous les éléments.
- Les armatures longitudinales et transversales sont placées sur toute la longueur de l'élément sur base de la combinaison d'efforts la plus défavorable.
- Certains portiques à 8 étages présentent d'importantes charges verticales de compression et un faible effort tranchant due à l'imposition d'un facteur de comportement important et à une période de vibration fondamentale élevée. Dès lors, le coefficient de sensibilité θ présenté à la section II.E.3.4 est parfois supérieur à la valeur limite recommandée. Pour ces portiques, les effets du second ordre sont considérés en pondérant l'action sismique d'un facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Section III.B.2

Forces équivalentes

Les critères d'application de la méthode des forces latérales équivalentes tels que décrits à la section II.B.2 sont respectés pour les portiques 3S-TypeB, 5S-TypeB et 5S-TypeD. Les portiques à 8 étages présentent typiquement une période de vibration fondamentale supérieure à la limite imposée par EN1998-1-1 :2024 pour l'utilisation de la méthode des forces latérales équivalentes. Toutefois cette limitation a pour objectif de déceler les structures pour lesquelles la contribution des modes de vibration supérieurs au mode fondamental commencent à avoir un impact sur la réponse globale de la structure. Or, en ce qui concerne ce travail de fin d'études et comme nous le verrons à la section III.B.6, la réponse des portiques est largement fonction du mode fondamental, nous permettant d'appliquer la méthode des forces latérales équivalentes.

Effort tranchant de calcul

Pour rappel, l'effort tranchant de dimensionnement est donné par l'expression suivante :

$$F_b = \lambda \cdot m \cdot S_{pa,i}(T_1, q) \quad (\text{III.B.1})$$

Les tableaux III.B.1 III.B.2 III.B.3 et III.B.4 récapitulent les valeurs des paramètres permettant de déduire l'effort tranchant à la base. Comme attendu, au plus le facteur de comportement est élevé, au plus l'effort tranchant de dimensionnement est réduit, permettant une économie de matériaux non négligeable.

Effort tranchant à la base des portiques 5S-TypeB							
Structure	m [kg]	T_1 [s]	λ [-]	q [-]	$S_{pa}(T_1)$ [m/s^2]	$S_{pa,i}(T_1, q)$ [m/s^2]	F_b [kN]
DC3-0,85g	241206,6	1,14	1	3,9	3,74	0,96	231,5
DC3-0,67g	241206,6	1,14	1	3,9	2,93	0,75	203,4
DC3-0,44g	235356,5	1,29	1	3,9	1,72	0,44	103,9
DC3-0,22g	233171,7	1,41	1	3,9	0,79	0,20	47,1
DC2-0,44g	233453,0	1,37	1	2,5	1,62	0,65	151,3
DC2-0,22g	230021,7	1,50	1	2,5	0,74	0,29	68,1
DC1-0,22g	230021,7	1,50	1	1,5	0,74	0,49	113,5

TABLE III.B.1 – Calcul de l'effort tranchant à la base des portiques 5S-TypeB selon la méthode des forces latérales équivalentes

Effort tranchant à la base des portiques 5S-TypeD							
Structure	m [kg]	T_1 [s]	λ [-]	q [-]	$S_{pa}(T_1)$ [m/s^2]	$S_{pa,i}(T_1, q)$ [m/s^2]	F_b [kN]
DC3-0,96g	255006,6	0,89	0,85	3,9	8,63	2,21	479,6
DC3-0,75g	253825,3	0,90	0,85	3,9	6,67	1,71	368,8
DC3-0,50g	241584,8	1,13	0,85	3,9	3,54	0,91	186,4
DC3-0,25g	233452,9	1,40	1	3,9	1,43	0,37	84,9
DC2-0,50g	237606,5	1,19	0,85	2,5	3,36	1,34	271,5
DC2-0,25g	230753,0	1,48	1	2,5	1,35	0,54	124,7
DC1-0,25g	230753,0	1,48	1	1,5	1,35	0,90	207,9

TABLE III.B.2 – Calcul de l'effort tranchant à la base des portiques 5S-TypeD selon la méthode des forces latérales équivalentes

Effort tranchant à la base des portiques 3S-TypeB							
Structure	m [kg]	T_1 [s]	λ [-]	q [-]	$S_{pa}(T_1)$ [m/s^2]	$S_{pa,i}(T_1, q)$ [m/s^2]	F_b [kN]
DC3-0,85g	136668,0	0,82	0,85	3,9	5,20	1,33	154,7
DC3-0,67g	136668,0	0,82	0,85	3,9	4,07	1,04	121,0
DC3-0,44g	136668,0	0,82	0,85	3,9	2,71	0,69	80,7
DC3-0,22g	136668,0	0,82	0,85	3,9	1,35	0,35	40,3
DC2-0,44g	134045,4	0,93	0,85	2,5	2,39	0,95	108,8
DC2-0,22g	134045,4	0,93	0,85	2,5	1,19	0,48	54,4
DC1-0,22g	131772,3	1,11	1	1,5	1,00	0,67	87,8

TABLE III.B.3 – Calcul de l'effort tranchant à la base des portiques 3S-TypeB selon la méthode des forces latérales équivalentes

Effort tranchant à la base des portiques 8S-TypeB							
Structure	m [kg]	T_1 [s]	λ [-]	q [-]	$S_{pa}(T_1)$ [m/s ²]	$S_{pa,i}(T_1, q)$ [m/s ²]	F_b [kN]
DC3-0,85g	397721,8	1,80	1	3,9	2,37	0,61	241,4
DC3-0,67g	393221,8	2,07	1	3,9	1,56	0,44	174,8
DC3-0,44g	392153,1	2,08	1	3,9	1,03	0,27	116,1
DC3-0,22g	386074,7	2,16	1	3,9	0,48	0,15	57,1
DC2-0,44g	386074,7	2,16	1	2,5	0,95	0,38	147,0
DC2-0,22g	386074,7	2,16	1	2,5	0,48	0,19	73,5
DC1-0,22g	386074,7	2,16	1	1,5	0,48	0,32	122,5

TABLE III.B.4 – Calcul de l'effort tranchant à la base des portiques 8S-TypeB selon la méthode des forces latérales équivalentes

La comparaison entre les tableaux III.B.1 et III.B.2 permet déjà de juger l'impact du type de sol considéré. Un sol de type D, relativement lâche, impliquera un dimensionnement plus conséquent du portique ce qui se traduit par une consommation de matériaux plus importante.

Au sein des structures dimensionnées pour un sol de type B, l'effort tranchant à la base des portiques à 8 étages se rapproche de celui des portiques à 5 étages. En effet, l'augmentation de la masse totale due à l'incrément d'étage est compensée par une période fondamentale plus grande, impliquant une pseudo accélération de calcul plus faible.

Distribution des forces

Basée sur ces valeurs d'effort tranchant de dimensionnement, la répartition des forces latérales équivalentes sur la hauteur du portique est établie sur base de la déformée du premier mode de vibration.

$$F_i = F_b \cdot \frac{m_i \cdot s_i}{\sum m_i \cdot s_i}$$

Avec s_i la valeur de la déformée au niveau de l'étage i selon le mode fondamental. Ces valeurs sont synthétisées aux tableaux III.B.5 III.B.6 III.B.7 et III.B.8, pour les 28 portiques d'intérêt.

Distribution des forces latérales des portiques 5S-TypeB							
Label	DC3-8,5	DC3-6,7	DC3-4,4	DC3-2,2	DC2-4,4	DC2-2,2	DC1-2,2
Etage i	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]
1	19,4	17,1	8,8	3,9	12,8	5,6	9,4
2	35,5	31,2	15,7	7,1	22,7	10,3	17,1
3	51,4	45,1	22,7	10,3	32,9	14,9	24,8
4	65,5	57,6	29,6	13,5	43,3	19,4	32,4
5	59,7	52,4	27,1	12,3	39,7	17,9	29,9
Total	231,5	203,4	103,9	47,1	151,3	68,1	113,5

TABLE III.B.5 – Distribution des forces latérales équivalentes des portiques 5S-TypeB

Distribution des forces latérales des portiques 5S-TypeD							
Label	DC3-9,6	DC3-7,5	DC3-5,0	DC3-2,5	DC2-5,0	DC2-2,5	DC1-2,5
Etage i	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]
1	41,2	31,4	15,8	7,0	22,9	10,3	17,1
2	74,2	56,7	28,7	12,8	41,5	18,7	31,2
3	106,1	81,8	40,7	18,6	60,1	27,4	45,6
4	135,0	104,1	53,0	24,3	76,7	35,7	59,5
5	123,0	94,8	48,2	22,2	70,4	32,7	54,5
Total	479,6	368,8	186,4	84,9	271,5	124,7	207,9

TABLE III.B.6 – Distribution des forces latérales équivalentes des portiques 5S-TypeD

Distribution des forces latérales des portiques 3S-TypeB							
Label	DC3-8,5	DC3-6,7	DC3-4,4	DC3-2,2	DC2-4,4	DC2-2,2	DC1-2,2
Etage i	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]
1	32,2	25,2	16,8	8,4	22,5	11,3	18,1
2	59,1	46,2	30,8	15,4	41,5	20,7	33,4
3	63,4	49,6	33,0	16,5	44,8	22,4	36,3
Total	154,7	121,0	80,7	40,3	108,8	54,4	87,8

TABLE III.B.7 – Distribution des forces latérales équivalentes des portiques 3S-TypeB

Distribution des forces latérales des portiques 8S-TypeB							
Label	DC3-8,5	DC3-6,7	DC3-4,4	DC3-2,2	DC2-4,4	DC2-2,2	DC1-2,2
Etage i	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]	F_i [kN]
1	8,4	6,0	4,0	2,0	5,0	2,5	4,2
2	15,4	11,0	7,2	3,6	9,2	4,6	7,7
3	22,2	15,9	10,5	5,2	13,4	6,7	11,2
4	29,0	20,7	13,8	6,8	17,5	8,7	14,6
5	35,1	25,6	17,0	8,4	21,5	10,7	17,9
6	41,9	30,6	20,3	10,0	25,6	12,8	21,4
7	48,7	35,5	23,6	11,6	29,8	14,9	24,8
8	40,5	29,5	19,6	9,7	25,0	12,5	20,8
Total	241,4	174,8	116,1	57,1	147,0	73,5	122,5

TABLE III.B.8 – Distribution des forces latérales équivalentes des portiques 8S-TypeB

Comme annoncé, la distribution des forces suit bel et bien le premier mode de vibration dont la forme est identique pour l'ensemble des portiques étudiés : augmentation croissante de la force équivalente jusqu'à l'étage (n-1) et légère réduction de la force latérale à l'étage n, dû à la diminution de la masse au sommet des portiques, avec n étant le nombre d'étages.

Dimensionnement des poutres

Les poutres ont été dimensionnées en accord avec EN1992-1-1 [26] et en respectant les spécificités détaillées dans EN1998-1-2 :2025 [18].

Armatures longitudinales

La quantité d'armatures longitudinales est déterminée sur base de l'enveloppe des combinaisons d'action produisant les moments de flexion sollicitant le plus contraignant. Comme nous le verrons, l'influence du cas de charge sismique sera plus ou moins impactant pour le dimensionnement en fonction du niveau d'intensité sismique.

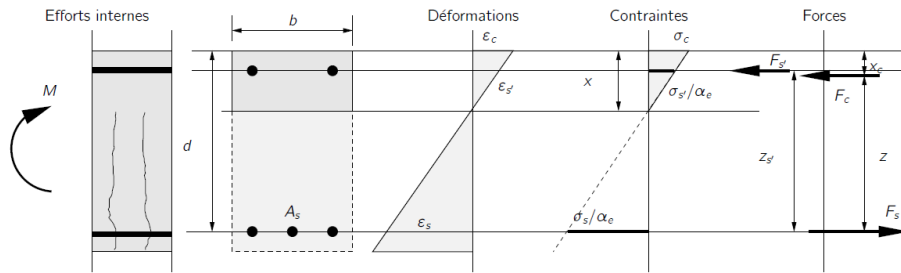


FIGURE III.B.1 – Représentation schématique d'une poutre munie d'armature supérieure et inférieure soumise à un effort de flexion M (issu de [28])

Sur base des efforts internes fournis par le logiciel de calcul Scia Engineer ainsi que sur les hypothèses simplifiées de la méthode *stress block*¹, les moments réduits positif et négatif sont systématiquement calculés selon l'expression suivante, issue de [28] :

$$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (\text{III.B.2})$$

En utilisant les tables de dimensionnement fournies à l'Annexe C, nous trouvons le ratio mécanique d'armature requis ω . Finalement, la quantité d'armature nécessaire à reprendre les efforts de traction est donnée par :

$$A_{si} = \omega_i \cdot \left(\frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \right) \quad (\text{III.B.3})$$

Cette opération se fait pour les moments positifs et négatifs des poutres afin de trouver les armatures supérieures et inférieures respectivement. De plus, les diamètres des armatures choisis correspondent aux diamètres commerciaux traditionnels, présenté à l'Annexe B.

Armatures transversales

Le dimensionnement des armatures transversales se fait en trois étapes [28]. Pour rappel, la valeur de l'effort tranchant sollicitant est majoré dans le cas des structures DC2 et DC3 en accord avec le principe de dimensionnement en capacité, comme mentionné à la section II.E.4.1.

1. Hypothèse d'une plastification du béton comprimé selon un diagramme rectangulaire.

1. Calculer la résistance du béton à l'effort tranchant dépourvu d'armatures transversales.

$$V_{Rd,c} = \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{III.B.4})$$

2. Pour un angle d'inclinaison des bielles de compression de $\cotg(\theta) = 1$, déterminer la quantité d'étriers nécessaire pour satisfaire l'équation suivante.

$$V_{Ed} < V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cotg(\theta) \quad (\text{III.B.5})$$

3. Vérifier la résistance maximale du béton comprimé.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cotg(\theta)}{1 + \cotg^2(\theta)} \cdot b_w \cdot z \quad (\text{III.B.6})$$

La définition précise de chacun des paramètres présents dans ces expressions est disponible dans EN1992-1-1 [26] et ne sera pas détaillée ici.

Vérification imposée par l'Eurocode 8

Le dimensionnement des poutres doit également satisfaire les exigences de EN1998-1-2 :2025 [18] détaillées en section II.E.4.1 qui portent sur des contraintes géométriques, sur la quantité et sur la disposition des armatures longitudinales et transversales.

Les armatures longitudinales, présentes en partie supérieure et inférieure des poutres, sont balancées en tenant compte des recommandations exposées à la section II.E.4.1 impliquant des moments résistants parfois bien supérieurs au moment sollicitant des sections en zone inférieures, se traduisant par un *Unity Check* UC parfois bien inférieur à l'unité 1.

De plus, les équations II.E.7 et II.E.8 impliquent, dans certains cas, d'opter pour un plus grand nombre d'armatures de plus faible diamètre. C'est la raison pour laquelle certaines poutres disposent d'une quantité importante d'armature en zone supérieure pouvant être parfois irréalisable pratiquement. Toutefois, nous faisons l'hypothèse que ces armatures peuvent s'étendre dans la dalle de compression en cas de besoin.

Concernant les armatures transversales, celles-ci sont dimensionnées sur base des considérations du dimensionnement en capacité présentées aux équations II.E.2 faisant l'hypothèse d'une plastification des sections aux extrémités de chaque élément. L'application de ce principe nous permet d'assurer une réserve en capacité suffisante par rapport à la rupture fragile par effort tranchant.

Récapitulatif

A titre d'illustration, le dimensionnement des poutres des portiques de référence 5S-TypeB est présenté ici tandis que celui des portiques 5S-TypeD, 3S-TypeB et 8S-TypeB se trouvent aux Annexes L, M et N respectivement. Dans les tableaux qui suivent, A_{s1} et A_{s2} représente les armatures longitudinales placées en partie supérieure et inférieure respectivement.

Portique 5S-TypeB-DC3-0,85g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	350	450	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,00	0,51	3 ϕ 8/0, 1
2	350	450	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,00	0,51	3 ϕ 8/0, 1
3	350	450	8 ϕ 16	4 ϕ 16	1,02	0,51	3 ϕ 8/0, 1
4	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
5	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0, 1

TABLE III.B.9 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	253,0	101,0	268,4	138,1	0,94	0,73	238,4	272,6	0,87
2	251,5	99,0	268,4	138,1	0,94	0,72	236,1	272,6	0,87
3	227,4	100,9	274,4	138,1	0,83	0,73	230,2	247,8	0,93
4	183,3	97,1	210,1	117,4	0,87	0,83	193,3	218,3	0,89
5	135,7	73,6	151,3	85,9	0,90	0,86	141,8	218,3	0,65

TABLE III.B.10 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g
(UC = *Unity Check*)

Portique 5S-TypeB-DC3-0,67g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	350	450	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,00	0,51	3 ϕ 8/0, 1
2	350	450	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,00	0,51	3 ϕ 8/0, 1
3	350	450	4 ϕ 20	4 ϕ 16	0,80	0,51	3 ϕ 8/0, 1
4	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
5	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0, 1

TABLE III.B.11 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	223,6	101,0	268,4	138,1	0,83	0,73	228,2	247,8	0,92
2	220,1	99,0	268,4	138,1	0,82	0,72	225,9	247,8	0,91
3	201,4	100,9	216,2	138,1	0,93	0,73	211,0	247,8	0,85
4	183,3	97,1	210,1	117,4	0,87	0,83	188,7	218,3	0,86
5	135,7	73,6	151,3	85,9	0,90	0,86	139,5	218,3	0,64

TABLE III.B.12 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g
(UC = *Unity Check*)

Portique 5S-TypeB-DC3-0,44g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	350	450	4 ϕ 20	4 ϕ 16	0,80	0,51	3 ϕ 8/0, 1
2	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
3	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
4	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
5	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0, 1

TABLE III.B.13 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	197,5	102,4	216,2	138,1	0,91	0,74	205,5	247,8	0,83
2	186,0	97,0	210,1	119,1	0,88	0,81	192,6	218,3	0,88
3	186,4	98,6	210,1	119,1	0,89	0,83	190,5	218,3	0,87
4	187,7	100,4	210,1	117,4	0,89	0,86	184,6	218,3	0,85
5	140,4	77,3	151,3	85,9	0,93	0,90	137,5	218,3	0,63

TABLE III.B.14 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g
(UC = *Unity Check*)

Portique 5S-TypeB-DC3-0,22g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
2	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
3	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
4	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
5	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0, 1

TABLE III.B.15 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	191,9	98,7	210,1	119,1	0,91	0,83	184,5	218,3	0,84
2	184,4	96,7	210,1	119,1	0,88	0,81	182,5	218,3	0,84
3	185,6	98,7	210,1	119,1	0,88	0,83	181,4	218,3	0,83
4	186,8	100,4	210,1	117,4	0,89	0,86	178,7	218,3	0,82
5	139,6	77,4	151,3	85,9	0,92	0,90	134,9	218,3	0,62

TABLE III.B.16 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g
(UC = *Unity Check*)

Portique 5S-TypeB-DC2-0,44g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	350	450	7 ϕ 16	4 ϕ 16	0,89	0,51	3 ϕ 8/0, 1
2	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
3	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
4	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
5	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0, 1

TABLE III.B.17 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	220,9	104,1	241,6	138,1	0,91	0,75	223,6	247,8	0,90
2	196,7	98,3	210,1	119,1	0,94	0,83	202,6	218,3	0,93
3	189,0	100,9	210,1	119,1	0,90	0,85	198,8	218,3	0,91
4	185,1	100,1	210,1	117,4	0,88	0,85	188,9	218,3	0,87
5	138,9	77,5	151,3	85,9	0,92	0,90	139,4	218,3	0,64

TABLE III.B.18 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g
(UC = *Unity Check*)

Portique 5S-TypeB-DC2-0,22g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
2	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
3	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
4	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
5	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0, 1

TABLE III.B.19 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	194,7	100,3	210,1	119,1	0,93	0,84	189,6	218,3	0,87
2	189,4	100,1	210,1	119,1	0,90	0,84	188,6	218,3	0,86
3	191,0	102,8	210,1	119,1	0,91	0,86	186,9	218,3	0,86
4	194,6	106,3	210,1	117,4	0,93	0,91	183,6	218,3	0,84
5	145,9	82,7	151,3	85,9	0,96	0,96	138,0	218,3	0,63

TABLE III.B.20 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g
(UC = *Unity Check*)

Portique 5S-TypeB-DC1-0,22g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0, 1
2	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0, 1
3	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0, 1
4	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0, 1
5	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0, 1

TABLE III.B.21 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g

Poutres du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	194,7	100,3	232,9	119,1	0,84	0,84	190,1	218,3	0,87
2	189,4	100,1	232,9	119,1	0,81	0,84	188,2	218,3	0,86
3	191,0	102,8	232,9	119,1	0,82	0,86	189,7	218,3	0,87
4	194,6	106,3	232,9	119,1	0,84	0,89	192,0	218,3	0,88
5	145,9	82,7	188,4	119,1	0,77	0,69	141,5	218,3	0,65

TABLE III.B.22 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g ($UC = Unity\ Check$)

Section III.B.4

Dimensionnement des colonnes

Les colonnes sont des éléments soumis à d'importantes charges de compression combinées à des moments de flexion plus ou moins importants en fonction de l'étage et l'intensité sismique considérée.

Armatures longitudinales

Sur base de EN1992-1-1 [26], la procédure de dimensionnement des armatures longitudinales dans les colonnes peut se faire soit selon la méthode basée sur la courbure nominale soit selon la méthode de la rigidité nominale. Dans le cadre de ce travail, la première option est adoptée, en s'appuyant également sur l'ouvrage de J.F. Cap [28].

La méthode consiste à calculer l'élément de façon à résister à la somme d'un moment du premier ordre, tenant compte des imperfections géométriques, et d'un moment du second ordre dont l'excentricité est estimée à partir de la courbure maximale.

Les effets du second ordre sont pris en compte uniquement si l'élancement de la colonne λ est supérieure à l'élancement critique λ_{lim} dont les formulations sont les suivantes :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = l_0 \cdot \sqrt{\frac{A_c}{I_c}} \quad (\text{III.B.7})$$

Avec l_0 la longueur de flambement de l'élément dépendant des conditions d'appui, i le rayon de giration, A_c la surface de béton et I_c l'inertie de la section non fissurée.

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{v_{Ed}}} \quad (\text{III.B.8})$$

Avec $A = 0,7$, $B = 1,1$, $C = 0,7$.

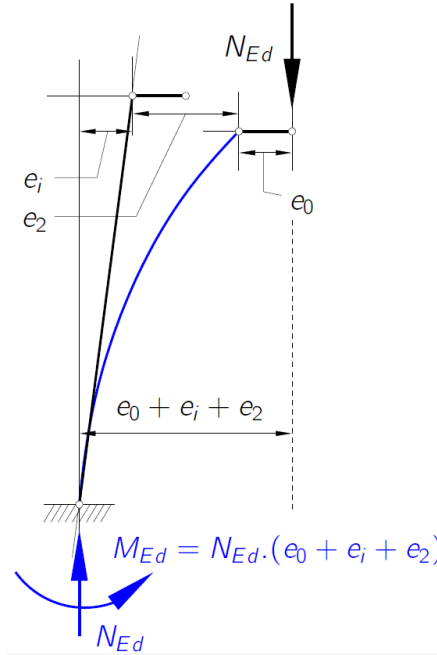


FIGURE III.B.2 – Illustration des excentricités à prendre en compte pour le dimensionnement d'une colonne élancée (issu de [28])

Comme illustré à la Figure III.B.2, la combinaison d'efforts internes à considérer pour le dimensionnement devient, dès lors :

$$N_{Ed} \quad \text{et} \quad M_{Ed} = N_{Ed} \cdot (e_0 + e_i + e_2)$$

Avec e_0 l'excentricité géométrique, e_i l'excentricité liée aux imperfections et e_2 l'excentricité du second ordre basée sur l'estimation de la courbure nominale.

Armatures transversales

Les armatures transversales sont dimensionnées selon la même approche que celle présentée pour les poutres. En outre, le choix s'est porté sur des étriers à 4 branches pour les colonnes avec des diamètres différents en fonction des cas, de façon à assurer un confinement adéquat du béton tel que illustré à la Figure III.B.3. Le confinement du béton jouera un rôle important dans sa réponse non-linéaire comme nous aurons l'occasion de le voir dans la Partie IV de ce travail.

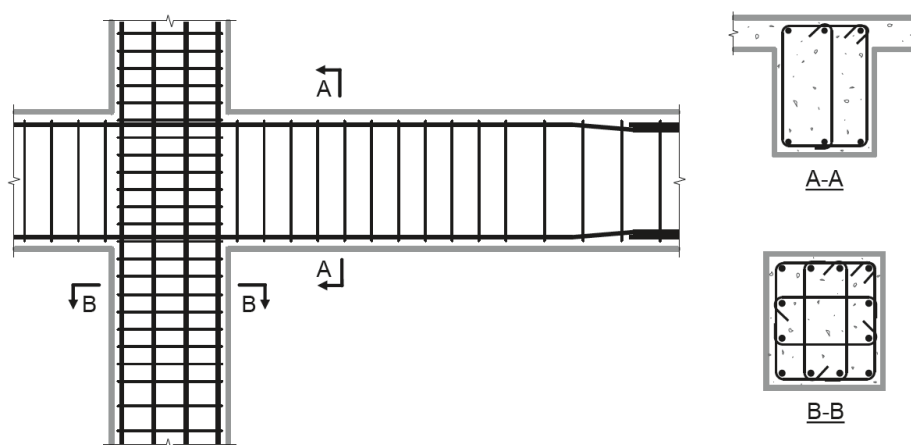


FIGURE III.B.3 – Armatures typiques d'un portique en béton armé, issu de [27]

Vérification imposée par l'Eurocode 8

Les dispositions imposées par l'Eurocode 8 concernant les colonnes ont été introduites en section II.E.4.2.

Récapitulatif

A titre d'illustration, le dimensionnement des colonnes des portiques de référence 5S-TypeB est présenté ici tandis que les autres se trouvent aux Annexes L, M et N. Dans les tableaux qui suivent, A_{s1} représentent les armatures de coins de la colonne tandis que A_{s2} indique les armatures additionnelles nécessaires, réparties de façon symétrique.

Portique 5S-TypeB-DC3-0,85g

Colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 20	1,86	4 ϕ 8/0, 1
	2	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 20	1,86	4 ϕ 8/0, 1
	3	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 20	1,86	4 ϕ 8/0, 1
	4	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 8/0, 1
	5	400	400	4 ϕ 25	8 ϕ 20	2,80	4 ϕ 8/0, 1
Extérieure	1	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 8/0, 1
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	4	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0, 1
	1	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 8/0, 1

TABLE III.B.23 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,67g

Colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 8/0, 1
	2	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 8/0, 1
	3	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 8/0, 1
	4	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 8/0, 1
	5	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 8/0, 1
Extérieure	1	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 8/0, 1
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	4	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0, 1
	1	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 8/0, 1

TABLE III.B.24 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,44g

Colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 6/0, 075
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 075
	3	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 075
	4	350	350	4 ϕ 20	8 ϕ 20	3,08	4 ϕ 6/0, 075
	5	350	350	4 ϕ 20	8 ϕ 20	3,08	4 ϕ 6/0, 075
Extérieure	1	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	3	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	4	350	350	4 ϕ 20	8 ϕ 16	2,34	4 ϕ 6/0, 1
	1	350	350	4 ϕ 20	8 ϕ 16	2,34	4 ϕ 6/0, 1

TABLE III.B.25 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,22g

Colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	3	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	4	350	350	4 ϕ 20	8 ϕ 20	3,08	4 ϕ 6/0, 1
	5	350	350	4 ϕ 20	8 ϕ 20	3,08	4 ϕ 6/0, 1
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	3	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	4	350	350	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,34	4 ϕ 6/0, 1
	1	350	350	4 ϕ 20	8 ϕ 20	3,08	4 ϕ 6/0, 1

TABLE III.B.26 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g

Portique 5S-TypeB-DC2-0,44g

Colonnes du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0, 1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 8/0, 1
	3	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 8/0, 1
	4	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 8/0, 1
	5	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 8/0, 1
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0, 12
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 8/0, 12
	3	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 8/0, 12
	4	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 8/0, 12
	1	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 8/0, 12

TABLE III.B.27 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g

Portique 5S-TypeB-DC2-0,22g

Colonnes du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	2	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1
	3	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1
	4	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	5	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0, 1
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	2	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1
	3	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1
	4	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	1	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0, 1

TABLE III.B.28 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g

Portique 5S-TypeB-DC1-0,22g

Colonnes du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	2	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1
	3	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 6/0, 1
	4	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	5	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0, 1
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	2	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 6/0, 1
	3	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 6/0, 1
	4	300	300	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,90	4 ϕ 6/0, 1
	1	300	300	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,90	4 ϕ 6/0, 1

TABLE III.B.29 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g

Diagrammes d'interaction M-N

Les diagrammes d'interaction permettent une représentation simple du dimensionnement des colonnes. Toutefois, pour ne pas alourdir le présent document, uniquement les colonnes du premier étage seront présentées. Le processus permettant la construction d'un tel diagramme est schématisé à la Figure III.B.4.

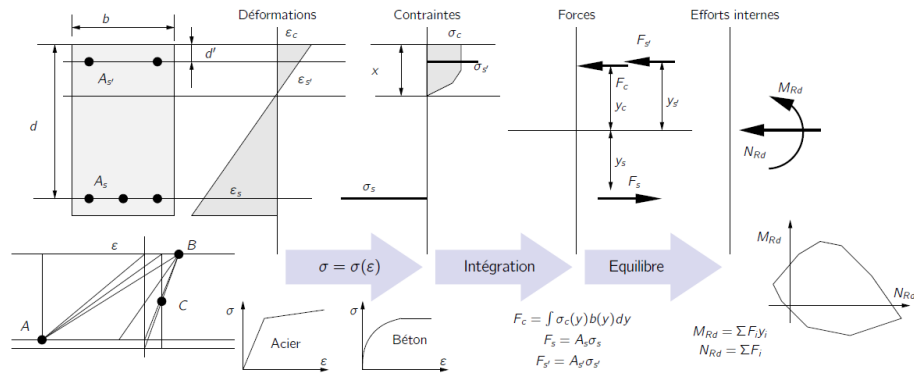


FIGURE III.B.4 – Processus de construction du diagramme d'interaction d'un élément soumis à un effort combiné MN (issu de [28])

De plus, pour chaque colonne, les combinaisons MN suivantes seront illustrées :

- Combinaison MN issue de la combinaison de cas de charge sismique positive, notée E^+ .
- Combinaison MN issue de la combinaison de cas de charge sismique négative, notée E^- .
- Combinaison MN issue de la combinaison de cas de charge à l'état limite ultime, notée ELU .
- Combinaison MN issue de la combinaison de cas de charge sismique dont l'effort normal dû à la composante sismique est majoré d'un facteur d'amplification $\Omega = 2$, comme détaillé à l'équation II.E.3. Le facteur d'amplification valant 2 est tiré de EN1998-1-2 :2025 §10.6.6(1) [18].

Portique 5S-TypeB-DC3-0,85g

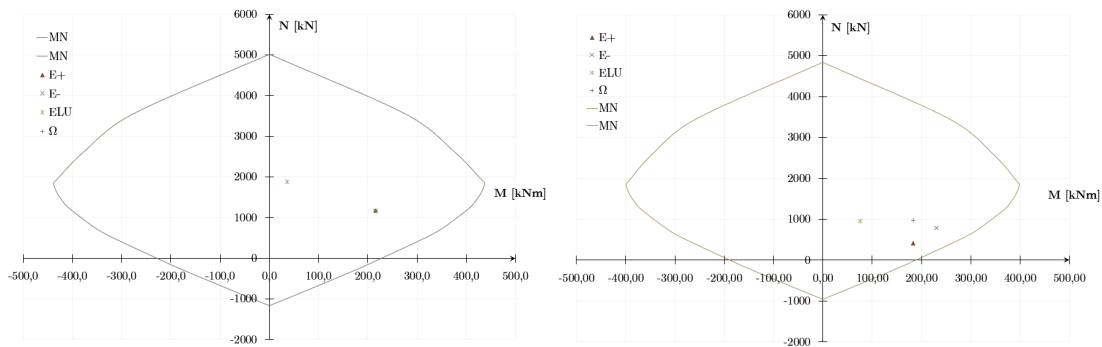


FIGURE III.B.5 – Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (droite) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (gauche) du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,67g

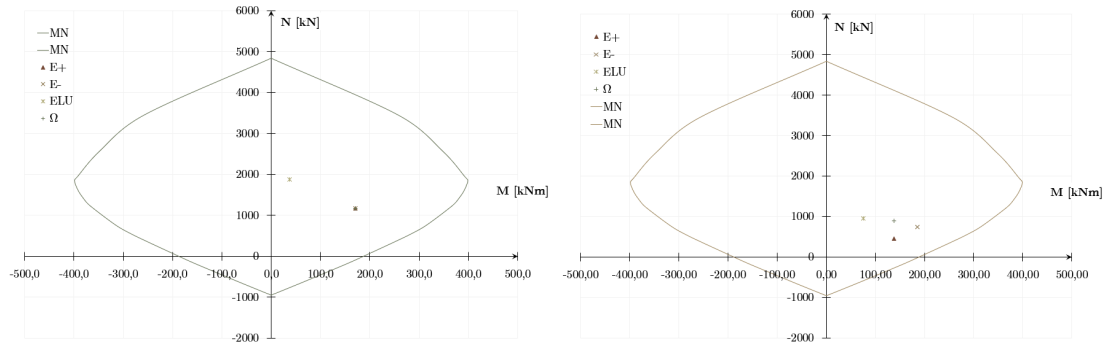


FIGURE III.B.6 – Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,44g

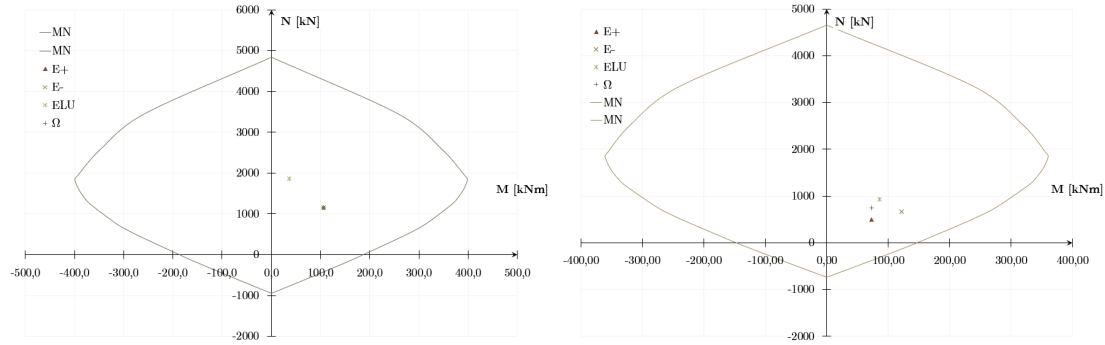


FIGURE III.B.7 – Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,22g

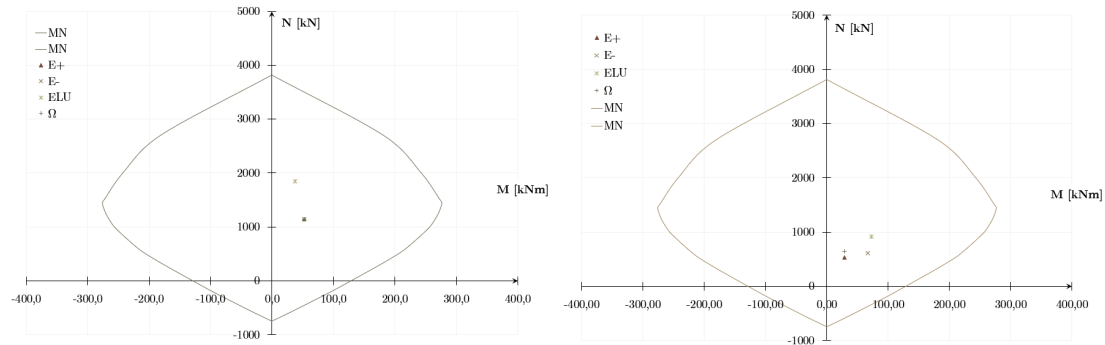


FIGURE III.B.8 – Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g

Portique 5S-TypeB-DC2-0,44g

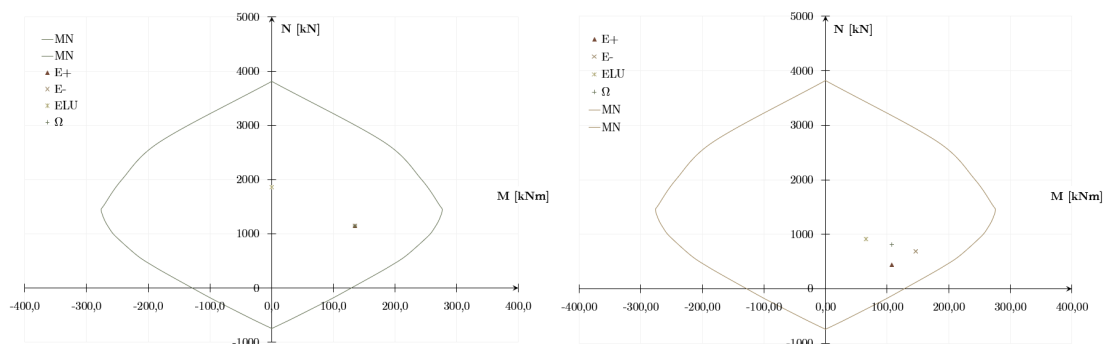


FIGURE III.B.9 – Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g

Portique 5S-TypeB-DC2-0,22g

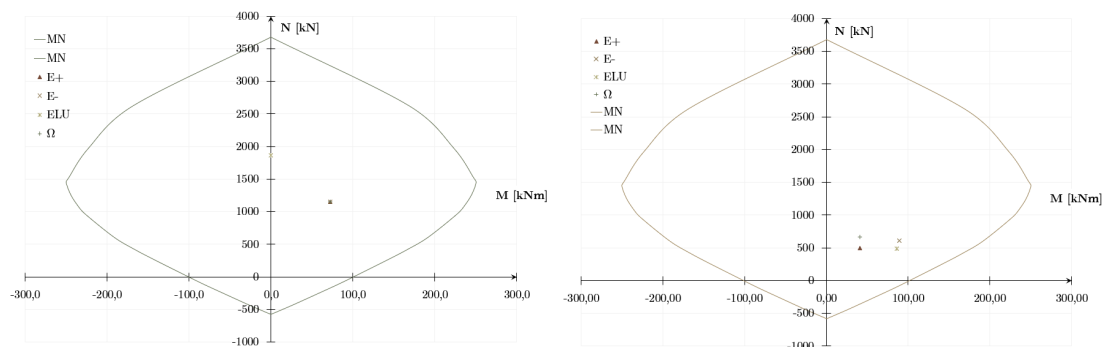


FIGURE III.B.10 – Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g

Portique 5S-TypeB-DC1-0,22g

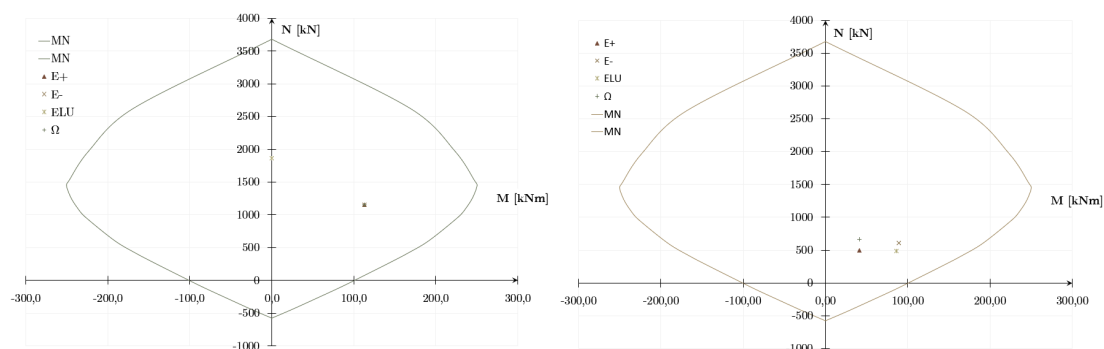


FIGURE III.B.11 – Diagrammes MN des colonnes intérieure $C_{1,B}$ (gauche) et extérieures $C_{1,A}/C_{1,C}$ (droite) du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g

Vérification des joints

Dans sa nouvelle version, EN1998-1-2 :2025 distingue les critères de vérification des joints en fonction de la classe de ductilité adoptée pour le dimensionnement.

Vérification pour les structures DC1

La vérification consiste simplement à imposer que la quantité d'armatures transversales de confinement présente dans le joint d'une structure DC1 ne soit pas inférieure aux armatures transversales des colonnes formant ce joint [18] §10.7.

Vérification pour les structures DC2

Dans sa seconde génération, l'Eurocode 8 estime que la sécurité par rapport à la formation d'un étage faible (*soft storey*, voir Figure II.E.3) peut être considérée si le critère de vérification suivant est rempli à chaque étage d'un bâtiment [18]. Contrairement au critère local des classes de ductilité DC3, le critère DC2 constitue un critère global sur un étage, plus simple à respecter en terme de dimensionnement.

$$q_s \cdot q_r \cdot V_{tot} \cdot (q - q_s) \cdot d_{e,top} \leq 2 \cdot \sum_{i=1}^{i=n} M_{Rd,c,i}(N_{Ed}) \cdot \theta_u^{pl} \quad (\text{III.B.9})$$

Avec des paramètres ayant déjà été introduits dans la Partie II. Cependant, ce critère n'est jamais dimensionnant pour les portiques considérés dans ce travail.

Vérification pour les structures DC3

Sur base du principe de dimensionnement en capacité exposé à la section II.A.4, la relation suivante doit être vérifiée à chaque noeud des portiques dimensionnés pour une classe de ductilité DC3. Cette condition permet d'orienter la formation des rotules plastiques aux extrémités des poutres plutôt qu'aux extrémités des colonnes, évitant dès lors la formation d'un mécanisme global de rupture par étage faible, ou *soft storey*.

$$\sum M_{Rd,c} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rd,b} \quad (\text{III.B.10})$$

Avec $M_{Rd,c}$ et $M_{Rd,b}$ les moments résistants des colonnes et des poutres respectivement. Les procédures permettant d'évaluer ces moments résistants sont disponibles à l'Annexe E et sont issus des travaux de [5]. Toujours à titre d'illustration, les sommes des moments résistants des éléments formant un joint, pour les portiques DC3 de référence, sont disponibles ci-après tandis que les autres sont disponibles aux Annexes L, M et N.

5S-TypeB-DC3-0,85g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	782,7	406,4	1,9
	2	733,7	406,4	1,8
	3	640,5	412,5	1,6
	4	601,5	327,5	1,8
	5	315,4	237,2	1,3
Extérieurs	1	546,7	268,4	2,0
	2	469,8	268,4	1,8
	3	405,6	274,4	1,5
	4	379,5	210,1	1,8
	5	199,0	151,3	1,3

TABLE III.B.30 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g

5S-TypeB-DC3-0,67g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	661,0	406,4	1,6
	2	609,7	406,4	1,5
	3	523,4	354,3	1,5
	4	494,6	327,5	1,5
	5	263,1	237,2	1,1
Extérieurs	1	540,0	268,4	2,0
	2	465,2	268,4	1,7
	3	403,1	216,2	1,9
	4	378,6	210,1	1,8
	5	198,8	151,3	1,3

TABLE III.B.31 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g

5S-TypeB-DC3-0,44g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	583,4	354,3	1,6
	2	461,9	329,2	1,4
	3	464,2	329,2	1,4
	4	468,8	327,5	1,4
	5	225,2	237,2	0,9
Extérieurs	1	456,9	216,2	2,1
	2	397,2	210,1	1,9
	3	372,8	210,1	1,8
	4	350,8	210,1	1,7
	5	169,7	151,3	1,1

TABLE III.B.32 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g

5S-TypeB-DC3-0,22g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	502,0	329,2	1,5
	2	461,7	329,2	1,4
	3	464,1	329,2	1,4
	4	468,8	327,5	1,4
	5	225,2	237,2	0,9
Extérieurs	1	418,3	210,1	2,0
	2	393,1	210,1	1,9
	3	370,5	210,1	1,8
	4	397,4	210,1	1,9
	5	217,0	151,3	1,4

TABLE III.B.33 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g

L'imposition d'un rapport 1,3 fut souvent dimensionnant pour les armatures longitudinales des colonnes. Toutefois, au dernier étage de certains portiques, le rapport de 1,3 ne pouvait être atteint en restant dans un ratio d'armatures acceptable. Bien que ce défaut n'est pas critique puisque apparaissant seulement aux derniers étages, d'autres approches de dimensionnement devraient être approfondies telles que l'augmentation des sections.

Ce critère de vérification fut particulièrement dimensionnant pour les portiques à 3 et 5 étages dans lesquels les colonnes sont soumises à un effort de compression modéré comparativement aux portiques à 8 étages. Il en résulte un moment résistant plus faible de manière générale pour les portiques à peu d'étages, impliquant un ratio plus faible.

Assez logiquement, un ratio plus élevé est observé pour les joints extérieurs par rapport aux joints intérieurs puisque ceux-ci sont formés uniquement d'une poutre. De plus, bien que non illustré ici, certains joints des structures DC2 et DC1 respectent le critère de dimensionnement en capacité.

Une remarque importante concernant le dimensionnement des joints doit être soulevée ici. Pour satisfaire les exigences de l'Eurocode 8, les joints tels que dimensionnés peuvent comporter une quantité d'armatures importante nécessitant une analyse plus détaillée afin d'étudier la faisabilité du dimensionnement proposé.

Section III.B.6

Analyse de la réponse structurale

Propriétés dynamiques des ossatures

La fonctionnalité dynamique de Scia Engineer nous permet d'extraire très facilement les propriétés dynamiques des structures étudiées. Le tableau III.B.34 suivant synthétise la réponse dynamique linéaire du mode fondamental de vibration des ossatures, permettant de conclure que la contribution des modes de vibration supérieurs est peu sollicitée.

Propriétés dynamiques des portiques					
Label		T_1 [s]	ω_1 [rad/s]	f_1 [Hz]	M_1^* [%]
5S-Type B	DC3-0,85g	1,14	5,52	0,88	81,8
	DC3-0,67g	1,14	5,52	0,88	81,8
	DC3-0,44g	1,29	4,85	0,77	78,3
	DC3-0,22g	1,41	4,45	0,71	83,0
	DC2-0,44g	1,37	4,59	0,73	80,5
	DC2-0,22g	1,50	4,20	0,67	81,0
	DC1-0,22g	1,50	4,20	0,67	81,0
5S-Type D	DC3-0,96g	0,89	7,07	1,12	79,3
	DC3-0,75g	0,90	6,98	1,11	79,5
	DC3-0,50g	1,13	5,55	0,88	77,8
	DC3-0,25g	1,40	4,48	0,71	83,6
	DC2-0,50g	1,19	5,27	0,84	80,2
	DC2-0,25g	1,48	4,26	0,68	82,2
	DC1-0,25g	1,48	4,26	0,68	82,2
3S-Type B	DC3-0,85g	0,82	7,64	1,22	86,5
	DC3-0,67g	0,82	7,64	1,22	86,5
	DC3-0,44g	0,82	7,64	1,22	86,5
	DC3-0,22g	0,82	7,64	1,22	86,5
	DC2-0,44g	0,93	6,72	1,07	88,7
	DC2-0,22g	0,93	6,72	1,07	88,7
	DC1-0,22g	1,11	5,65	0,90	90,9
8S-Type B	DC3-0,85g	1,80	3,48	0,55	77,6
	DC3-0,67g	2,07	3,03	0,48	79,1
	DC3-0,44g	2,08	3,02	0,48	79,2
	DC3-0,22g	2,16	2,90	0,46	80,0
	DC2-0,44g	2,16	2,90	0,46	80,0
	DC2-0,22g	2,16	2,90	0,46	80,0
	DC1-0,22g	2,16	2,90	0,46	80,0

TABLE III.B.34 – Propriétés dynamiques des portiques issu de l'analyse élastique linéaire

En effet, la masse modale effective M_1^* associée au premier mode de vibration se situe entre 77,6 % et 90,9 % pour l'entièreté des portiques étudiés, permettant de conclure que la contribution des modes de vibrations supérieurs est de moindre importance. Dès lors, l'utilisation de la méthode des forces latérales équivalentes est entièrement justifiée, même pour les structures présentant une période de vibration fondamentale supérieure au critère de EN1998-1-2 :2025 [18].

Déplacement entre étage ou *inter-storey drift*

Comme mentionné en section II.E.3.5, le déplacement entre étages doit être limité à la valeur suivante :

$$d_{r,SD} \leq 0,02 \cdot h_s$$

Les figures suivantes illustrent l'*inter-storey drift* ISD pour l'ensemble des structures 5S-TypeB, les autres se trouvant aux Annexes L, M et N. Comme nous pouvons le constater, pour des sollicitations sismiques de forte amplitude, la limitation du déplacement entre étages fût contraignante pour la dimension des éléments principaux de certains portiques, notamment dans les gammes 5S-TypeD et 3S-TypeB.

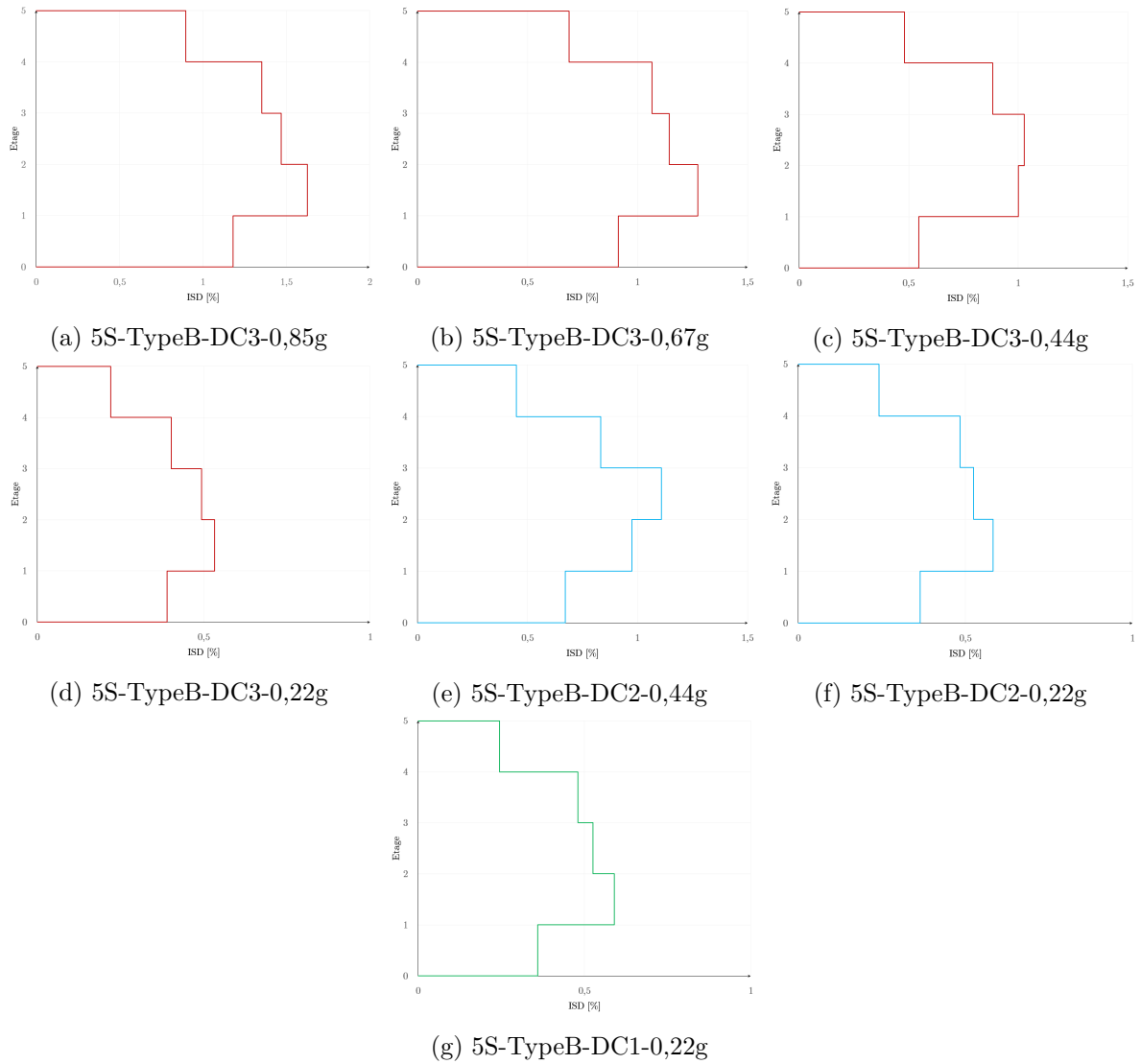


FIGURE III.B.12 – Déplacement entre étages (*inter-storey drift* ISD) des portiques 5S-TypeB

Quatrième partie

Analyse Non-Linéaire et Calibration des Paramètres d'Intérêt

Chapitre IV.A

Analyse statique non-linéaire (Pushover)

Les structures précédemment dimensionnées feront maintenant l'objet d'une analyse non-linéaire par poussée progressive, ou *pushover analysis*, durant laquelle les points de fonctionnement respectifs pour les niveaux de performance *damage limitation DL*, *significant damage SD* et *near collapse NC* seront déterminés.

Une fois ces déplacements de la structure connus, nous pourrions aborder les critères de vérification au niveau global et au niveau local tels que définis dans EN1998-1-1 :2024 [19] et rappelés à la section II.C.4 de ce document. Bien que le niveau de performance d'intérêt dans le cadre du dimensionnement soit l'état limite SD, la prise en compte des états DL et NC nous permettra de tirer des conclusions quant à l'évolution des déformations au sein de la structure.

Dans un premier temps, nous établirons l'état de déformation des portiques correspondant à l'utilisation des facteurs de comportement actuels de EN1998-1-2 :2025 [18], en vue de comprendre la relation entre les approches force et déplacement.

Dans une seconde phase, le processus inverse sera adopté. Nous partirons d'un état de déformation limite souhaité correspondant à l'état limite *significant damage SD*, et remonterons jusqu'au facteur de comportement nécessaire pour l'atteindre.

Section IV.A.1

Présentation de SeismoStruct

Ces analyses seront réalisées à l'aide du logiciel SEISMOSTRUCT qui est un package d'éléments finis du groupe SEISMOSOFT capable de décrire le comportement sous larges déformations tenant en compte d'une part les non-linéarités matérielles, provenant des lois non-linéaires des matériaux constitutifs et d'autre part, les non-linéarités géométriques provenant des effets du second ordre [33].

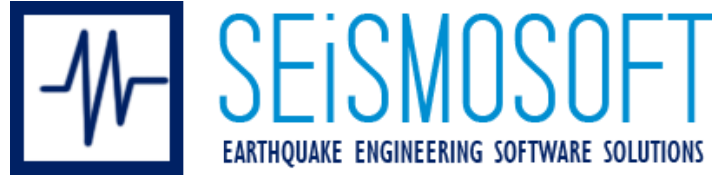


FIGURE IV.A.1 – Logo SeismoSoft (issu de [33])

SEISMOSTRUCT est particulièrement adapté aux analyses non-linéaires en poussée progressive, ou *pushover analysis*, de ce travail. De plus, les recommandations et procédures de vérification de EN1998-1 :2004 [4] sont déjà implémentées dans le logiciel de calcul rendant l'approche plus simple d'utilisation. Toutefois, les procédures étant sensiblement différentes dans EN1998-1-1 :2024 [19] et EN1998-1-2 :2025 [18], les résultats directement issus du logiciel ne pourront pas être utilisés, mais pourront servir de base de comparaison.

Section IV.A.2

Choix de modélisation

IV.A.2.1 Matériaux

Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans SEISMOSTRUCT sont, bien entendu, les mêmes que celles exposées à la section III.A.2. Toutefois il est utile de rappeler ici que le comportement non-linéaire des matériaux sera considéré ainsi que leur **résistance moyenne** tels que représentés aux Figures IV.A.2.

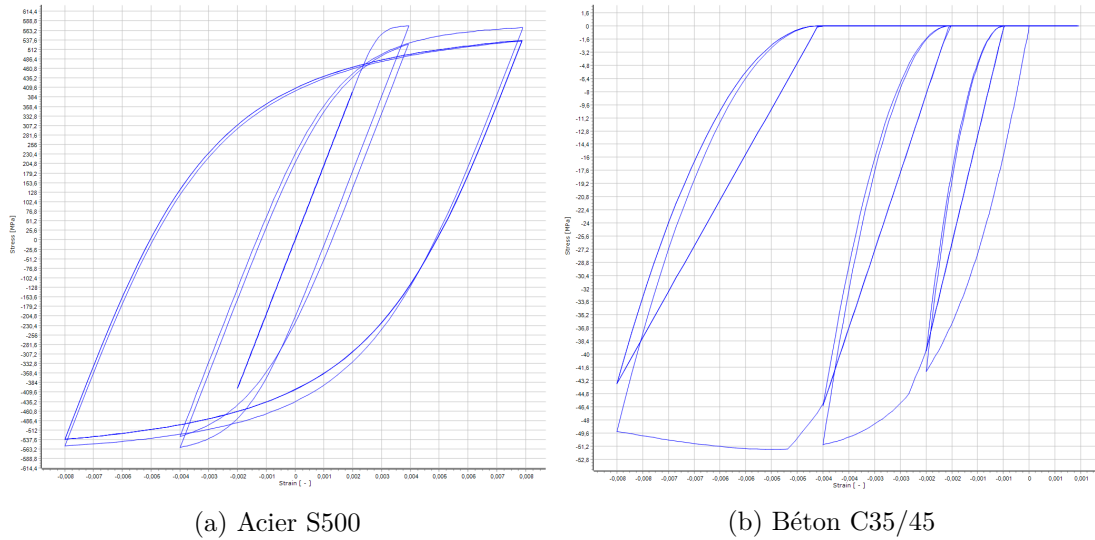


FIGURE IV.A.2 – Lois constitutives des matériaux selon un graphique contrainte σ - déformation ϵ , issu de [33]

Confinement du béton

Les recommandations présentes dans EN1998-1-2 :2025 [18] visent, entre autres, à assurer un confinement adéquat du béton, plaçant ce dernier dans un état de contrainte triaxial comme l'illustre la Figure IV.A.3, tirée de EN1992-1-1 [26]. Ce confinement est assuré par la présence d'armatures transversales dont le nombre et la disposition vont influencer l'étendue de la partie

centrale du béton confiné, ou *central core*. De cette manière, le béton confiné présentera des propriétés mécaniques accrues tandis que le béton extérieur non confiné gardera les propriétés initiales.

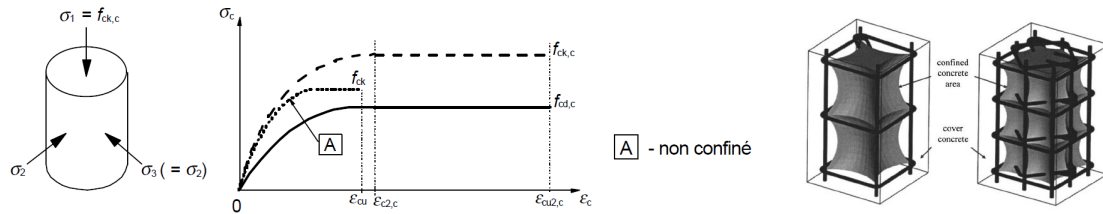


FIGURE IV.A.3 – Relation contrainte σ - déformation ϵ du béton confiné (gauche) et illustration des zones confinées et non confinées (droite)

Ce confinement est pris en considération de manière automatique dans SEISMOSTRUCT, pour l'évaluation du comportement non-linéaire, à travers le **facteur de confinement**, sur base des dimensions de la section et des armatures transversales introduites par l'utilisateur.

IV.A.2.2 Types d'éléments finis

Le choix du type d'éléments finis influencera l'analyse non-linéaire réalisée. En règle générale, un choix judicieux permet diminuer grandement l'effort de calcul. Bien que les portiques étudiés soient très simples, leur nombre important nécessite une vitesse de calcul acceptable.

Non-linéarité géométrique *vs* matérielle

Le comportement globalement non-linéaire d'une structure peut provenir de non-linéarités géométriques et/ou non-linéarités matérielles, les deux étant présent en compte dans les modèles d'analyse [34].

Les non-linéarités géométriques proviennent des effets du second ordre, en terme de déplacement ou de rotation, rendant le comportement incompatible avec l'hypothèse des petits déplacements classiquement utilisée dans les analyses linéaires élastiques selon laquelle force et déplacement sont liés par une relation linéaire. Celles-ci sont prises en compte à travers une formulation corotationnelle qui ne sera pas développée ici mais disponible [35].

Les non-linéarités matérielles proviennent de la loi constitutive du matériau qui ne se comporte pas de manière strictement linéaire. Ces non-linéarités entrent en jeu à l'instant où la loi de Hooke sur l'élasticité n'est plus vérifiée. Il n'y a, dès lors, plus linéarité entre contrainte et déformation.

Distribution *vs* Concentration de la plasticité

Les éléments avec distribution de la plasticité sont de plus en plus utilisés en pratique [33]. Ce succès est dû au fait qu'il n'est plus indispensable de définir des régions effectives d'inélasticité, contrairement aux éléments à plasticité concentrée qui nécessitent l'introduction de paramètres tel que la longueur de la rotule plastique, traditionnellement appelée *plastic hinge length*, qui se base sur des formulations empiriques [36].

L'avantage d'une plasticité distribuée est que les déformations plastiques peuvent être captées sur l'entièreté de l'élément, évitant dès lors de passer à coté d'un phénomène et offrant un modèle globalement plus réaliste. Cependant, cet avantage se compense par un effort de calcul plus conséquent. Toutefois, ne travaillant qu'avec des modèles simples, le temps de calcul reste acceptable dans notre cas.

Force-based (FB) vs Displacement-based (DB)

Les éléments à plasticité distribuée peuvent être implémentés à l'aide de deux types d'éléments finis : les *force-based* (FB) et les *displacement-based* (DB)¹ [37].

L'approche déplacement se base sur l'imposition d'un champ de déplacement avec utilisation de fonction de forme, ou *shape function*, pour approcher la déformée réelle. Du fait de ces interpolations, ces éléments sont incapables de prédire de manière correct la déformée en régime non-linéaire. Une solution est de subdiviser l'élément en plusieurs sub-éléments de façon à accepter l'hypothèse d'une courbure linéaire au sein de chaque sous-élément qui, quant à elle, peut être approchée de manière exacte pour autant que les sous-domaines soient suffisamment petits.

A l'inverse, les éléments FB se basent sur un équilibre de forces rendant cette formulation toujours exacte. L'avantage est qu'il n'est plus nécessaire de subdiviser l'élément en plusieurs sous-domaines, permettant de tirer les résultats des extrémités directement (notamment les rotations angulaires qui sont d'un grand intérêt dans le cadre de ce travail). En revanche, il est conseillé d'utiliser un certain nombre de sections d'intégration le long de l'élément. En pratique, entre 5 et 7 points d'intégration sont conseillés [33].

Classe d'éléments finis

Un large choix de types d'éléments finis est disponible dans SEISMOSTRUCT incluant notamment *inelastic force-based frame element*, *inelastic displacement-based frame element*, *inelastic plastic hinge force-based frame element*, ou encore *inelastic plastic hinge displacement-based frame element* pour ne citer que les principaux, dont l'utilisation dépend du contexte.

Sur base des paragraphes précédents, nous opterons, dans le cadre de ce travail, pour des éléments finis *inelastic force-based frame element* munis de 5 sections d'intégration (ou points d'intégration) pour l'ensemble des structures modélisées.

IV.A.2.3 Hypothèses et vérifications

L'utilisation des éléments finis précédemment citée permet la prise en compte des non-linéarités matérielles. De plus, certaines vérifications ont été réalisées directement dans SEISMOSTRUCT. Premièrement, l'évolution du niveau de plastification et l'apparition graphique des rotules plastiques aux extrémités des éléments est un aspect contrôlé par le logiciel sur base de valeur limite entrée par l'utilisateur.

1. Notons toutefois que ces éléments FB et DC ne correspondent pas aux approches basées sur les forces et sur les déplacements, largement utilisées dans ce rapport.

Ensuite, les analyses qui suivront concernent uniquement les vérifications liées aux rotations angulaires θ des éléments ainsi que des déplacements globaux d . Les vérifications concernant la résistance à l'effort tranchant des éléments n'est pas considérée, mais systématiquement contrôlée par SEISMOSTRUCT. Toutefois, comme nous l'avons vu lors du dimensionnement, les éléments possèdent une réserve de capacité vis à vis de l'effort tranchant considérable suite à l'application du principe du dimensionnement en capacité. Dès lors, aucune rupture à l'effort tranchant n'est à *priori* attendue.

Courbes de capacité ou *pushover curves*

Les courbes de capacité sont issues de SEISMOSTRUCT sur base du dimensionnement réalisé dans la Partie III et en tenant compte des hypothèses de modélisation présentées à la section IV.A.2. Ces courbes *pushover*, calculées sur base de la déformée du premier mode de vibration, sont illustrées à la Figure IV.A.4. Pointons également que pour une raison d'optimisation de l'espace, les échelles des axes sont différentes d'un graphique à l'autre.

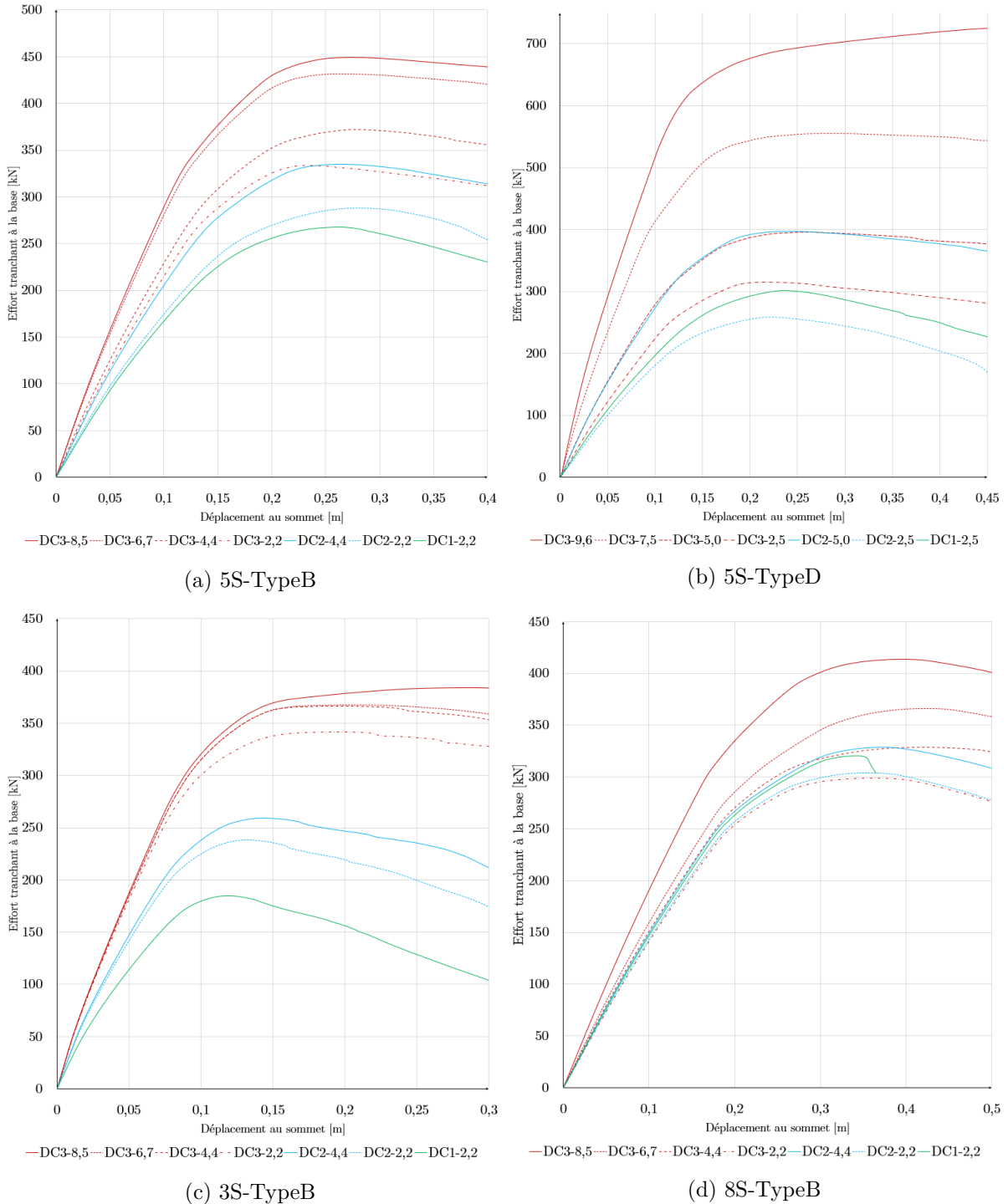


FIGURE IV.A.4 – Courbes de capacité, ou *pushover curve*, des 28 portiques étudiés

Une première observation des courbes de capacité permet d'illustrer l'impact des classes de ductilité sur la réponse non-linéaire des structures. En effet, l'imposition du concept de dimensionnement en capacité développé à la section II.A.4 et transposé dans EN1998-1-2 :2024 au travers de l'expression III.B.10 pour les classes de ductilité DC3, se reflète sur les courbes concernées. Les structures dimensionnées pour une telle classe de ductilité présentent un comportement globalement ductile et un large plateau dans le domaine plastique (courbes rouges).

A l'inverse, les structures dimensionnées pour les classes de ductilité DC2 et DC1 présentent une courbe descendante une fois qu'un maximum a été atteint. Cette caractéristique étant plus prononcée pour les structures DC1 comparativement aux structures DC2.

Une seconde observation relève du rapprochement entre les courbes pour les structures d'un même nombre d'étages. En effet, en comparant les courbes valables pour un même type de sol (a) (c) et (d), on constate un rapprochement des courbes pour un nombre d'étages croissant. Ce dernier point s'explique par la prédominance de la combinaison sismique, et par conséquent l'influence des critères de dimensionnement correspondants, plus importante pour les structures à faible hauteur. Tandis que le dimensionnement des structures plus hautes tend à être contrôlé par la combinaison ultime sous charge gravitaire, proposant un dimensionnement sismique moins influençant.

Enfin, on pourrait penser intuitivement que les courbes DC1 devraient être au dessus de celles DC2 elles-mêmes au dessus des courbes DC3 pour un même niveau d'intensité sismique compte tenu de la réduction croissante de la force de dimensionnement avec l'augmentation en classe de ductilité et, par conséquent, augmentation du facteur de comportement correspondant. Toutefois, les graphes ci-dessus ne présentent pas systématiquement cette caractéristique du fait que les dispositions imposées pour la classe de ductilité DC3 sont telles que le dimensionnement qui en découle surpasse la même structure dimensionnée pour une classe de ductilité DC1. C'est la raison pour laquelle nous observons, par exemple en Figure IV.A.4 (a), la courbe verte (DC1-2,2) inférieure à la courbe bleue pointillée (DC2-2,2), elle-même inférieure à la courbe rouge pointillée (DC3-2,2).

Section IV.A.4

Bilinéarisation des courbes de capacité

La bilinéarisation des courbes de capacité se fait en accord avec EN1998-1-1 :2024 [19], rappelé à la section II.C.3 de ce document. Les valeurs permettant d'en déduire l'idéalisation de chaque portique sont reprises aux tableaux IV.A.1, IV.A.2, IV.A.3 et IV.A.4. Plus précisément, il s'agit des déplacements suivants :

- Déplacement d_1^* correspondant à la première apparition d'une rotule de plastification, θ_y , ou *yield chord rotation*.

Par soucis de simplification, nous prendrons le déplacement correspondant à l'apparition de la première plastification des armatures. Ce déplacement est tiré de SEISMOSTRUCT sur base de la déformation de plastification limite de l'acier ϵ_y .

Cependant, des tests sur quelques portiques ont montré que ces deux approches donnaient des résultats similaires, validant cette approximation.

- Déplacement d_m^* correspondant à l'effort tranchant à la base, ou *base shear*, maximal observé de la courbe de capacité du portique équivalent à un degré de liberté. En d'autres termes, le déplacement correspondant au sommet de la courbe.
- Déplacement nominal d_y^* limite ; ou *yield displacement*, marquant la séparation entre les domaines élastique et plastique de l'idéalisation, calculé en accord avec l'expression II.C.3, basé sur un principe d'équivalence énergétique.

Portiques 5S-TypeB							
Label	m^* [kg]	k^* [kN/m]	T^* [s]	Γ [—]	d_1^* [m]	d_m^* [m]	d_y^* [m]
DC3-0,85g	137085,3	2914,6	1,36	1,42	0,067	0,193	0,096
DC3-0,67g	137036,7	2831,7	1,38	1,42	0,067	0,186	0,096
DC3-0,44g	143599,9	2278,3	1,58	1,32	0,080	0,220	0,113
DC3-0,22g	155313,3	2138,5	1,69	1,28	0,082	0,184	0,111
DC2-0,44g	142865,2	2020,9	1,67	1,32	0,084	0,201	0,115
DC2-0,22g	141112,2	1712,3	1,80	1,32	0,084	0,213	0,117
DC1-0,22g	152394,3	1631,3	1,92	1,23	0,094	0,207	0,126

TABLE IV.A.1 – Paramètres des portiques équivalents SDoF 5S-TypeB

Portiques 5S-TypeD							
Label	m^* [kg]	k^* [kN/m]	T^* [s]	Γ [—]	d_1^* [m]	d_m^* [m]	d_y^* [m]
DC3-0,96g	143660,5	5140,0	1,05	1,43	0,070	0,214	0,100
DC3-0,75g	154870,1	4565,7	1,16	1,34	0,063	0,208	0,096
DC3-0,50g	141620,3	2797,2	1,41	1,35	0,070	0,225	0,105
DC3-0,25g	156765,5	2180,9	1,68	1,28	0,082	0,180	0,110
DC2-0,50g	134898,4	2718,4	1,40	1,42	0,074	0,201	0,108
DC2-0,25g	153529,3	1862,8	1,80	1,28	0,082	0,188	0,113
DC1-0,25g	137017,1	2002,4	1,64	1,37	0,087	0,222	0,124

TABLE IV.A.2 – Paramètres des portiques équivalents SDoF 5S-TypeD

Portiques 3S-TypeB							
Label	m^* [kg]	k^* [kN/m]	T^* [s]	Γ [—]	d_1^* [m]	d_m^* [m]	d_y^* [m]
DC3-0,85g	100476,0	3623,6	1,05	1,19	0,054	0,239	0,083
DC3-0,67g	100446,3	3568,9	1,05	1,19	0,054	0,172	0,081
DC3-0,44g	100446,3	3570,0	1,05	1,19	0,054	0,168	0,080
DC3-0,22g	100446,3	3521,9	1,06	1,19	0,050	0,163	0,084
DC2-0,44g	103694,6	2813,4	1,21	1,19	0,053	0,121	0,074
DC2-0,22g	103672,0	2762,4	1,22	1,19	0,048	0,111	0,069
DC1-0,22g	102330,3	2210,7	1,35	1,19	0,048	0,101	0,069

TABLE IV.A.3 – Paramètres des portiques équivalents SDoF 3S-TypeB

Portiques 8S-TypeB							
Label	m^* [kg]	k^* [kN/m]	T^* [s]	Γ [—]	d_1^* [m]	d_m^* [m]	d_y^* [m]
DC3-0,85g	216648,4	1826,1	2,16	1,46	0,103	0,282	0,141
DC3-0,67g	210728,7	1513,3	2,34	1,45	0,107	0,293	0,148
DC3-0,44g	255004,5	1432,0	2,65	1,21	0,128	0,347	0,176
DC3-0,22g	253967,8	1340,2	2,74	1,21	0,132	0,302	0,175
DC2-0,44g	254602,4	1419,4	2,66	1,21	0,128	0,310	0,172
DC2-0,22g	254602,4	1358,2	2,72	1,21	0,132	0,293	0,173
DC1-0,22g	254588,4	1396,9	2,68	1,21	0,128	0,281	0,169

TABLE IV.A.4 – Paramètres des portiques équivalents SDoF 8S-TypeB

A titre d'illustration, la bilinéarisation de la courbe de capacité du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g est disponible à la Figure IV.A.5 suivante dont les valeurs pertinentes sont celles du tableau IV.A.2.

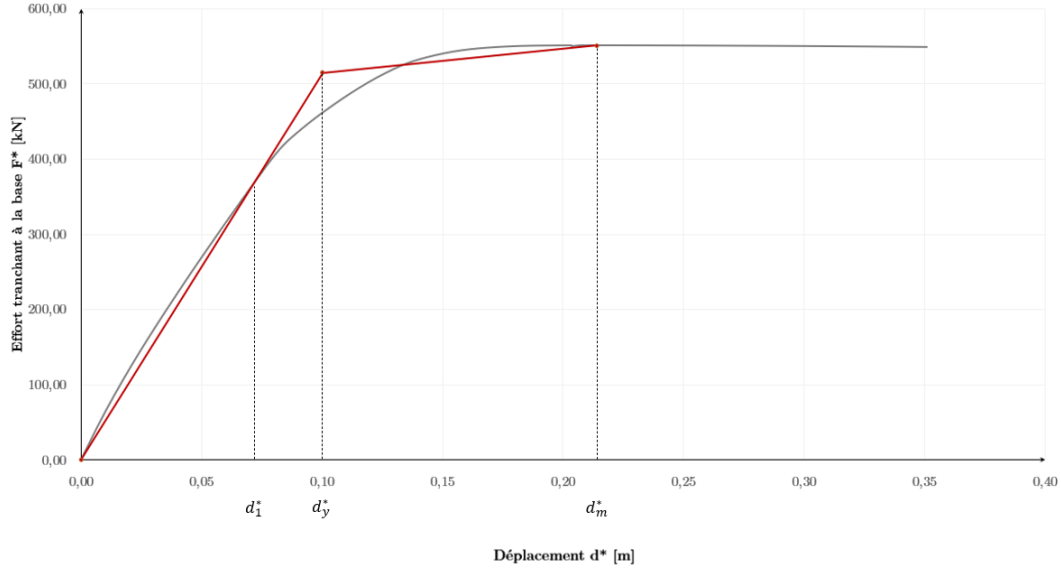


FIGURE IV.A.5 – Exemple de bilinéarisation de la courbe de capacité du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g

Alors que dans la version actuelle EN1998-1-1 :2004 [4] nous aurions obtenu une idéalisation élastique parfaitement plastique, nous observons bien une relation élastoplastique bilinéaire, en accord avec les nouvelles dispositions de EN1998-1-1 :2024 [19] détaillées à la section II.C.3.

Section IV.A.5

Points de fonctionnement

L'établissement des points de fonctionnement suivant la procédure N2 a été développé à la section II.C.3.

Le niveau de performance d'intérêt est celui correspondant à l'état limite *significant damage* SD puisque les expressions de vérification locale et globale (équations IV.C.1 et IV.C.2) de EN1998-1-2 :2024 concerne ce niveau de performance précis. En outre, le dimensionnement

a également été réalisé sur base d'un spectre de réponse élastique d'une période de retour correspondant à l'état limite SD.

Toutefois, en vue d'une compréhension de l'évolution des déformations, et par conséquent de la distribution des dommages au sein de la structure, les points de performance liés aux états limites *damage limitation DL* et *near collapse NC* ont également été calculés. Cet aspect fera d'ailleurs l'objet d'une discussion dans une section ultérieure.

La Figure IV.A.6 illustre la procédure pour trouver les points de fonctionnement voulus pour le portique 5S-TypeB-DC3-0,67g à titre d'exemple. En accord avec EN1998-1-2 :2025 [18], les spectres de réponses élastiques correspondant aux états limites DL et NC peuvent se déduire du spectre de réponse pour l'état limite SD par l'application des coefficients d'amplification suivants², en faisant l'hypothèse de structure avec classe de conséquence CC2 (voir section II.E.1 pour plus d'information).

État Limite	Classe de conséquence			
	CC1	CC2	CC3-a	CC3-b
NC	1,2	1,5	1,8	2,2
SD	0,8	1	1,2	1,5
DL	0,4	0,5	0,5	0,6

TABLE IV.A.5 – Facteur de performance en fonction de la classe de conséquence et l'état limite (issu de [18])

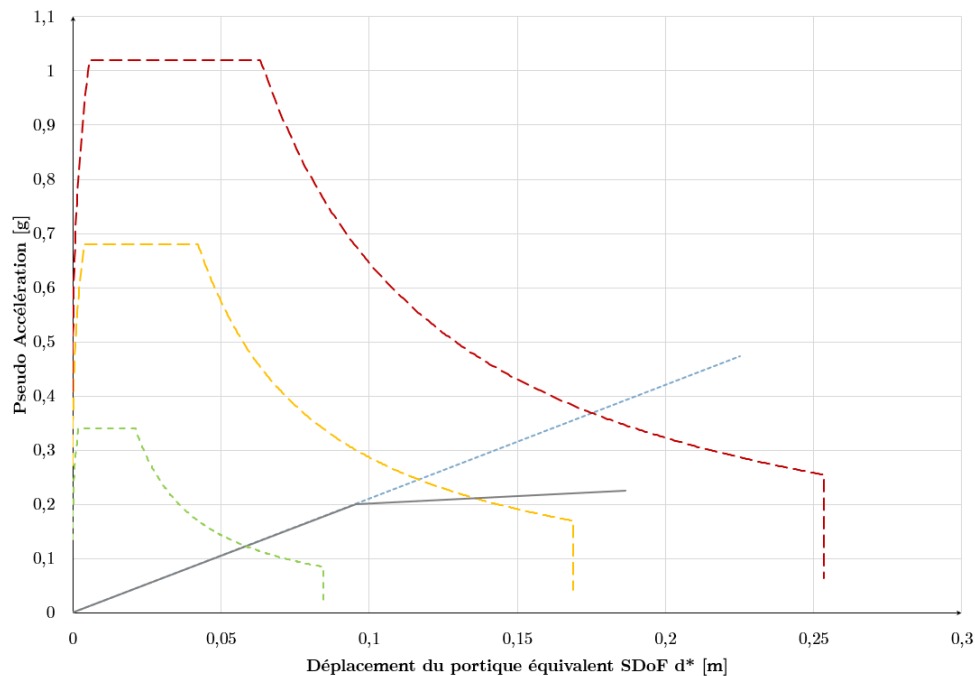


FIGURE IV.A.6 – Procédure d'établissement des points de fonctionnement du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g correspondant aux états limites DL (vert) , SD (orange) et NC (rouge)

2. Ces valeurs sont issues de la version générale de EN1998-1-2 :2025. Néanmoins chaque pays aura l'occasion d'adapter ces coefficients par l'intermédiaire de leur annexe nationale.

Notons par ailleurs, que les déplacements obtenus par confrontation entre spectre de réponse et idéalisation de la courbe de capacité sont ceux du portique équivalent à un seul degré de liberté (SDoF). Tandis que ceux présents dans les tableaux IV.A.6, IV.A.7, IV.A.8 et IV.A.9 sont ceux de la structure réelle, après application du facteur de participation modale Γ .

Ensuite, l'ensemble des portiques présente une période fondamentale équivalente T^* supérieure à la période de coin T_C du spectre de réponse correspondant, impliquant l'utilisation de la règle du déplacement égal, ou *equal displacement rule*, telle que décrite à l'expression II.C.4. La conséquence est que, comme nous pouvons le voir, les variations de déplacements d_{DL} et d_{SD} ainsi que d_{SD} et d_{NC} sont directement proportionnels à l'intensité sismique considérée.

Portiques 5S-TypeB					
Label	T^* [s]	Γ [-]	d_{DL} [m]	d_{SD} [m]	d_{NC} [m]
DC3-0,85g	1,36	1,42	0,104	0,209	0,313
DC3-0,67g	1,38	1,42	0,083	0,166	0,248
DC3-0,44g	1,58	1,32	0,058	0,117	0,176
DC3-0,22g	1,69	1,28	0,030	0,061	0,091
DC2-0,44g	1,67	1,32	0,062	0,124	0,185
DC2-0,22g	1,80	1,32	0,033	0,067	0,100
DC1-0,22g	1,92	1,23	0,033	0,066	0,099

TABLE IV.A.6 – Détermination des déplacements cibles DL , SD et NC des portiques 5S-TypeB

Portiques 5S-TypeD					
Label	T^* [s]	Γ [-]	d_{DL} [m]	d_{SD} [m]	d_{NC} [m]
DC3-0,96g	1,05	1,43	0,146	0,297	0,437
DC3-0,75g	1,16	1,34	0,118	0,237	0,355
DC3-0,50g	1,41	1,35	0,097	0,193	0,290
DC3-0,25g	1,68	1,28	0,054	0,109	0,163
DC2-0,50g	1,40	1,42	0,101	0,202	0,302
DC2-0,25g	1,80	1,28	0,058	0,117	0,175
DC1-0,25g	1,64	1,37	0,057	0,114	0,171

TABLE IV.A.7 – Détermination des déplacements cibles DL , SD et NC des portiques 5S-TypeD

Portiques 3S-TypeB					
Label	T^* [s]	Γ [-]	d_{DL} [m]	d_{SD} [m]	d_{NC} [m]
DC3-0,85g	1,05	1,19	0,068	0,135	0,203
DC3-0,67g	1,05	1,19	0,053	0,106	0,159
DC3-0,44g	1,05	1,19	0,035	0,070	0,106
DC3-0,22g	1,06	1,19	0,018	0,036	0,053
DC2-0,44g	1,21	1,19	0,040	0,081	0,121
DC2-0,22g	1,22	1,19	0,020	0,041	0,061
DC1-0,22g	1,35	1,19	0,023	0,045	0,068

TABLE IV.A.8 – Détermination des déplacements cibles DL , SD et NC des portiques 3S-TypeB

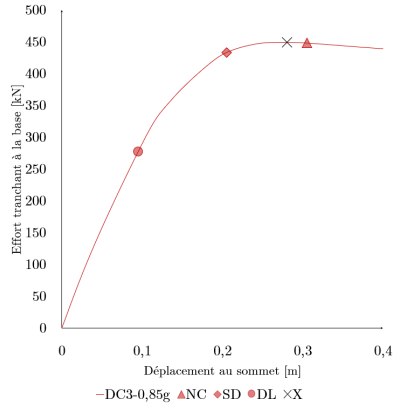
Portiques 8S-TypeB					
Label	T^* [s]	Γ [-]	d_{DL} [m]	d_{SD} [m]	d_{NC} [m]
DC3-0,85g	2,16	1,46	0,157	0,314	0,472
DC3-0,67g	2,34	1,45	0,123	0,245	0,368
DC3-0,44g	2,65	1,21	0,068	0,136	0,204
DC3-0,22g	2,74	1,21	0,034	0,068	0,102
DC2-0,44g	2,66	1,21	0,068	0,136	0,204
DC2-0,22g	2,72	1,21	0,034	0,068	0,102
DC1-0,22g	2,68	1,21	0,034	0,068	0,102

TABLE IV.A.9 – Détermination des déplacements cibles DL , SD et NC des portiques 8S-TypeB

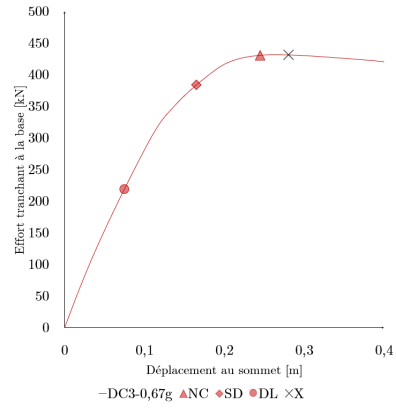
La représentation graphique des différents états limites *near collapse NC*, *significant damage SD* et *damage limitation* pour l'ensemble des 28 portiques étudiés se trouve aux Figures IV.A.7, IV.A.8, IV.A.9 et IV.A.10.

Ces figures permettent d'observer un rapprochement des points de fonctionnement NC, SD et DL lorsque le niveau d'intensité sismique diminue. De plus, pour les structures dimensionnées pour un $S_\alpha = 0,25g$ et $S_\alpha = 0,22g$ pour les sols de type D et B respectivement, les points de performance se situent systématiquement dans la région linéaire élastique de la courbe de capacité. Comme nous l'avons déjà observé, ce niveau faible d'intensité sismique ne contrôle pas la réponse sismique de ces portiques. Dès lors, ces structures sont dimensionnées sur base de la combinaison ELU, impliquant un surdimensionnement par rapport à la combinaison sismique.

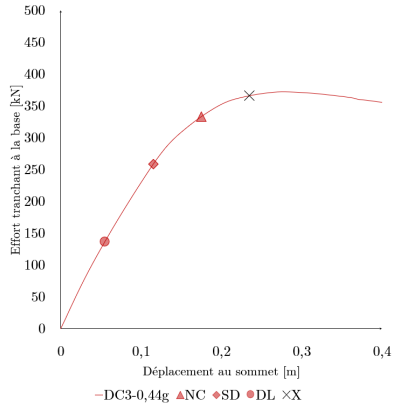
En plus des points correspondants aux différents états limites considérés, les Figures fournissent également la localisation d'un point X , que nous utiliserons dans une section ultérieure, lors de la calibration des facteurs de comportement.



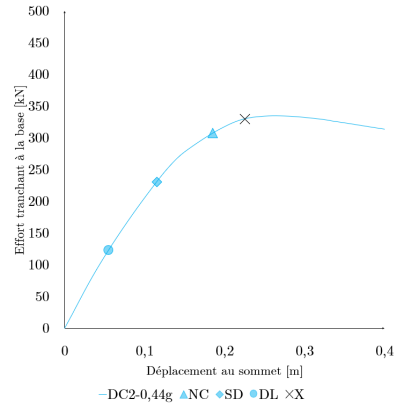
(a) 5S-TypeB-DC3-0,85g



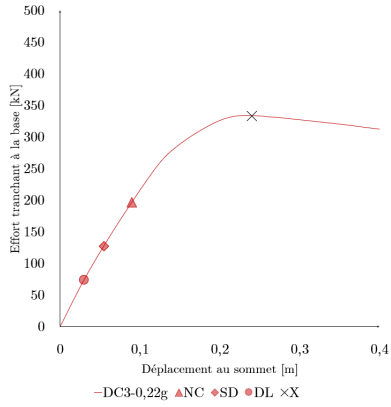
(b) 5S-TypeB-DC3-0,67g



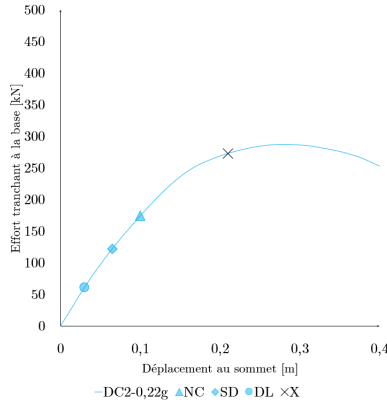
(c) 5S-TypeB-DC3-0,44g



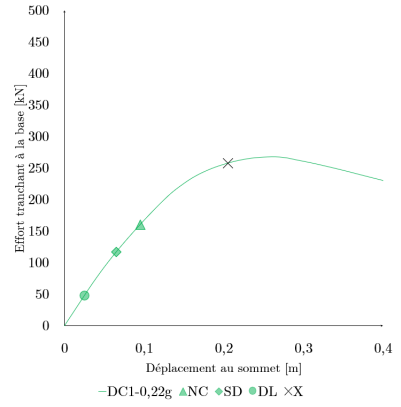
(d) 5S-TypeB-DC2-0,44g



(e) 5S-TypeB-DC3-0,22g

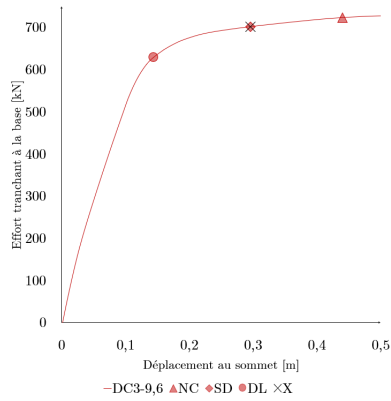


(f) 5S-TypeB-DC2-0,22g

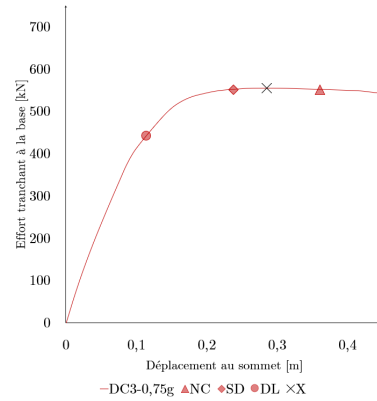


(g) 5S-TypeB-DC1-0,22g

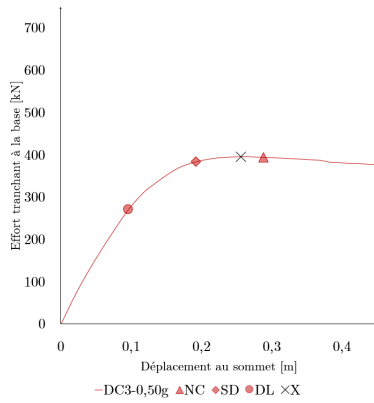
FIGURE IV.A.7 – Position des états limites *near collapse* NC, *significant damage* SD et *damage limitation* DL des portiques 5S-TypeB



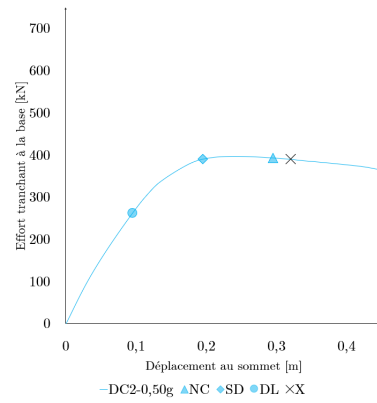
(a) 5S-TypeD-DC3-0,96g



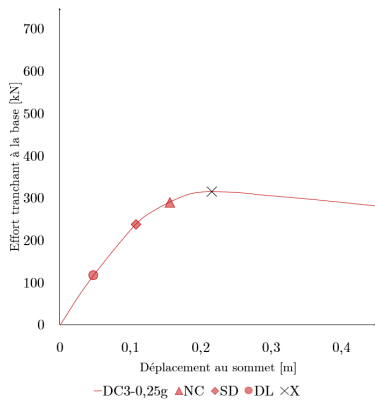
(b) 5S-TypeD-DC3-0,75g



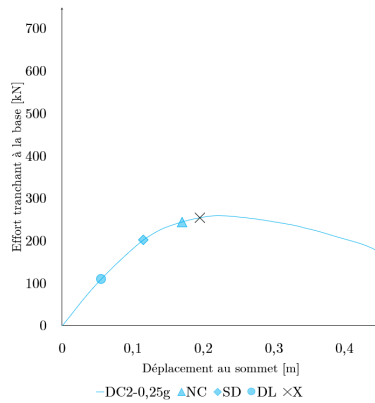
(c) 5S-TypeD-DC3-0,50g



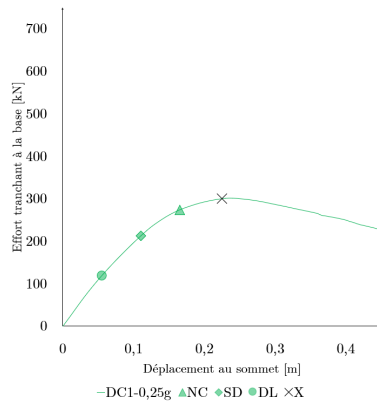
(d) 5S-TypeD-DC2-0,50g



(e) 5S-TypeD-DC3-0,25g

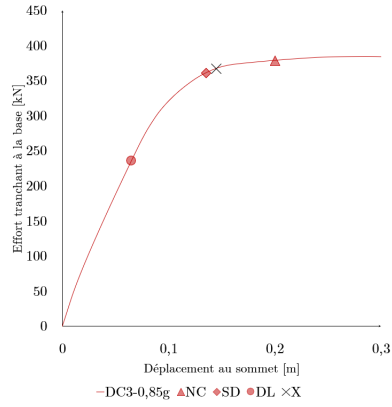


(f) 5S-TypeD-DC2-0,25g

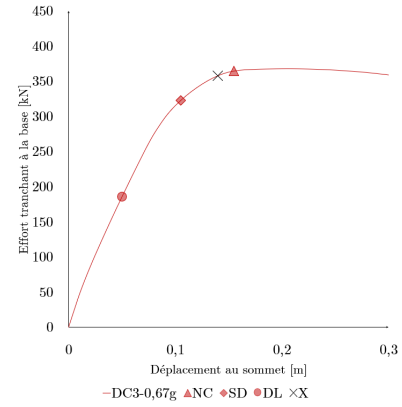


(g) 5S-TypeD-DC1-0,25g

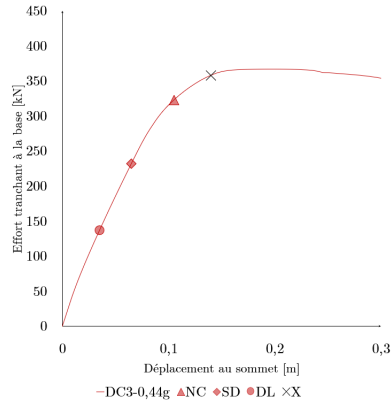
FIGURE IV.A.8 – Position des états limites *near collapse NC*, *significant damage SD* et *damage limitation DL* des portiques 5S-TypeD



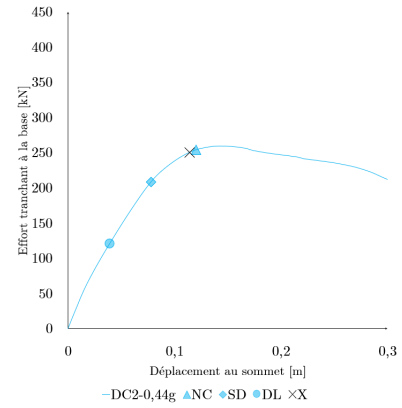
(a) 3S-TypeB-DC3-0,85g



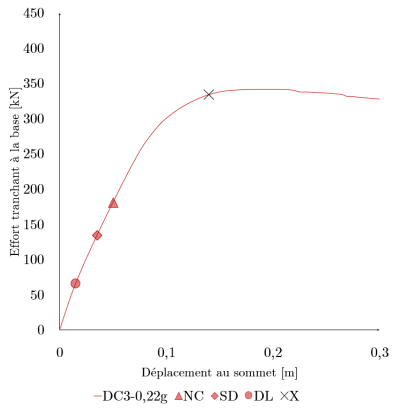
(b) 3S-TypeB-DC3-0,67g



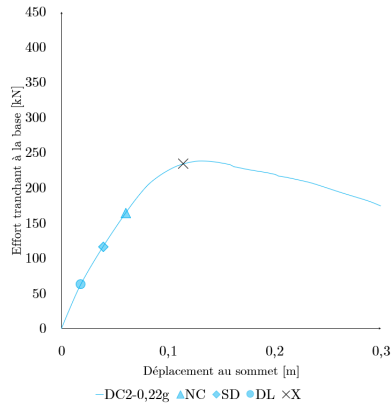
(c) 3S-TypeB-DC3-0,44g



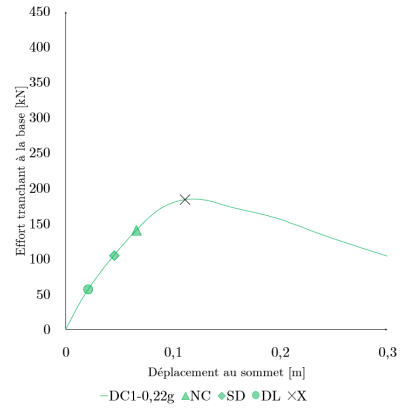
(d) 3S-TypeB-DC2-0,44g



(e) 3S-TypeB-DC3-0,22g

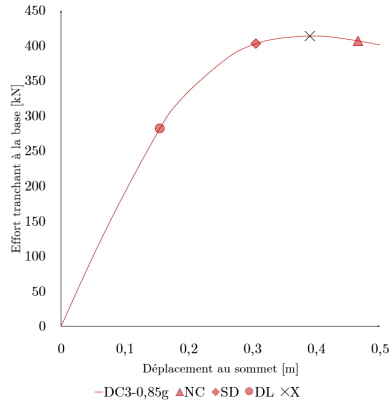


(f) 3S-TypeB-DC2-0,22g

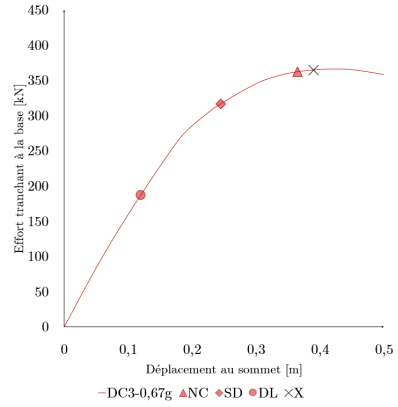


(g) 3S-TypeB-DC1-0,22g

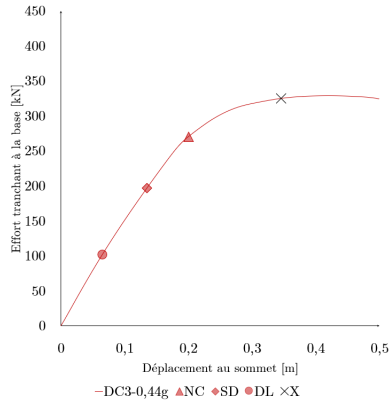
FIGURE IV.A.9 – Position des états limites *near collapse NC*, *significant damage SD* et *damage limitation DL* des portiques 3S-TypeB



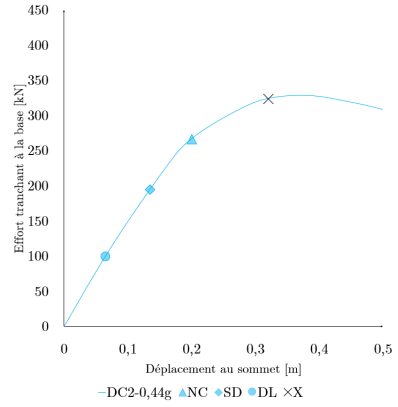
(a) 8S-TypeB-DC3-0,85g



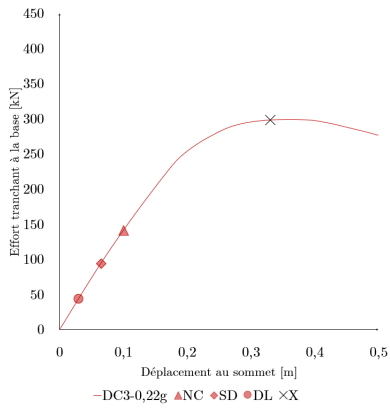
(b) 8S-TypeB-DC3-0,67g



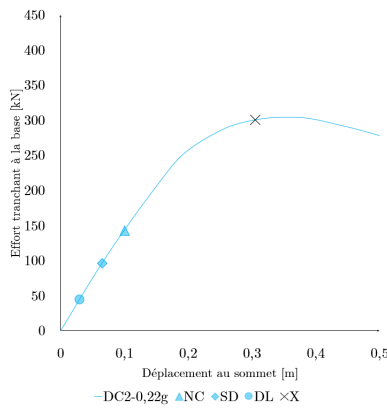
(c) 8S-TypeB-DC3-0,44g



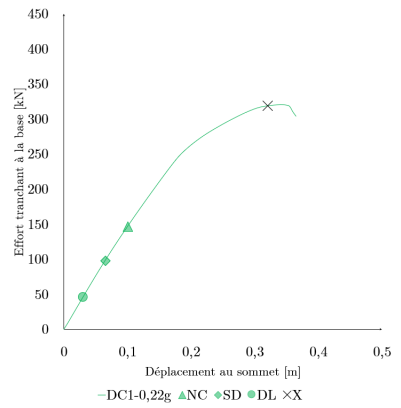
(d) 8S-TypeB-DC2-0,44g



(e) 8S-TypeB-DC3-0,22g



(f) 8S-TypeB-DC2-0,22g



(g) 8S-TypeB-DC1-0,22g

FIGURE IV.A.10 – Position des états limites *near collapse NC*, *significant damage SD* et *damage limitation DL* des portiques 8S-TypeB

Chapitre IV.B

Vérification des composantes du facteur de comportement

Les structures ont été dimensionnées en utilisant les valeurs des facteurs de comportement actuellement disponibles dans EN1998-1-2 :2025 [18] et rappelées à la Figure II.E.2, à l'état limite *significant damage SD* correspondant à un spectre de réponse d'une période de retour de 475 ans.

Sur base des analyses réalisées en section IV.A.5, il est possible de calculer la valeur effective de la réduction des forces élastiques, pour chaque portique étudié. En effet, en s'appuyant sur l'illustration IV.B.1, les composantes effectives du facteur de comportement, au niveau du déplacement d_{SD} correspondant à celui de l'état limite *significant damage*, peuvent être déduites en tenant compte des points suivants, donnant le tableau récapitulatif IV.B.2 :

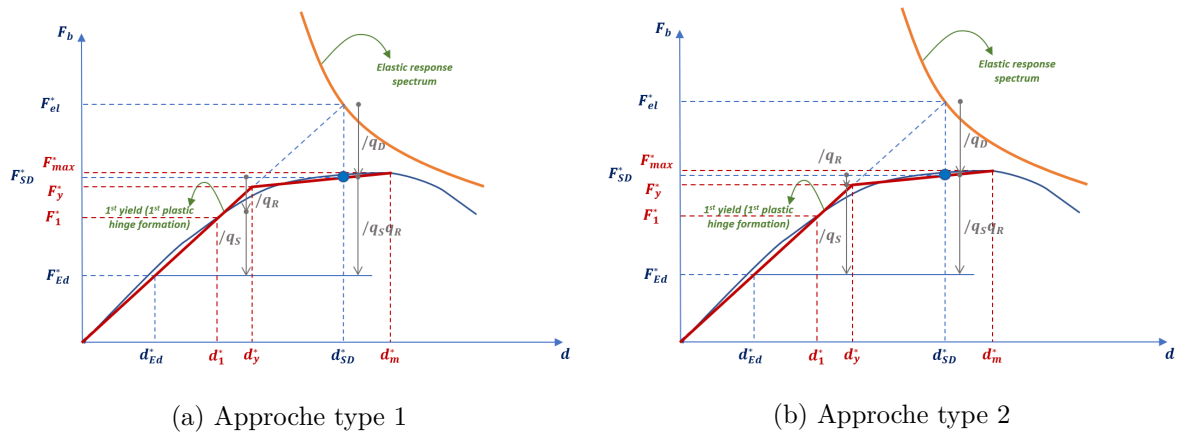


FIGURE IV.B.1 – Présentation des approches du calcul des composantes du facteur de comportement (adapté de A.A Correia)

- La composante q_S liée à la surcapacité des éléments n'est pas encore définie de manière univoque. En ce sens, deux solutions seront proposées ici.

Premièrement, comme le ratio, en terme de force, entre la force correspondant au déplacement nominal, ou *yield displacement*, de l'idéalisation bilinéaire du spectre de capacité et la valeur de la force utilisée pour le dimensionnement.

$$q_S = \frac{F_y^*}{F_{Ed}^*} \quad (\text{IV.B.1})$$

Avec F_y^* la force correspondant au déplacement d_y^* issu de l'idéalisation de la courbe de capacité.

Deuxièmement, comme le ratio, toujours en terme de force, entre l'instant où la première plastification est observée dans un premier élément et la valeur utilisée pour le dimensionnement.

$$q_S = \frac{F_1^*}{F_{Ed}^*} \quad (\text{IV.B.2})$$

F_1^* est donné par le logiciel SEISMOSTRUCT à l'instant où une plastification est observée tandis que F_{Ed}^* représente l'effort tranchant à la base de calcul, issu du dimensionnement par la méthode des forces latérales équivalentes.

- La composante q_R liée à la robustesse de la structure, c'est-à-dire sa capacité à former plusieurs rotules plastiques avant d'observer un mécanisme de rupture généralisé. Deux cas de figure peuvent se présenter, en fonction de l'endroit correspondant à l'intersection entre le spectre de réponse élastique et la courbe de capacité. Nous utiliserons également deux formulations, pour les mêmes raisons que la composante q_S .

Si la structure présente une réponse inélastique, c'est à dire si $d_{cible}^* > d_y^*$, cette composante sera calculée sur base du ratio entre la force correspondant au déplacement cible, pour l'état limite *significant damage* SD et la force nominale issue de l'idéalisation, ou la force de première plastification.

$$q_R = \frac{F_{SD}^*}{F_y^*} \quad (\text{IV.B.3})$$

$$q_R = \frac{F_{SD}^*}{F_1^*} \quad (\text{IV.B.4})$$

Avec F_{SD}^* la valeur de la force correspondant au déplacement d_{SD}^* à l'état limite *significant damage* SD .

Si la structure présente une réponse élastique, c'est à dire si $d_{cible}^* < d_y^*$, nous n'utiliserons plus la valeur de la force correspondant au déplacement cible SD , mais bien la force maximale observée de la courbe. De cette manière, la composante q_R nous donnera une information sur la robustesse potentielle de la structure. A nouveau, deux expressions seront utilisées :

$$q_R = \frac{F_{max}^*}{F_y^*} \quad (\text{IV.B.5})$$

$$q_R = \frac{F_{max}^*}{F_1^*} \quad (\text{IV.B.6})$$

Avec F_{max}^* la valeur de la force maximale observée de la courbe de capacité.

- La composante q_D liée à la dissipation d'énergie. Une fois de plus, il faut distinguer les réponses inélastiques et élastiques.

Si le point de fonctionnement se situe dans le domaine non-linéaire de la courbe de capacité, la composante q_D sera évaluée comme le ratio, en terme de force, entre la force élastique et la force correspondant au déplacement d_{SD} .

$$q_D = \frac{F_{el}^*}{F_{SD}^*} \quad (\text{IV.B.7})$$

Avec F_{el}^* la valeur de la force élastique, correspondant à l'intersection entre le spectre de réponse élastique et la partie élastique, éventuellement prolongée, de l'idéalisation du spectre de capacité.

Si la structure présente une réponse élastique, aucune dissipation d'énergie n'est observée pour le niveau de performance *significant damage SD*. La composante q_D n'a dès lors pas lieu d'être évaluée.

Par souci de clarté, nous utiliserons la nomenclature suivante, détaillée au tableau IV.B.1 pour désigner la façon dont les composantes du facteur de comportement sont calculées. En outre, la représentation des différents points utilisés est disponible à la Figure IV.B.2.

La première méthode, type 1, se base sur les valeurs de force de la courbe de capacité en considérant le point de première plastification pour le calcul des composantes q_S et q_R .

Tandis que la seconde méthode, type 2, se base sur les valeurs de l'idéalisation bilinéaire du spectre de capacité.

Comme déjà mentionné, la définition exacte des composantes q_S et q_R n'est pas encore formellement identifiée dans l'Eurocode 8. Par la prise en compte des 2 approches discutées, nous pourrions obtenir des bornes inférieures et supérieures de la valeur réelle théorique des composantes q_S et q_R . Comme introduit à la section IV.A.4 cette valeur théorique correspond à l'instant où la rotation de plastification, ou *yield chord rotation*, est atteinte dans un élément de la structure, supposée se situer quelque part entre les bornes que nous venons de développer.

Type	q_S [-]		q_R [-]		q_D [-]	
	Élastique	Inélastique	Élastique	Inélastique	Élastique	Inélastique
Type 1		$\frac{F_1^*}{F_{Ed}^*}$	$\frac{F_{max}^*}{F_1^*}$	$\frac{F_{SD}^*}{F_1^*}$	-	$\frac{F_{el}^*}{F_{SD}^*}$
Type 2		$\frac{F_y^*}{F_{Ed}^*}$	$\frac{F_{max}^*}{F_y^*}$	$\frac{F_{SD}^*}{F_y^*}$	-	$\frac{F_{el}^*}{F_{SD}^*}$

TABLE IV.B.1 – Nomenclature des méthodes de calcul des composantes du facteur de comportement en fonction de la réponse élastique/inélastique de la structure

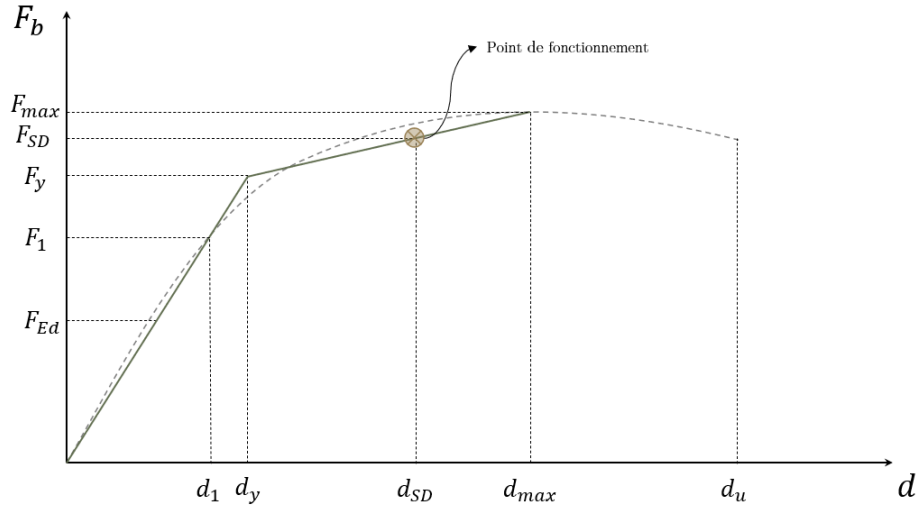


FIGURE IV.B.2 – Représentation des forces utiles pour le calcul des composantes du facteur de comportement

Les résultats obtenus, pour l'ensemble des portiques étudiés, sont disponibles au tableau IV.B.2 présentant une comparaison entre le facteur de comportement utilisé lors du dimensionnement et celui issu des formulations type 1 et type 2 telles que nous venons de définir.

Notons que pour faire la distinction entre les formulations, les composantes q_R indiquées *en italique* dans le tableau IV.B.2 ont été calculées sur base des expressions IV.B.5 et IV.B.6 puisque ces portiques sont en régime élastique.

Label		q_{design}	Type 1				Type 2			
			q_S	q_R	q_D	q	q_S	q_R	q_D	q
5S-Type B	DC3-0,85g	3,9	1,2	1,6	1,4	2,6	1,7	1,1	1,4	2,6
	DC3-0,67g		1,3	1,5	1,2	2,3	1,9	1,0	1,2	2,3
	DC3-0,44g		2,3	1,6	-	-	3,3	1,1	-	-
	DC3-0,22g		4,8	1,5	-	-	6,5	1,1	-	-
	DC2-0,44g	2,5	1,5	1,5	-	-	2,0	1,1	-	-
	DC2-0,22g		2,8	1,5	-	-	3,9	1,1	-	-
	DC1-0,22g	1,5	1,7	1,4	-	-	2,0	1,1	-	-
5S-Type D	DC3-0,96g	3,9	1,1	1,5	1,9	3,1	1,5	1,1	1,9	3,1
	DC3-0,75g		1,1	1,7	1,7	2,9	1,6	1,1	1,7	2,9
	DC3-0,50g		1,4	1,6	1,3	2,9	2,1	1,0	1,3	2,9
	DC3-0,25g		2,7	1,5	-	-	3,6	1,1	-	-
	DC2-0,50g	2,5	1,1	1,5	1,3	2,0	1,5	1,0	1,3	2,0
	DC2-0,25g		1,6	1,5	-	-	2,2	1,1	-	-
	DC1-0,25g	1,5	1,2	1,6	-	-	1,6	1,1	-	-
3S-Type B	DC3-0,85g	3,9	1,5	1,5	1,4	3,2	2,3	1,0	1,4	3,2
	DC3-0,67g		1,9	1,5	1,1	3,2	2,8	1,0	1,1	3,2
	DC3-0,44g		2,9	1,6	-	-	4,3	1,1	-	-
	DC3-0,22g		5,2	1,6	-	-	7,9	1,1	-	-
	DC2-0,44g	2,5	1,6	1,5	-	-	2,3	1,1	-	-
	DC2-0,22g		2,9	1,5	-	-	4,2	1,1	-	-
	DC1-0,22g	1,5	1,4	1,5	-	-	2,1	1,0	-	-
8S-Type B	DC3-0,85g	3,9	1,1	1,5	1,4	2,4	1,6	1,1	1,4	2,4
	DC3-0,67g		1,3	1,4	1,1	2,1	1,9	1,0	1,1	2,1
	DC3-0,44g		1,9	1,5	-	-	2,6	1,1	-	-
	DC3-0,22g		3,8	1,4	-	-	5,0	1,1	-	-
	DC2-0,44g	2,5	1,5	1,5	-	-	2,0	1,1	-	-
	DC2-0,22g		3,0	1,4	-	-	3,9	1,1	-	-
	DC1-0,22g	1,5	3,0	1,5	-	-	2,3	1,1	-	-

TABLE IV.B.2 – Composantes du facteur de comportement à l'état limite *significant damage SD*

On observe des facteurs de comportement plus faibles que ceux utilisés pour le dimensionnement, issus de EN1998-1-2 :2025 [18] et rappelés à la Figure II.E.2. Ces différences peuvent en partie s'expliquer par les constatations suivantes :

Premièrement, une grande partie des portiques présente une réponse élastique pour les faibles niveaux d'intensité sismique, rendant la formulation de la composante de dissipation d'énergie q_D inappropriée. Remarquons néanmoins que l'intensité sismique limite requise avant d'observer un comportement non-linéaire est supérieure pour les sols de type B comparativement aux sols de type D.

Deuxièmement, pour l'approche de type 1, on observe des composantes q_S souvent inférieures à la valeur de référence 1,5. Ce dernier point s'explique en raison des choix opérés et des hypothèses considérées pour le dimensionnement.

Enfin, notons que pour les portiques dont le dimensionnement fût en grande partie contrôlé par la combinaison sismique de calcul, les valeurs du facteur de comportement calculées sont proches mais inférieures aux valeurs présumées. Ceci s’observe, entre autres, pour les portiques 5S-TypeD-0,96g et 3S-TypeB-0,85g avec une différence de 20% et 19% respectivement.

De plus, pour les portiques dont le dimensionnement est contrôlé par la combinaison sismique, en comparant les valeurs limites inférieures et supérieures de q_S et q_R issues des deux types, nous observons que la valeur théorique se situe entre les valeurs limites, se rapprochant des valeurs proposées dans EN1998-1-2 :2025 [18]. C’est à dire, $q_S \simeq 1,5$ et $q_R \simeq 1,3$.

En outre, en analysant le tableau récapitulatif IV.B.2, nous observons systématiquement une diminution de la composante q_D avec l’intensité sismique, reflétant une diminution de l’énergie dissipée par le portique.

Finalement, notons que le facteur de comportement global est identique pour les deux approches type 1 et type 2. En effet, seules l’importance relative des composantes q_S et q_R varient en fonction de l’approche adoptée, mais le produit des 3 composantes reste le même.

La représentation graphique du tableau IV.B.2 est disponible à la Figure IV.B.3 montrant très clairement des coefficients de comportement inférieurs à ceux utilisés pour le dimensionnement.

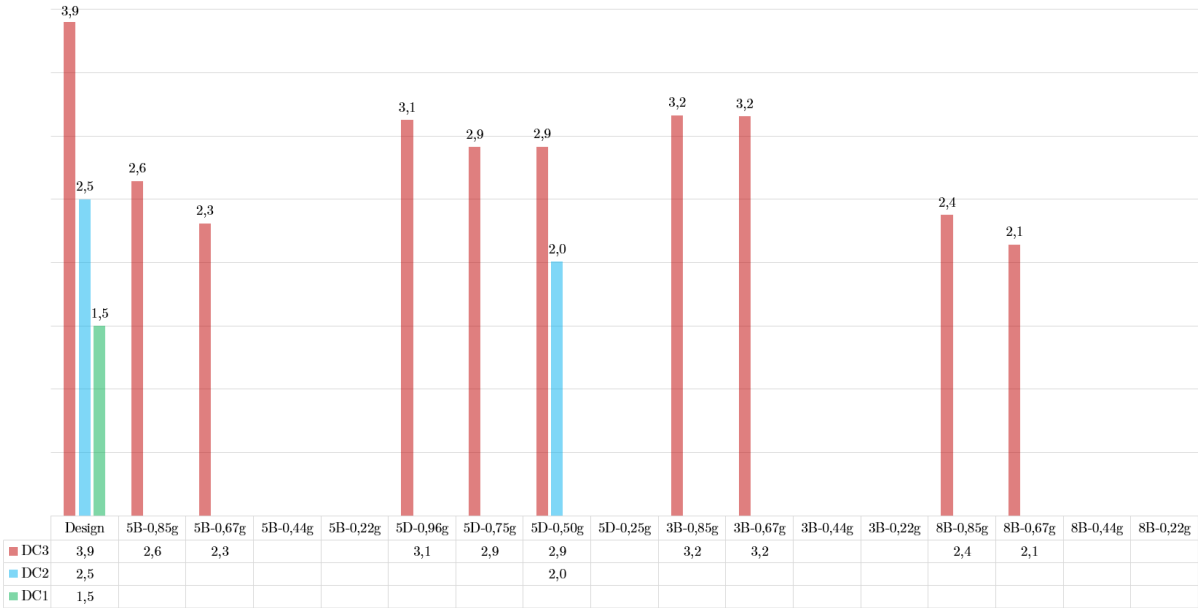


FIGURE IV.B.3 – Représentation des facteurs de comportement globaux à l’état limite *significant damage SD*

Chapitre IV.C

Coefficient de vérification global et local

Également sur base des points de fonctionnement déterminés aux différents états limites à la section IV.A.5, il est possible d'exprimer l'état de déformation, aussi bien au niveau global qu'au niveau local comme nous l'avons mentionné précédemment dans la section II.C.4.

Plus précisément, l'ensemble des facteurs des expressions IV.C.1 et IV.C.2 sont connus, à l'exception des coefficients $\alpha_{SD,d}$ et $\alpha_{SD,\theta}$. Dès lors, sur base des analyses précédemment effectuées, nous pouvons en déterminer les valeurs respectives, que nous comparerons par la suite aux valeurs actuellement d'application, appelées aux expressions II.C.7 et II.C.10.

— Section IV.C.1 —

Critère global

Pour rappel, le critère de vérification au niveau global s'écrit de la manière suivante :

$$d_{SD}^* = \frac{1}{\gamma_{Rd,SD,d}} \cdot \left(d_y^* + \alpha_{SD,d} \cdot (d_u^* - d_y^*) \right) \quad (\text{IV.C.1})$$

Dès lors, basés sur l'analyse statique non-linéaire, nous avons :

- Le déplacement d_{SD}^* correspondant au déplacement du portique équivalent à un degré de liberté, pour le niveau de performance *significant damage SD*, issu de la procédure statique non-linéaire N2, disponible aux tableaux IV.A.6, IV.A.7, IV.A.8 et IV.A.9 pour les différents portiques, moyennant l'application du facteur de participation Γ .
- Le déplacement d_y^* correspondant au déplacement séparant les domaines élastique linéaire et plastique de l'idéalisation bilinéaire des courbes de capacité, disponible aux tableaux IV.A.1, IV.A.2, IV.A.3 et IV.A.4.
- Le déplacement d_u^* correspondant au déplacement ultime capable de la structure. Ce dernier étant vérifié par SEISMOSTRUCT comme étant le déplacement tel que la capacité de rotation d'un élément ou bien tel que la capacité maximale à l'effort tranchant est atteinte. Ces valeurs de capacité sont basées sur des expressions issues de la version actuelle de l'Eurocode 8 (EN1998-3 :2005), implémentées et vérifiées automatiquement dans le logiciel. Bien que légèrement différentes des expressions de EN1998-1-1 :2024 [19], elles seront toutefois utilisées pour des raisons de simplicité.

- Le facteur de sécurité $\gamma_{Rd,SD,d}$ au niveau global, ne possédant pas encore de calibration comme discuté à la section II.C.4, pris comme étant égal à l'unité.

Ceci permet d'isoler le paramètre $\alpha_{SD,d}$. Nous réalisons également cette opération pour le niveau de performance *near collapse NC* en permutant d_{SD}^* et $\alpha_{SD,d}$ par d_{NC}^* et $\alpha_{NC,d}$ respectivement.

Section IV.C.2

Critère local

Comme introduit à la section II.C.4, le même genre de vérification peut se faire au niveau local, c'est-à-dire, au niveau de chaque élément constitutif du portique : les poutres et les colonnes. L'équation IV.C.2, déjà mentionnée précédemment, constitue le critère de vérification au niveau local de EN1998-1-1 :2024 [19] pour le niveau de performance *significant damage SD*.

$$\theta_{SD} = \frac{1}{\gamma_{Rd,SD,\theta}} \cdot \left(\theta_y + \alpha_{SD,\theta} \cdot \theta_u^{pl} \right) \quad (IV.C.2)$$

Avec les différentes rotations calculées, pour chaque extrémité des éléments, de la façon suivante :

- La rotation angulaire θ_{SD} , issue de l'analyse non-linéaire réalisée dans SEISMOSTRUCT, correspondant au déplacement au sommet d_{SD} .
- La rotation angulaire θ_y de plastification, ou *yield chord rotation*, calculée en accord avec l'expression empirique fournie dans EN1998-1-1 :2024 [19] et disponible à l'Annexe F.
- La portion plastique de la rotation angulaire θ_u^{pl} , calculée également sur base d'expression empirique de EN1998-1-1 :2024 [19] et disponible à l'Annexe F.
- Le facteur de sécurité au niveau local, calibré et rappelé à l'équation II.C.9. Tirée de EN1998-1-1 :2024 [19], la valeur de $\gamma_{Rd,k1}$ est égale à 1,5 tandis que EN1998-1-2 :2025 [18] donne le facteur de forme valable pour les sections rectangulaires de $s_y = 1,05$. Finalement, le facteur de sécurité est pris comme étant égal à $\gamma_{Rd,SD,\theta} = 1,575$.

Ce qui permet, à nouveau, d'isoler le paramètre $\alpha_{SD,\theta}$. De la même manière que précédemment, nous réalisons également cette opération pour le niveau de performance *near collapse NC* en permutant θ_{SD} et $\alpha_{SD,\theta}$ par θ_{NC} et $\alpha_{NC,\theta}$ respectivement.

Section IV.C.3

Résultats

Les tableaux IV.C.1, IV.C.2, IV.C.3 et IV.C.4 qui suivent présentent les résultats principaux des analyses précédemment citées. Plus précisément, les paramètres globaux et locaux, avec une distinction au niveau des poutres et colonnes, y sont disponibles. Les valeurs locales $\alpha_{\theta,b}$ et $\alpha_{\theta,c}$ correspondent aux valeurs maximales observées sur l'ensemble de la structure pour les poutres et les colonnes respectivement.

En outre, les résultats plus détaillés sont disponibles de manière exhaustive aux Annexes G, H, M et N pour les portiques 5S-TypeB, 5S-TypeD, 3S-TypeB et 8S-TypeB respectivement.

Portiques 5S-TypeB						
Label	$\alpha_{SD,d}$	$\alpha_{SD,\theta,b}$	$\alpha_{SD,\theta,c}$	$\alpha_{NC,d}$	$\alpha_{NC,\theta,b}$	$\alpha_{NC,\theta,c}$
DC3-0,85g	0,13	0,29	0,14	0,32	0,64	0,48
DC3-0,67g	0,05	0,25	0,05	0,20	0,39	0,24
DC3-0,44g	0,00	0,24	0,00	0,04	0,37	0,02
DC3-0,22g	0,00	0,04	0,00	0,00	0,13	0,00
DC2-0,44g	0,00	0,29	0,00	0,21	0,41	0,05
DC2-0,22g	0,00	0,09	0,00	0,00	0,25	0,00
DC1-0,22g	0,00	0,10	0,00	0,00	0,21	0,00

TABLE IV.C.1 – Coefficient de vérification local et global pour les états limites *significant damage SD* et *near collapse NC* des portiques 5S-TypeB

Portiques 5S-TypeD						
Label	$\alpha_{SD,d}$	$\alpha_{SD,\theta,b}$	$\alpha_{SD,\theta,c}$	$\alpha_{NC,d}$	$\alpha_{NC,\theta,b}$	$\alpha_{NC,\theta,c}$
DC3-0,96g	0,25	0,55	0,43	0,48	0,95	0,84
DC3-0,75g	0,17	0,38	0,22	0,36	0,76	0,61
DC3-0,50g	0,08	0,38	0,05	0,24	0,58	0,26
DC3-0,25g	0,00	0,23	0,00	0,06	0,36	0,08
DC2-0,50g	0,09	0,19	0,08	0,27	0,45	0,34
DC2-0,25g	0,00	0,28	0,00	0,08	0,44	0,07
DC1-0,25g	0,00	0,25	0,00	0,01	0,37	0,00

TABLE IV.C.2 – Coefficient de vérification local et global pour les états limites *significant damage SD* et *near collapse NC* des portiques 5S-TypeD

Portiques 3S-TypeB						
Label	$\alpha_{SD,d}$	$\alpha_{SD,\theta,b}$	$\alpha_{SD,\theta,c}$	$\alpha_{NC,d}$	$\alpha_{NC,\theta,b}$	$\alpha_{NC,\theta,c}$
DC3-0,85g	0,23	0,48	0,24	0,56	0,79	0,62
DC3-0,67g	0,03	0,37	0,12	0,19	0,59	0,38
DC3-0,44g	0,00	0,23	0,00	0,03	0,35	0,10
DC3-0,22g	0,00	0,06	0,00	0,00	0,11	0,00
DC2-0,44g	0,00	0,31	0,00	0,32	0,55	0,24
DC2-0,22g	0,00	0,09	0,00	0,00	0,16	0,00
DC1-0,22g	0,00	0,14	0,00	0,00	0,34	0,00

TABLE IV.C.3 – Coefficient de vérification local et global pour les états limites *significant damage SD* et *near collapse NC* des portiques 3S-TypeB

Portiques 8S-TypeB						
Label	$\alpha_{SD,d}$	$\alpha_{SD,\theta,b}$	$\alpha_{SD,\theta,c}$	$\alpha_{NC,d}$	$\alpha_{NC,\theta,b}$	$\alpha_{NC,\theta,c}$
DC3-0,85g	0,14	0,34	0,02	0,34	0,69	0,29
DC3-0,67g	0,10	0,27	0,00	0,52	0,46	0,06
DC3-0,44g	0,00	0,13	0,00	0,00	0,25	0,00
DC3-0,22g	0,00	0,00	0,00	0,00	0,08	0,00
DC2-0,44g	0,00	0,14	0,00	0,00	0,26	0,00
DC2-0,22g	0,00	0,00	0,00	0,00	0,08	0,00
DC1-0,22g	0,00	0,00	0,00	0,00	0,07	0,00

TABLE IV.C.4 – Coefficient de vérification local et global pour les états limites *significant damage SD* et *near collapse NC* des portiques 8S-TypeB

Section IV.C.4

Analyse des résultats

D'une manière générale, on observe qu'à l'exception des portiques 5S-TypeD-DC3-0,96g et 3S-TypeB-DC3-0,85g, aucun n'atteint la déformation locale limite de $\alpha_{SD,\theta} = 0,5$ pour le niveau de performance *significant damage SD*. Cela signifie que les éléments (poutres et colonnes) des portiques, tels que dimensionnés, présentent une importante **réserve de capacité** qui se traduit par des coefficients $\alpha_{SD,\theta}$ faibles.

De plus, en comparant les valeurs liées aux coefficients locaux des poutres et des colonnes, on s'aperçoit de l'influence des règles de dimensionnement en capacité lors du dimensionnement. En effet, pour tous les portiques étudiés, aussi bien à l'état limite *significant damage SD* que *near collapse NC*, les coefficients liés aux colonnes sont systématiquement inférieurs à ceux liés aux poutres. De cette manière, on constate que la dissipation d'énergie a bel et bien lieu aux extrémités des poutres et non pas dans les colonnes.

En outre, l'imposition d'un tel dimensionnement en capacité a, pour rappel, l'objectif d'assurer une dissipation homogène de l'énergie sur la hauteur de la structure par la plastification de l'extrémité des poutres et à la base des colonnes rapprochant le mécanisme global de rupture de celui souhaité, illustré à la Figure II.E.3. En ce sens, comme le montre la Figure IV.C.1, la distribution de la plastification sur la hauteur des portiques 3S-TypeB-DC3-0,85g, 5S-TypeB-DC3-0,85g et 8S-TypeB-DC3-0,85g à leur déplacement à l'état limite *significant damage SD* respectif se profile de la manière attendue. Les mêmes observations peuvent être faites sur l'ensemble des portiques étudiés.

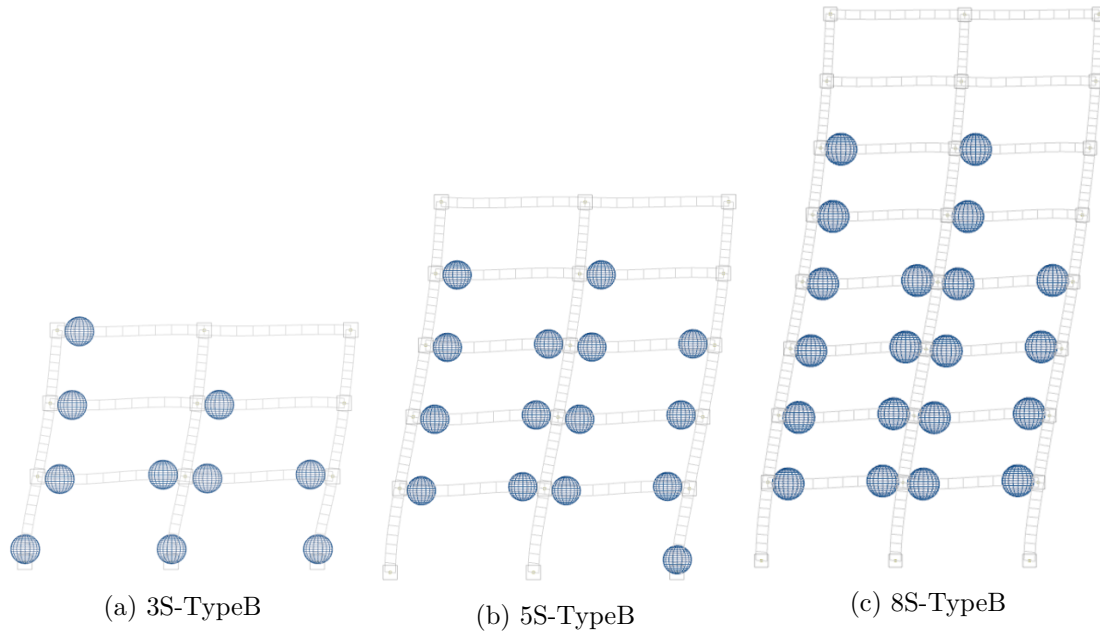


FIGURE IV.C.1 – Zone de plastification des portiques 5S-TypeB-DC3-0,85g, 3S-TypeB-DC3-0,85g et 8S-TypeB-DC3-0,85g à l'état limite *significant damage SD*

Comme annoncé dans une section précédente, SEISMOSTRUCT permet une illustration graphique des zones de plastification. En l'occurrence, la Figure IV.C.1 illustre la distribution des zones où la déformation de plastification ϵ_y est atteinte.

IV.C.4.1 Influence des paramètres de dimensionnement

Influence de la classe de ductilité

Les portiques ont été dimensionnés en considérant les trois classes de ductilité présentées dans EN1998-1-1 :2024 [19] et détaillées à la section II.E.1 : DC1, DC2 et DC3. Le choix d'une classe de ductilité implique le respect de vérifications plus exigeantes pour les hautes classes, influençant par conséquent la réponse non-linéaire.

Pour un même niveau d'intensité sismique ainsi qu'un même type de sol (type B), mais pour des classes de ductilité différentes, en comparant par exemple les portiques 0,22g (DC1, DC2 et DC3) ou les portiques 0,44g (DC1 et DC2), nous observons que les déformations locales sont plus importantes pour les classes de ductilité faible. Bien que ce résultat puisse sembler contre intuitif étant donné que la classe de ductilité faible implique une faible réduction des forces et, par conséquent, une structure dimensionnée sur base d'une force équivalente plus importante. En réalité, les dispositions imposées par l'Eurocode 8 pour les classes de ductilité élevée confère à la structure un comportement globalement plus résistant et ductile, engendrant des déformations plus faibles, comparativement aux classes de ductilité plus faible.

De plus, la capacité de déformation plastique est nettement inférieure pour les classes de ductilité DC1 comparativement aux classes DC2 et DC3 ou encore pour les classes DC2 comparativement

aux classes DC3. La conséquence est un plateau plastique plus réduit pour les classe de ductilité inférieures, impliquant une valeur de coefficient global plus élevée.

Influence du niveau d'intensité sismique

Les résultats montrent également une grande influence du niveau d'intensité sismique considéré pour le dimensionnement. Nous tiendrons compte de cet aspect dans une section ultérieure lorsque nous aborderons les potentiels changements de classification des facteurs de comportement.

Influence du type de sol

En comparant les résultats obtenus pour les portiques 5S-TypeB et 5S-TypeD, l'influence du type de sol est incontestable avec, pour conséquence, des valeurs des coefficients α_θ systématiquement supérieures pour les portiques 5S-TypeD comparativement aux portiques 5S-TypeB.

Comme stipulé dans l'Eurocode 8, les sols de type D sont relativement lâches et entraînent un dimensionnement parasismique plus conséquent. L'importance relative de la combinaison sismique par rapport à la combinaison ELU est plus marquée.

En outre, les spectres de réponse d'un sol de type D ont une forme sensiblement différente de ceux d'un sol de type B (voir Figures II.B.1 & II.B.2). La procédure de calcul du déplacement cible implique dès lors un déplacement attendu largement supérieur pour ce type de sol, entraînant des déformations locales correspondantes plus importantes.

Influence du nombre d'étages

Sur base de nos analyses, le nombre d'étages du portique considéré influence la distribution de la plastification sur l'ensemble de la structure.

Pour les portiques à 3 étages, les déformations locales sont importantes à la base des colonnes et aux poutres du premier étage uniquement tandis que les portiques à 8 étages présentent des déformations locales mieux distribuées sur l'ensemble du portique avec des colonnes moins sujettes aux déformations. Les portiques à 5 étages se situent entre ces deux cas extrêmes. Une façon de s'en convaincre est de s'attarder aux valeurs des coefficients $\alpha_{SD,\theta}$ de façon détaillée, disponibles aux Annexes G, H, I et J pour les portiques 5S-TypeB, 5S-TypeD, 3S-TypeB et 8S-TypeB respectivement.

IV.C.4.2 Évolution des déformations

Comme nous l'avions mentionné, l'évaluation des points de fonctionnement aux états limites *damage limitation DL*, *significant damage SD* et *near collapse NC* va nous permettre de comprendre l'évolution des déformations au niveau des portiques. Dans cette optique, deux aspects seront analysés :

1. Premièrement, au niveau de **la distribution des déformations** et, par conséquent, des dommages potentiels. Afin d'illustrer cet aspect, les Figures IV.C.2, IV.C.3 et IV.C.4 montrent l'évolution du niveau de plastification des portiques 8S-TypeB, 5S-TypeB et 3S-TypeB respectivement.

Comme attendu, l'état limite *damage limitation DL* ne présente que très peu, voire pas du tout, de zone plastifiée. La seule occurrence apparaît pour les portiques à 3 étages mais reste très localisée et, dans une moindre mesure, pour les portiques à 5 étages.

L'évolution entre les niveaux *significant damage SD* et *near collapse NC* montre une progression de la plastification des extrémités des poutres ainsi qu'à la base des colonnes, rapprochant l'état de déformation du mécanisme global souhaité. Sur cette base, nous pouvons conclure que la dissipation d'énergie se réalise correctement, de façon homogène sur la hauteur des portiques.

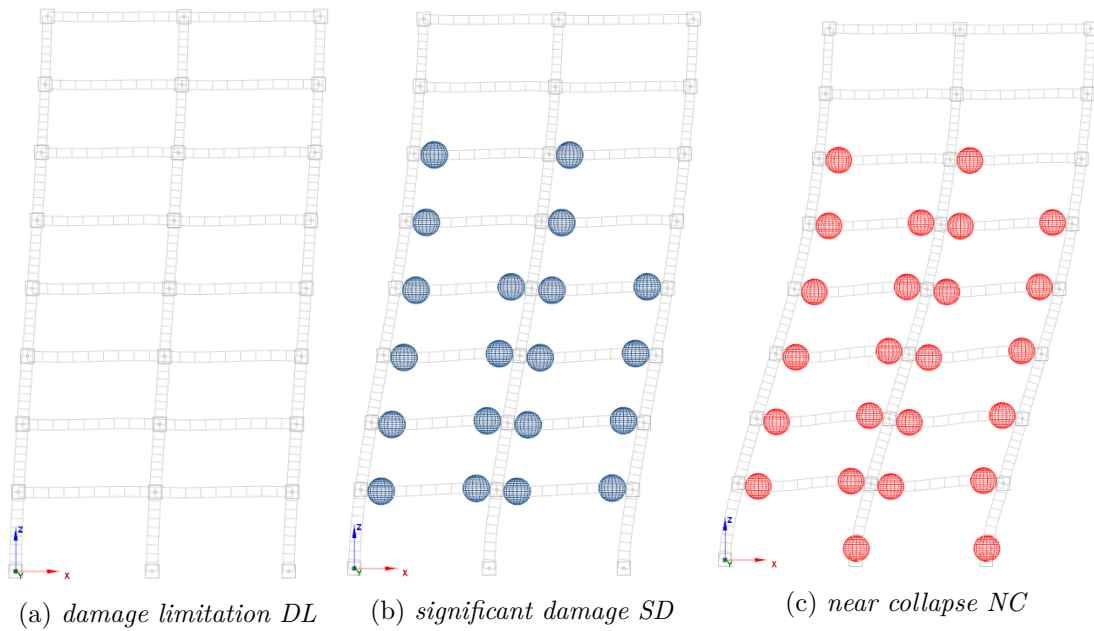


FIGURE IV.C.2 – Évolution des déformations du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g aux états limites *damage limitation DL* (gauche), *significant damage SD* (centre) et *near collapse NC* (droite)

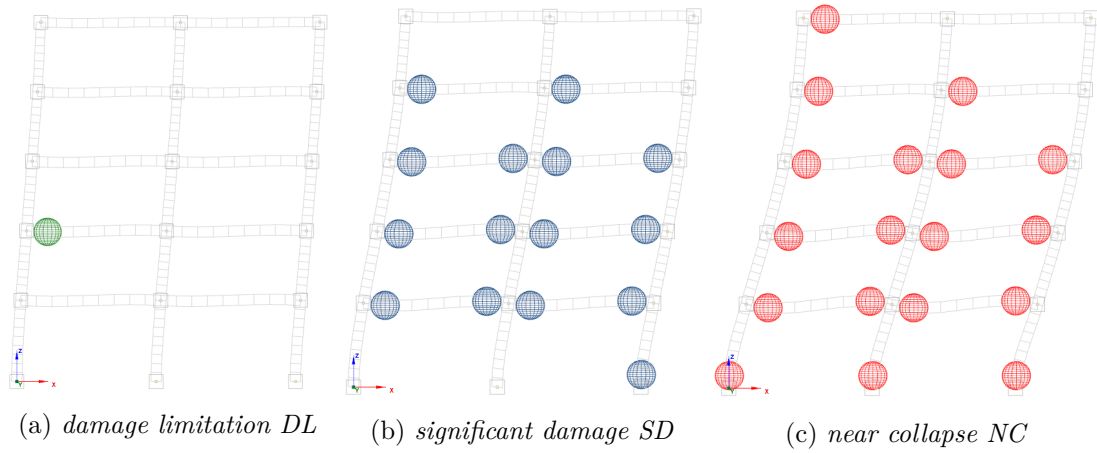


FIGURE IV.C.3 – Évolution des déformations du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g aux états limites *damage limitation DL* (gauche), *significant damage SD* (centre) et *near collapse NC* (droite)

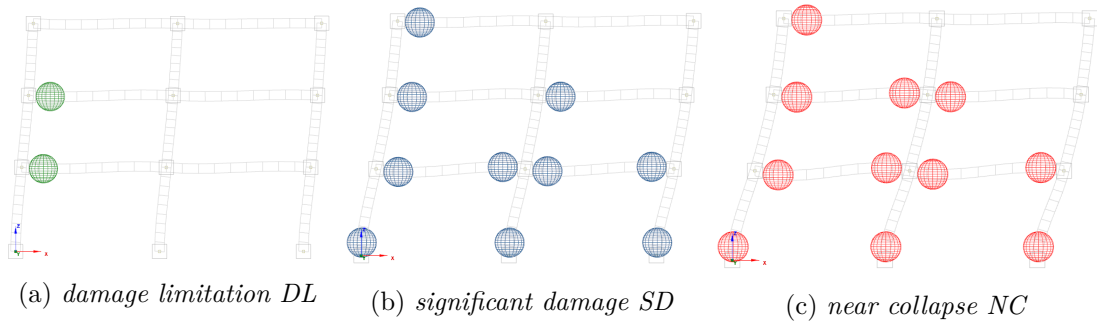


FIGURE IV.C.4 – Évolution des déformations du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g aux états limites *damage limitation DL* (gauche), *significant damage SD* (centre) et *near collapse NC* (droite)

2. Deuxièmement, au niveau de **l'amplitude** des déformations locales, caractérisée par la valeur du coefficient α_θ . Une étude approfondie des coefficients au niveau de chaque extrémité, telle que présentée aux Annexes G, H, I et J montre que les portiques avec un grand nombre d'étages ont tendance à avoir des coefficients plus faibles et relativement proches d'un étage à l'autre. Tandis que les portiques de faible hauteur présentent de larges déformations sur les premiers étages pour ensuite s'estomper avec la hauteur.

IV.C.4.3 Relation entre α_d et α_θ

Enfin, l'élaboration de l'ensemble de ces coefficients locaux et globaux nous fournit également une information quant à leur relation. En effet, sur base des nombreux couples $(\alpha_d; \alpha_\theta)$, nous sommes en mesure d'estimer leur corrélation. Plus précisément, nous disposons des couples suivants¹ :

1. Les couples correspondants à l'état limite *damage limitation DL* n'ont pas été considérés puisque les coefficients α_d sont systématiquement nuls.

- Les couples correspondant à l'état limite *significant damage* SD , symbolisés par "SD"
- Les couples correspondant à l'état limite *near collapse* NC , symbolisés par "NC"
- Les couples correspondant à une déformation locale $\alpha_\theta = 0,5$. Ces valeurs proviennent des développements effectués dans le chapitre suivant, mais sont d'ores et déjà placées sur le graphique.

L'ensemble des couples disponibles est illustré graphiquement à la Figure IV.C.5 suivante :

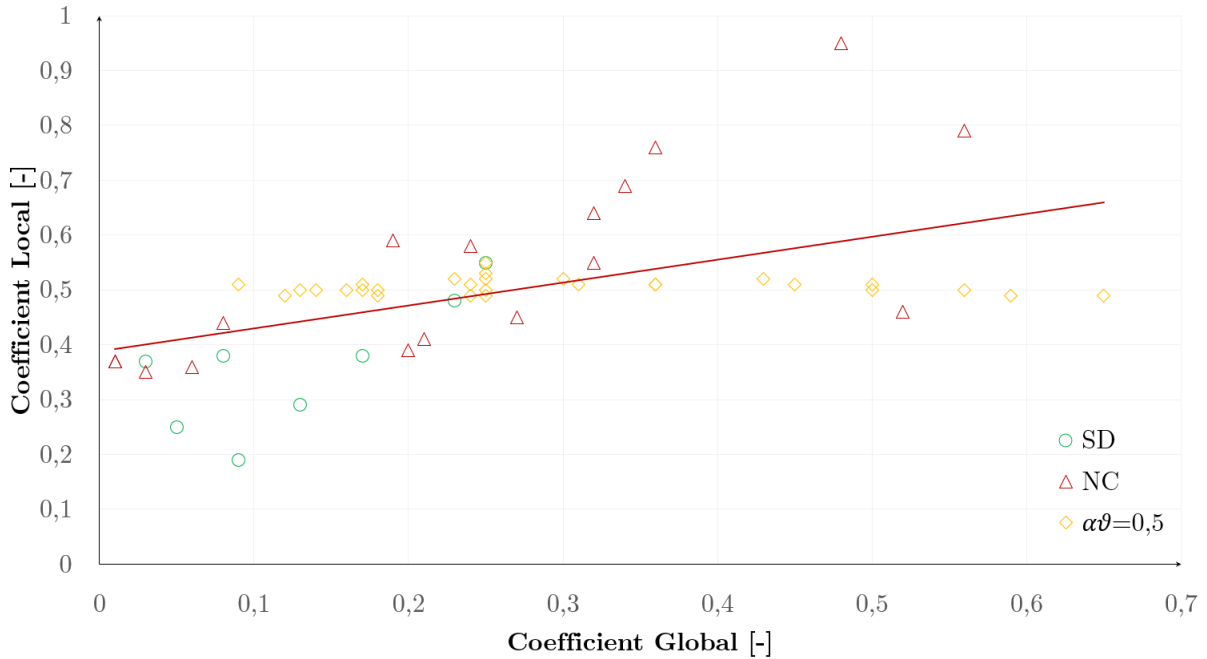


FIGURE IV.C.5 – Relation entre les coefficients global et local α_d et α_θ

Comme nous pouvons le constater, l'approximation linéaire confirme les expressions des coefficients de vérification local et global, présentées aux équations II.C.7 et II.C.10. Sur seule base des analyses, un niveau de déformation locale de $\alpha_\theta = 0,5$ correspondrait bel et bien à un déplacement global de $\alpha_d = 0,3$.

Toutefois, gardons à l'esprit que les valeurs présentées et illustrées à la Figure IV.C.5 sont basées sur l'utilisation de coefficients de sécurité γ_{Rd} différents (voir expression IV.C.1 et IV.C.2).

Restons néanmoins prudents quant aux conclusions car la statistique R^2 de l'interpolation linéaire s'élève à 30%, indiquant une certaine dispersion des données. De plus, la simplification émise concernant la procédure d'obtention des déplacements ultimes d_u^* pour la vérification globale (basée sur EN1998-3 :2005) n'est pas entièrement cohérente avec celle pour la vérification locale (basée sur EN1998-1-1 :2024 [19]), pouvant mener à de légères imprécisions.

Chapitre IV.D

Tentative de calibration

Les analyses présentées aux chapitres IV.B & IV.C ont été réalisées dans un sens et ont permis de déduire l'état de déformation des portiques tels que dimensionnés avec les facteurs de comportement classiquement utilisés et déduits de EN1998-1-2 :2025 [18], rappelés à la Figure II.E.2. En particulier, nous avons observé que, à l'état limite *significant damage SD*, bon nombre de structures n'atteint pas l'état limite de déformation ciblé et dicté par les équations II.C.7 et II.C.10. Toutefois, nous avons également vu que les facteurs de comportement effectifs, toujours à l'état limite *significant damage SD*, étaient inférieurs aux valeurs prescrites par EN1998-1-2 :2025 [18].

Le présent chapitre propose un processus inverse. Démarrer d'un état de déformation souhaité, c'est-à-dire tel que l'expression II.C.10 est vérifiée, et en déduire le facteur de comportement correspondant. A l'issue de cette analyse, nous pourrions comparer ces valeurs d'une part avec les valeurs du facteur de comportement issue de l'Eurocode 8 mais également avec les valeurs effectives que nous avons trouvées au chapitre IV.B, synthétisées dans le tableau IV.B.2.

Pour parvenir à cet objectif, chaque portique devra faire l'objet d'une analyse itérative durant laquelle le point de fonctionnement, issu de la procédure d'analyse non-linéaire N2, correspond à un état de déformation tel que la valeur de $\alpha_\theta = 0,5$ soit atteinte pour un élément de la structure. Cela signifie que le spectre de réponse élastique, nécessaire pour le calcul du point de fonctionnement, devra être augmenté progressivement de façon à obtenir un déplacement cible correspondant à la déformation locale souhaitée.

Une fois ce déplacement connu, la procédure pour évaluer les composantes du facteur de comportement reste identique à celle présentée au chapitre IV.B. Le tableau IV.D.1 suivant synthétise les informations nécessaires. Plus précisément, nous y trouvons la valeur de l'intensité sismique requise S_{α_θ} , et le déplacement cible correspondant d_{α_θ} , de façon à observer une déformation locale de $\alpha_\theta = 0,5$ dans un élément du portique. Enfin, de la même manière que précédemment, les composantes du facteur de comportement sont établies.

Afin d'illustrer ces propos, les Figures IV.A.7, IV.A.8, IV.A.9 et IV.A.10 présentées dans une section précédente montrent la position des déplacements d_{α_θ} , représentés par les X noirs pour les différents portiques. Comme on peut l'observer, la limite de déformation locale de $\alpha_\theta = 0,5$ est atteinte systématiquement pour un déplacement relativement proche du sommet de la courbe.

Label		$S_{\alpha, \alpha_\theta=0,5}$ [m/s ²]	$d_{\alpha_\theta=0,5}$ [m]	Type 1				Type 2			
				q_S	q_R	q_D	q	q_S	q_R	q_D	q
5S-Type B	DC3-0,85g	11,4	0,279	1,2	1,6	1,8	3,5	1,7	1,1	1,8	3,5
	DC3-0,67g	11,2	0,277	1,3	1,6	1,8	3,9	1,9	1,1	1,8	3,9
	DC3-0,44g	8,8	0,233	2,3	1,5	1,5	5,1	3,3	1,1	1,5	5,1
	DC3-0,22g	8,8	0,240	4,8	1,5	1,6	10,9	6,5	1,1	1,6	10,9
	DC2-0,44g	8,1	0,225	1,5	1,5	1,4	3,0	2,0	1,1	1,4	3,0
	DC2-0,22g	7,0	0,210	2,8	1,4	1,3	5,3	3,9	1,0	1,3	5,3
	DC1-0,22g	6,9	0,205	1,7	1,4	1,3	3,0	2,2	1,0	1,3	3,0
5S-Type D	DC3-0,96g	9,6	0,297	1,1	1,5	1,9	3,1	1,5	1,1	1,9	3,1
	DC3-0,75g	9,0	0,282	1,1	1,7	2,0	3,5	1,6	1,1	2,0	3,5
	DC3-0,50g	6,6	0,256	1,4	1,7	1,6	3,9	2,1	1,1	1,6	3,9
	DC3-0,25g	5,0	0,216	2,7	1,5	1,4	5,5	3,6	1,1	1,4	5,5
	DC2-0,50g	8,0	0,320	1,1	1,6	1,9	3,2	1,5	1,1	1,9	3,2
	DC2-0,25g	4,1	0,192	1,6	1,4	1,3	2,9	2,2	1,0	1,3	2,9
	DC1-0,25g	4,9	0,224	1,2	1,5	1,3	2,2	1,6	1,0	1,3	2,2
3S-Type B	DC3-0,85g	9,1	0,144	1,5	1,6	1,4	3,4	2,3	1,0	1,4	3,4
	DC3-0,67g	8,8	0,140	1,9	1,5	1,4	4,1	2,8	1,0	1,4	4,1
	DC3-0,44g	8,8	0,140	2,9	1,5	1,4	6,2	4,3	1,0	1,4	6,2
	DC3-0,22g	8,4	0,135	5,2	1,6	1,5	12,5	7,9	1,1	1,5	12,5
	DC2-0,44g	6,2	0,114	1,6	1,4	1,3	2,9	2,3	1,0	1,3	2,9
	DC2-0,22g	6,2	0,114	2,9	1,5	1,3	5,8	4,2	1,0	1,3	5,8
	DC1-0,22g	5,5	0,110	1,4	1,5	1,4	2,8	2,1	1,0	1,4	2,8
8S-Type B	DC3-0,85g	10,6	0,390	1,1	1,5	1,7	2,9	1,6	1,1	1,7	2,9
	DC3-0,67g	10,6	0,390	1,3	1,6	1,6	3,4	1,9	1,1	1,6	3,4
	DC3-0,44g	11,2	0,343	1,9	1,5	1,5	4,2	2,6	1,1	1,5	4,2
	DC3-0,22g	10,8	0,329	3,8	1,4	1,5	7,7	5,0	1,1	1,5	7,7
	DC2-0,44g	11,2	0,318	1,5	1,5	1,5	3,3	2,0	1,1	1,5	3,3
	DC2-0,22g	10,0	0,306	3,0	1,4	1,4	5,6	3,9	1,1	1,4	5,6
	DC1-0,22g	10,4	0,318	1,8	1,5	1,4	3,7	2,3	1,1	1,4	3,7

TABLE IV.D.1 – Calibration des facteurs de comportement pour un état de déformation locale imposé correspondant à un coefficient $\alpha_\theta = 0,5$

Pour rappel, les expressions utilisées pour le calcul des type 1 et type 2 ont été élaborées au chapitre IV.B et synthétisées au tableau IV.B.1.

Nous observons systématiquement, à l'exception des portiques DC2 avec un sol de type D, une augmentation du facteur de comportement pour un niveau d'intensité sismique de dimensionnement décroissant. On observe également que, comme précédemment, la composante q_D a tendance à diminuer avec le niveau d'intensité sismique.

De plus, une représentation graphique des facteurs de comportement globaux est disponible à la Figure IV.D.1. Ces derniers sont identiques pour les 2 méthodes de calcul. En effet, seule l'importance relative des composantes du facteur de comportement varie, mais donne le même résultat global. En ce sens, un graphique est suffisant pour représenter les deux approches : type

1 et type 2.

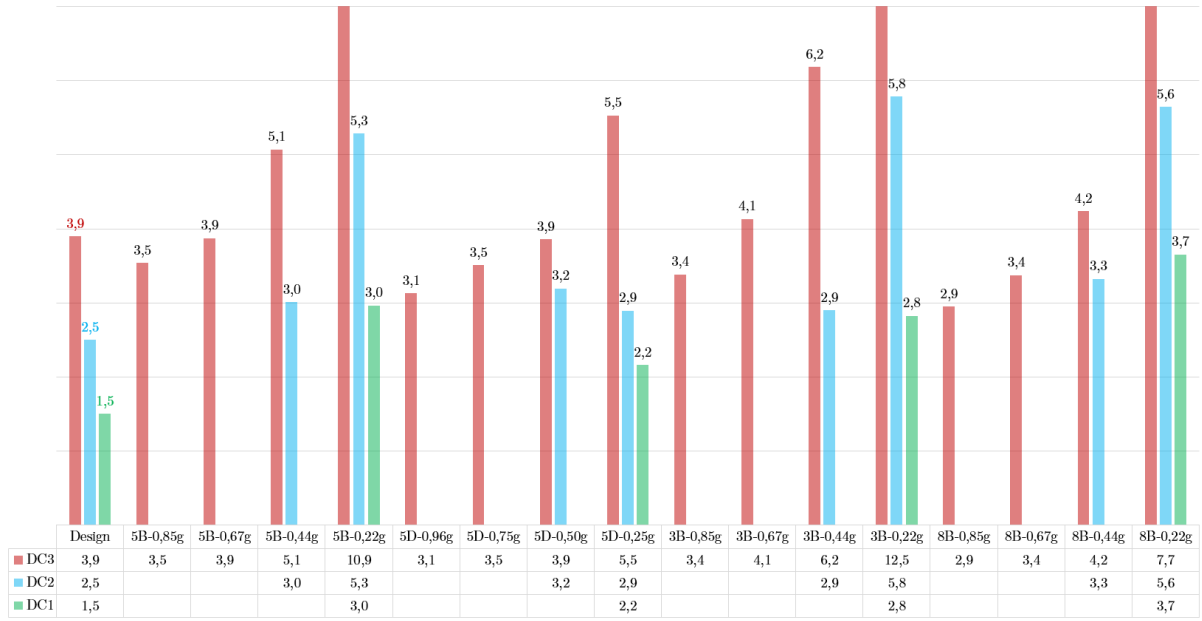


FIGURE IV.D.1 – Représentation des facteurs de comportement globaux à l’instant où $\alpha_\theta = 0,5$

La comparaison directe entre les facteurs de comportement obtenus et ceux utilisés pour le dimensionnement n’est pas correcte puisqu’on ne tient pas compte de l’augmentation de l’intensité sismique nécessaire pour atteindre le niveau de dommage correspondant à un coefficient $\alpha_\theta = 0,5$ à l’état limite *significant damage* SD . A cette fin, les graphiques (a) (b) et (c) de la Figure IV.D.2 suivante illustrent cet aspect, en donnant l’incrément sismique requis sous forme du ratio suivant :

$$\text{Ratio} = \frac{S_{\alpha, \alpha_\theta=0,5}}{S_\alpha} \quad [-]$$

Notons également que, pour les niveaux d’intensité sismique faible, il est clair qu’un dimensionnement avec pour but d’atteindre une déformation locale correspondant à $\alpha_{SD, \theta} = 0,5$ n’est pas envisageable, puisqu’il nécessite une augmentation du niveau d’intensité sismique considérable, atteignant pour certains la valeur d’un ratio de 5. Le dimensionnement de ces portiques est contrôlé par les charges gravitaires.

Pour une raison de lisibilité, la Figure IV.D.2 distingue les graphiques pour les structures dimensionnées avec une classe de ductilité DC3 (a), DC2 (b) et DC1 (c). Ces graphiques IV.D.2 montrent que l’augmentation du facteur de comportement requis pour atteindre le niveau de déformation locale défini s’accompagne d’une augmentation variable du ratio d’intensité sismique.

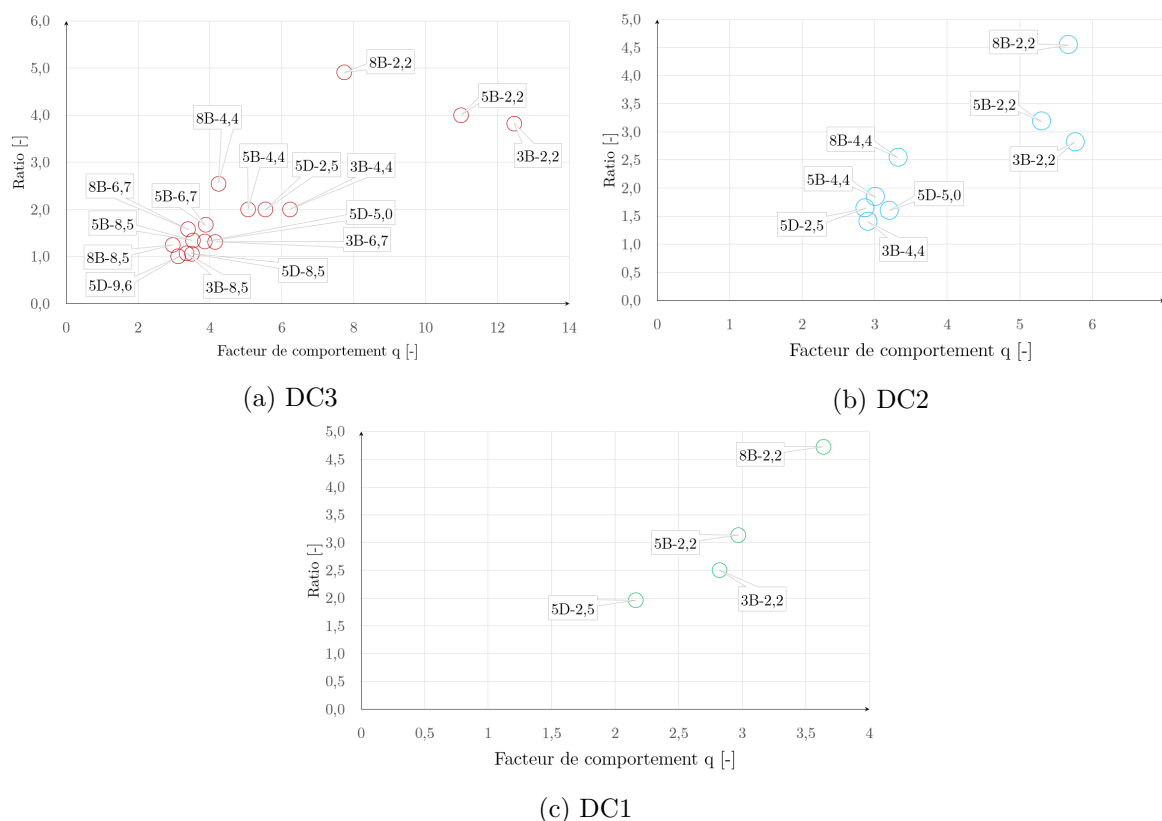


FIGURE IV.D.2 – Relation entre augmentation de l'intensité sismique requise et le facteur de comportement, pour les classes de ductilité DC3, DC2 et DC1

On observe en effet que les portiques dimensionnés pour des niveaux d'intensité sismique S_α plus faibles présentent d'une part des facteurs de comportement requis plus élevés mais, d'autre part, des ratios plus importants. Sur les graphiques de la Figure IV.D.2 cela se traduit par les points correspondants situés au dessus, systématiquement ceux des portiques d'intensité $S_{\alpha=2,2}$ ou $S_{\alpha=2,5}$ pour les sols de type B et D respectivement, confirmant le commentaire réalisé à la page précédente.

On note également que pour les portiques dimensionnés selon l'hypothèse d'un sol de type B, la tendance montre que les portiques à plus d'étages nécessitent une augmentation de l'intensité sismique plus importante, toute classe de ductilité confondue. Nous ne pouvons cependant pas généraliser cette observation à tous les types de sol puisque nous ne disposons que de portiques à 5 étages pour les sols de type D.

En comparant les portiques à 5 étages, nous pouvons déterminer l'impact du type de sol. On observe un ratio et un facteur de comportement plus important pour les portiques de sol B comparativement aux portiques de sol D. Toutefois, l'importance de cette différence s'atténue pour un niveau d'intensité sismique de dimensionnement croissant.

Finalement, les résultats suggèrent qu'une nouvelle classification plus détaillée de l'attribution des facteurs de comportement pourrait être utilisée. Actuellement, le facteur de comportement utilisé pour le dimensionnement est fonction de la classe de ductilité choisie : DC3, DC2 ou DC1. Toutefois, notre étude a démontré que d'autres paramètres peuvent être pris en compte pour l'établissement de ces facteurs : le niveau d'intensité sismique, le type de sol ou encore la géométrie de la structure.

Cinquième partie

Conclusion Générale

Conclusion

La seconde génération de l'Eurocode 8 est en cours de préparation avec, parmi les multiples modifications, l'ambition d'harmoniser les approches de dimensionnement basées sur les forces et sur les déplacements. Plus précisément, il s'agit d'assurer la cohérence entre ces méthodes de dimensionnement en calibrant les facteurs de comportement, utilisés dans une approche basée sur les forces, de façon à ce que les déplacements obtenus par approche non-linéaire coïncident avec les limites de déformation fixées pour un niveau de performance précis.

De cette manière, la personne en charge d'un projet aura, à l'avenir, le choix entre deux méthodes de dimensionnement tout en garantissant un même niveau de sécurité. Un dimensionnement classique basé sur une réflexion en terme de force, avec utilisation de facteur de comportement et un dimensionnement plus réaliste basé sur les déplacements, où les non-linéarités sont prises en compte de manière explicite à l'aide de modèles de calcul adéquats. Cette dernière approche offre au concepteur l'opportunité de maîtriser les déformations de sa structure et, par conséquent, les dommages occasionnés correspondants.

Ce travail de fin d'études contribue à cette thématique. A cette fin, 28 portiques en béton armé ont fait l'objet d'un dimensionnement basé sur une approche force : la méthode des forces latérales équivalentes pour ensuite être analysés dans leur domaine non-linéaire, selon une approche basée sur les déplacements. L'objectif principal est de vérifier si les déformations obtenues, pour l'état limite *significant damage* SD , correspondent aux déformations limites imposées par l'Eurocode 8.

Comme mentionné, l'état limite d'intérêt dans le cadre de ce travail est l'état limite *significant damage* SD correspondant à une intensité sismique caractérisé par une période de retour de 475 ans. Dans une approche basée sur les forces, les coefficients de comportement classiquement utilisés sont déjà présents dans l'Eurocode 8, tandis que les critères de vérification d'une approche basée sur les déplacements nécessite encore une calibration, bien qu'une proposition de valeurs soit déjà d'actualité. Plus précisément, les critères de vérification peuvent être menés à deux niveaux :

- Niveau global, à travers le coefficient $\alpha_{SD,d}$ dont la valeur actuelle est 0,3.
- Niveau local, à travers le coefficient $\alpha_{SD,\theta}$ dont la valeur actuelle est 0,5.

Tout d'abord, le dimensionnement réalisé avec une approche basée sur les forces, et utilisation de facteur de comportement, a révélé une importance variable de la combinaison sismique de calcul par rapport à la combinaison ultime sous charge gravitaire. En effet, certains dimensionnement furent contrôlés pas cette dernière, rendant la réponse sismique moins prononcée. En effet, un bon nombre de portiques présente un point de fonctionnement d_{SD} dans la phase élastique.

Ensuite, ces portiques ont fait l'objet d'une analyse statique non-linéaire en poussée progressive, ou *pushover analysis*, durant laquelle les points de fonctionnement et les déformations locales et globales furent identifiées. A partir de ces points de fonctionnements, deux processus de réflexion ont été envisagés :

- Dans un premier temps, l'évaluation des déformations correspondants à l'état limite

significant damage SD. Les résultats ont montré que les structures étudiées présentaient une importante réserve de capacité, en terme de rotation angulaire. Cela s'est traduit par des valeurs $\alpha_{SD,\theta}$ largement inférieures aux valeurs limites actuellement utilisées dans l'Eurocode 8. En effet, très peu ont atteint la valeur limite de 0,5 localement.

De plus, l'analyse détaillée de l'évolution des déformations a permis de tirer des conclusions quant à l'influence de certains paramètres de dimensionnement ainsi que de la relation effective entre les déformations globales et locales.

En outre, les facteurs de comportement effectifs correspondants à cet état de déformation ne correspondaient pas aux valeurs utilisées pour le dimensionnement, avec des différences parfois importantes.

- Dans un second temps, le processus inverse nous a permis d'établir quelles valeurs du facteur de comportement auraient dû être utilisées pour que les déformations associées aux vérifications à l'état limite *significant damage SD* coïncident avec les valeurs limites actuellement définies dans l'Eurocode 8.

Il ressort de cette analyse que, pour atteindre une déformation locale correspondant à $\alpha_{SD,\theta} = 0,5$, l'augmentation de la valeur du facteur de comportement s'accompagne d'une augmentation du ratio d'intensité sismique nécessaire pour atteindre une déformation locale de 0,5 au déplacement cible d_{SD} .

Pour les portiques dont le dimensionnement est contrôlé par les charges gravitaires, il n'est pas possible de poursuivre l'objectif d'une déformation locale correspondant au critère cité plus haut, puisque cela nécessiterait une augmentation de l'intensité sismique considérable.

Ces deux approches nous ont mené à considérer que les facteurs de comportement, utilisés dans une approche basée sur les forces, pourraient présenter d'autres critères de classification que simplement la classe de ductilité, comme c'est le cas actuellement. En effet, il a été montré que le niveau d'intensité sismique, la géométrie ou encore le type de sol influençaient de façon non négligeable le dimensionnement, donnant lieu à des différences relativement importantes de la réduction des forces effectives. Bien que ce travail de fin d'études se base exclusivement sur l'observation des analyses réalisées, l'influence exacte de chaque paramètre sur la classification des facteurs de comportement nécessite une étude approfondie.

Le présent document reflète l'importance de changer notre façon d'aborder le dimensionnement parasismique des éléments en béton armé. Notre étude a montré que, tels que définis actuellement, les facteurs de comportement et une approche basée sur les forces mènent à un dimensionnement présentant une importante réserve en capacité. Or, pour les portiques dimensionnés sur base d'une intensité sismique suffisante, une approche basée sur les déplacements avec prise en compte des non-linéarités permet d'offrir un dimensionnement menant à un état de déformation désiré.

Comme nous l'avons déjà mentionné, en contrôlant les déformations, le concepteur contrôle les potentiels dommages de la structure. Dès lors, l'objectif de la seconde génération de l'Eurocode 8 d'étoffer les approches basées sur les déplacements prend tout son sens et les recherches doivent continuer dans cette voie.

Pistes d'améliorations

Les analyses et les conclusions tirées de ce travail de fin d'études sont valables pour les **portiques en béton armé** et ne sont en aucun cas généralisables à l'ensemble des structures. C'est pourquoi, une première piste d'amélioration serait d'envisager le même cheminement pour d'autres structures en béton armé d'une part, et pour d'autres matériaux d'autre part.

De plus, ces conclusions sont à *priori* valables pour des structures munies des matériaux présentant les mêmes propriétés mécaniques que celles de cette étude. Des recherches supplémentaires doivent être réalisées afin de pouvoir généraliser les résultats à tout type de béton et d'acier.

Ensuite, les analyses réalisées tout au long de ce travail sont basées sur une série d'hypothèses et sur des choix de modélisation qui peuvent être remis en question. Afin de confirmer les résultats obtenus, les analyses pourraient être réalisées suivant le même schéma mais en adoptant d'autres hypothèses de dimensionnement.

En outre, les résultats du calcul des coefficients $\alpha_{d,SD}$ et $\alpha_{\theta,SD}$ ont montré une grande divergence en fonction de la structure étudiée, s'éloignant considérablement des limites actuelles fixées dans l'Eurocode 8. Afin de proposer des valeurs cohérentes, des tests expérimentaux doivent être effectués, pour le niveau de performance *significant damage SD*, afin de mieux comprendre l'influence des paramètres sur les limites de déformation d'un portique en béton armé. À l'issue de ces tests, des analyses similaires à celles décrites dans ce document pourront confirmer les résultats obtenus.

Bien que déjà plus proches de la réalité physique, les analyses dans le domaine non linéaire des portiques ont été réalisées à l'aide d'analyse statique *pushover*. Toutefois, afin de tenir compte de la composante cyclique d'un événement sismique, le même type d'analyse pourrait être mené à l'aide d'une analyse chronologique dynamique sur base d'accélérogrammes réels.

Sixième partie

Annexes

Annexe A

Classes de Sol selon EN1998-1-1 :2004

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	-	-
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
S_1	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	-	10 – 20
S_2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S_1 .			

FIGURE A.1 – Classes de Sol (issu de [4])

Annexe B

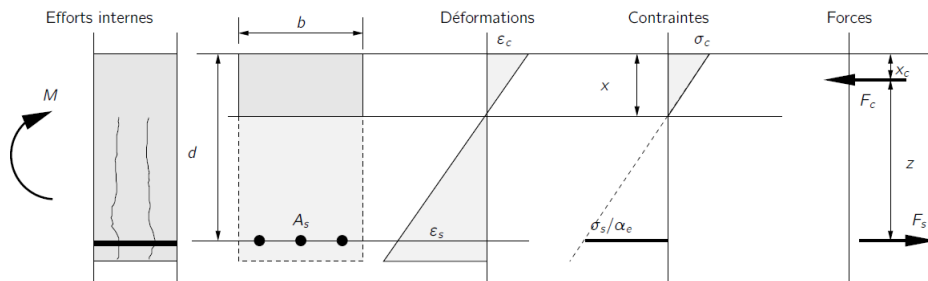
Section usuelle d'armatures

		Section des barres en cm^2														poids en kg/m	ϕ en mm
ϕ en mm	crf en cm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14		
6	1.9	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	3.11	3.39	3.68	3.96	0.222	6
8	2.5	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	5.53	6.03	6.53	7.04	0.395	8
10	3.1	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.42	10.21	11.00	0.617	10
12	3.8	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	12.44	13.57	14.70	15.83	0.888	12
14	4.4	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	16.93	18.47	20.01	21.55	1.210	14
16	5.	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	22.12	24.13	26.14	28.15	1.580	16
20	6.3	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42	34.56	37.70	40.84	43.98	2.470	20
25	7.9	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	54.00	58.90	63.81	68.72	3.850	25
28	8.8	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	67.73	73.89	80.05	86.21	4.830	28
32	10.1	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	88.47	96.51	104.55	112.59	6.310	32
40	12.6	12.57	25.13	37.7	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.1	125.66	138.23	150.8	163.36	175.93	9.860	40

FIGURE B.1 – Section des armatures (issu de [28])

Annexe C

Table de dimensionnement d'une poutre soumise à un effort de flexion



Béton :	C12 à C50	$\gamma_c = 1,5$	$\alpha_{cc} = 0,85$
Acier :	BE500S	$\gamma_s = 1,15$	$f_{yk} = 500\text{MPa}$ $k = 1,08$ $\varepsilon_{ud} = 4\%$

μ_{Rd}	ω	x/d	z/d	ε_c [‰]	ε_s [‰]	σ_s [MPa]
0.01	0.009	0.024	0.991	1.00	-40.00	-462
0.02	0.019	0.036	0.987	1.50	-40.00	-462
0.03	0.029	0.046	0.983	1.95	-40.00	-462
0.04	0.038	0.057	0.978	2.40	-40.00	-462
0.05	0.048	0.067	0.973	2.87	-40.00	-462
0.06	0.058	0.077	0.968	3.35	-40.00	-462
0.07	0.069	0.090	0.963	3.50	-35.48	-459
0.08	0.080	0.103	0.957	3.50	-30.41	-455
0.09	0.091	0.117	0.951	3.50	-26.46	-452
0.10	0.102	0.131	0.946	3.50	-23.30	-450
0.11	0.114	0.145	0.940	3.50	-20.72	-448
0.12	0.125	0.159	0.934	3.50	-18.56	-447
0.13	0.137	0.173	0.928	3.50	-16.73	-445
0.14	0.149	0.188	0.922	3.50	-15.17	-444
0.15	0.161	0.202	0.916	3.50	-13.81	-443
0.16	0.173	0.217	0.910	3.50	-12.61	-442
0.17	0.185	0.232	0.903	3.50	-11.56	-442
0.18	0.198	0.248	0.897	3.50	-10.62	-441
0.19	0.211	0.264	0.890	3.50	-9.78	-440

μ_{Rd}	ω	x/d	z/d	ε_c [‰]	ε_s [‰]	σ_s [MPa]
0.19	0.211	0.264	0.890	3.50	-9.78	-440
0.20	0.224	0.279	0.884	3.50	-9.02	-440
0.21	0.237	0.296	0.877	3.50	-8.34	-439
0.22	0.251	0.312	0.870	3.50	-7.71	-439
0.23	0.264	0.329	0.863	3.50	-7.14	-438
0.24	0.278	0.346	0.856	3.50	-6.61	-438
0.25	0.293	0.364	0.849	3.50	-6.12	-438
0.26	0.307	0.382	0.841	3.50	-5.67	-437
0.27	0.322	0.400	0.833	3.50	-5.25	-437
0.28	0.338	0.419	0.826	3.50	-4.86	-437
0.29	0.353	0.438	0.818	3.50	-4.49	-436
0.30	0.369	0.458	0.809	3.50	-4.15	-436
0.31	0.386	0.478	0.801	3.50	-3.82	-436
0.32	0.403	0.499	0.792	3.50	-3.52	-436
0.33	0.420	0.520	0.783	3.50	-3.23	-436
0.34	0.439	0.542	0.774	3.50	-2.95	-435
0.35	0.457	0.565	0.765	3.50	-2.69	-435
0.36	0.477	0.589	0.755	3.50	-2.44	-435
0.37	0.497	0.614	0.745	3.50	-2.20	-435

$$\mu_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{bd^2 f_{cd}^*} \quad \omega = \frac{A_s f_{yd}}{bd f_{cd}^*}$$

FIGURE C.1 – Table de dimensionnement de poutres soumises à un effort de flexion (issu de [28])

Annexe D

Table de dimensionnement d'une colonne soumise à un effort combiné

Béton :	C12 à C50	$\gamma_c = 1,5$	$\alpha_{cc} = 0,85$	$d/h = 0,9$	$d'/h = 0,1$
Acier :	BE500S	$\gamma_s = 1,15$	$f_{yk} = 500 MPa$	$k = 1,08$	$\varepsilon_{ud} = 4\%$

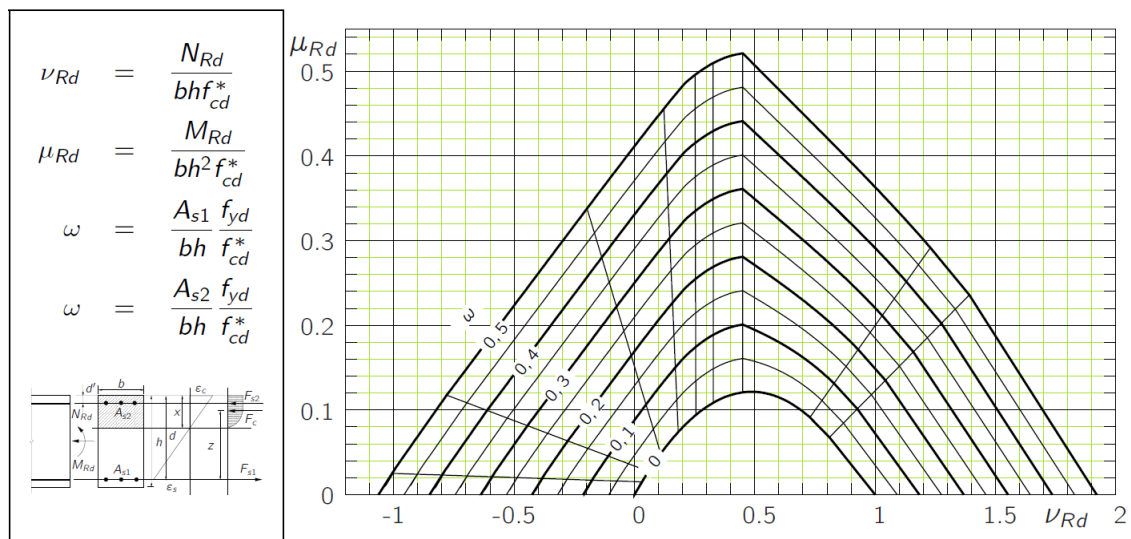
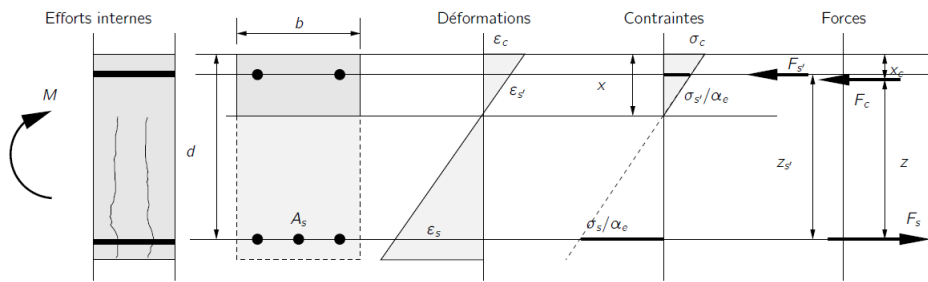


FIGURE D.1 – Table de dimensionnement de colonnes soumises à un effort combiné (issu de [28])

Annexe E

Calcul du moment résistant des éléments poutre et colonne

Moment résistant d'une poutre



$$M_{Rd,b}^- = A_{s2}f_{yd}(d - e) + (A_{s1} - A_{s2})f_{yd} \left(d - \frac{1}{2}(A_{s1} - A_{s2}) \frac{f_{yd}}{b f_{cd}} \right)$$

$$M_{Rd,b}^+ = A_{s2}f_{yd} \cdot \max \left[d - \frac{A_{s2}f_{yd}}{2b f_{cd}}; d - e \right]$$

Moment résistant d'une colonne

La formule simplifiée du calcul de la résistance d'une colonne présentée ici est issue du cours de A. Plumier [5]. Elle est valable à condition que la largeur de la zone comprimée soit constante entre l'axe neutre et les fibres extrêmes en compression.

Sur base de la quantité d'armatures

$$\omega_1 = \frac{A_{s1}f_y}{bdf_{cd}} \quad \omega_2 = \frac{A_{s2}f_y}{bdf_{cd}} \quad \omega_v = \frac{A_{sv}f_y}{bdf_{cd}}$$

L'effort normal réduit

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{bdf_{cd}}$$

Le rapport entre l'enrobage et la hauteur utile de la section

$$\delta_1 = \frac{e}{d}$$

Le rapport entre la position de l'axe neutre et la hauteur utile

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{x}{h - e}$$

Qui vaut

$$\xi_{cu} = \frac{(1 - \delta_1)(\nu + \omega_1 - \omega_2) + (1 + \delta_1)\omega_v}{(1 - \delta_1) \left(1 - \frac{\epsilon_c}{3\epsilon_{cu}}\right) + 2\omega_v}$$

Dans ces conditions, le moment résistant de la colonne s'exprime de la manière suivante.

$$\frac{M_{Rc}}{bdf_{cd}} = \frac{(1 - \delta_1)(\omega_1 + \omega_2)}{2} + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left[(\xi - \delta_1)(1 - \xi) - \frac{1}{3} \left(\frac{\xi f_y}{E_s \epsilon_{cu}} \right)^2 \right] + \xi \left[\frac{1 - \xi}{2} - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cu}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\epsilon_c}{4\epsilon_{cu}} \xi \right) \right]$$

Annexe F

Calcul des rotations angulaires de plastification et ultime selon EN1998-1-1 :2024

Rotation angulaire de plastification selon EN1998-1-1 :2024

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v z}{3} + \frac{\phi_y d_{bl} f_y}{8\sqrt{f_c}} + 0,0019 \cdot \left(1 + \frac{h}{1,6L_v}\right) \quad (\text{VI.F.1})$$

Avec les composantes suivantes :

- θ_y est la rotation de plastification, ou *yield chord rotation*, exprimée en [rad].
- ϕ_y est la courbure de plastification, ou *yield curvature*, aux extrémité de l'élément. Dans le cadre de ce travail de fin d'études, nous utiliserons des expressions empiriques simplifiées, issue de [5], donnée par les relations suivante pour les poutres et les colonnes à section rectangulaires.

$$\begin{aligned}\phi_{y,b} &= 1,7 \cdot \frac{\epsilon_y}{d} \\ \phi_{y,c} &= 2,12 \cdot \frac{\epsilon_y}{h_c}\end{aligned}$$

Avec d la hauteur utile de la poutre et h_c la hauteur utile de la colonne.

- h est la hauteur de la section.
- L_v est appelée classiquement *shear span* et représente le point d'inflexion de l'élément. Cette longueur fictive se déduit des efforts internes aux extrémités de chaque élément de la façon suivante :

$$L_v = \frac{M}{V}$$

- z est le bras de levier, pris comme étant égale à $z = d - d'$.
- $a_v = 0$ puisqu'une plastification est attendue avant d'avoir atteint la résistance à l'effort tranchant. Plus d'information sont disponibles dans EN1998-1-1-2025 §7.2 [19].
- f_y et f_c sont les valeurs de **résistances moyennes** de l'acier et du béton respectivement, disponible aux tableaux III.A.2 et III.A.1.
- d et d' sont les hauteurs utiles par rapport à la fibre en traction et la fibre en compression de la section.

- d_{bl} est le diamètre moyen des armatures en traction.

Rotation angulaire ultime selon EN1998-1-1 :2024

La rotation ultime θ_u d'un élément s'exprime comme la somme de la rotation de plastification θ_y et de la rotation de la portion plastique θ_u^{pl} , donné par l'expression suivante :

$$\theta_u = \theta_y + \theta_u^{pl} \quad (\text{VI.F.2})$$

θ_y est donné par l'équation VI.F.1 tandis que la portion plastique est donné par l'équation VI.F.3 suivante, issue de EN1998-1-1 :2024 [19].

$$\theta_u^{pl} = \kappa_{conform} \cdot \kappa_{axial} \cdot \kappa_{reinf} \cdot \kappa_{concrete} \cdot \kappa_{shear span} \cdot \kappa_{confinement} \cdot \theta_{u0}^{pl} \quad (\text{VI.F.3})$$

Cette expression empirique est le produit de plusieurs composantes, chacune d'elles étant définies dans EN1998-1-1 :2024 [19] de la façon suivante :

- La valeur classique de la capacité de rotation plastique d'un élément, basé sur certaines hypothèses disponible dans [19] §7.2.2.1.2(3).

$$\theta_{u0}^{pl} = 0,039 \quad rad$$

- Un facteur de conformité, faisant la distinction entre les éléments d'une structure de classe de ductilité DC1, DC2 ou DC3.

$$\kappa_{conform} = \begin{cases} 1 & \text{si DC3} \\ 0,9 & \text{si DC2} \\ 0,8 & \text{si DC1} \end{cases}$$

- Un facteur tenant en compte la présence d'un effort axial non nul.

$$\kappa_{axial} = 0,2^\nu$$

- Un facteur de correction tenant en compte l'asymétrie des armatures longitudinale entre les zones en traction et en compression d'une section.

$$\kappa_{reinf} = \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega_{tot} - \omega')} \right]^{0,25}$$

Avec ω_{tot} et ω' la ratio mécanique d'armature total et en zone de compression respectivement.

- Un facteur de correction lié à la classe de béton utilisée.

$$\kappa_{concrete} = \left(\min \left(2; \frac{f_c}{25} \right) \right)^{0,1}$$

- Un facteur de correction pour les portée d'inflexion, ou *shear span*, différente de 2,5.

$$\kappa_{shear span} = \left[\frac{1}{2,5} \cdot \min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right]^{0,35}$$

- Un facteur de correction tenant en compte le confinement du béton.

$$\kappa_{confinement} = 24 \left(\frac{\alpha \rho_{sw} f_{yw}}{f_c} \right)$$

Ce confinement est représenté dans EN1998-1-2 :2025 [18] à travers le **coefficient d'efficacité du confinement**, ou *confinement effectiveness factor*, noté α . Ce dernier se calcule de la manière suivante.

$$\boxed{\alpha = \alpha_s \cdot \alpha_n} \quad (\text{VI.F.4})$$

Pour les sections rectangulaires, l'expression de α_s et α_n est donnée dans les normes ou dans la littérature telle que [10].

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0} \right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2h_0} \right) \quad \text{et} \quad \alpha_n = \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_0h_0} \right)$$

Avec h_0 et b_0 la hauteur et la largeur du noyau confiné, s l'espacement entre les armatures transversales de confinement et b_i l'inter-distance entre les armatures longitudinales consécutives.

Annexe G

Etat de déformation SD & NC des portiques 5S-TypeB

5S-TypeB-DC3-0,85g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,85g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	16,3	10,5	65,4	0,23	27,1	10,9	66,9	0,48
	B1AB-r	14,8	11,0	47,4	0,26	25,2	11,1	47,5	0,60
	B1BC-l	15,0	11,7	68,6	0,17	25,6	12,6	71,7	0,39
	B1BC-r	15,6	11,0	47,9	0,28	26,7	11,1	48,2	0,64
	B2AB-l	17,6	10,4	65,2	0,27	26,8	10,8	66,6	0,47
	B2AB-r	15,8	11,0	47,3	0,29	24,6	11,1	47,5	0,58
	B2BC-l	16,1	11,6	68,5	0,20	25,0	12,2	70,5	0,39
	B2BC-r	15,1	11,0	47,9	0,27	23,6	11,1	48,0	0,54
	B3AB-l	15,1	9,8	63,4	0,22	20,6	11,7	70,3	0,30
	B3AB-r	11,8	10,5	46,7	0,17	16,3	10,9	47,7	0,31
	B3BC-l	12,1	10,2	64,5	0,14	16,8	12,9	73,0	0,19
	B3BC-r	10,9	10,4	47,0	0,14	14,4	10,9	48,2	0,25
	B4AB-l	9,8	6,1	37,9	0,25	11,4	6,3	41,6	0,28
	B4AB-r	7,9	9,7	46,0	0,06	9,0	9,9	46,6	0,09
	B4BC-l	8,3	6,4	31,3	0,21	9,6	6,5	43,5	0,20
	B4BC-r	7,2	9,7	46,9	0,03	8,5	10,0	47,7	0,07
	B5AB-l	7,2	7,1	26,9	0,15	7,6	10,6	20,2	0,07
	B5AB-r	4,2	9,1	44,8	-0,05	4,5	9,2	45,1	-0,05
	B5BC-l	4,7	6,1	36,3	0,03	5,2	6,2	33,0	0,06
	B5BC-r	2,8	8,8	44,6	-0,10	3,3	8,9	45,1	-0,08
	C1A-b	11,0	20,4	71,8	-0,04	20,6	19,9	71,7	0,18
	C1A-t	5,5	7,2	37,9	0,04	6,8	7,2	31,1	0,11
	C1B-b	12,7	15,5	54,1	0,08	23,4	16,0	55,0	0,38
	C1B-t	2,2	8,3	55,5	-0,09	2,1	8,7	57,7	-0,09
	C1C-b	14,3	14,7	54,9	0,14	26,1	14,8	54,9	0,48
	C1C-t	1,2	9,1	57,3	-0,12	0,5	9,8	61,1	-0,15

Table G.1 continued from previous page

C2A-b	1,6	12,0	56,0	-0,17	1,0	10,7	52,4	-0,17
C2A-t	0,3	9,7	53,2	-0,17	1,4	11,3	58,6	-0,16
C2B-b	3,3	11,2	47,4	-0,13	2,9	10,9	46,7	-0,14
C2B-t	2,2	10,5	63,7	-0,11	3,5	11,3	66,3	-0,09
C2C-b	2,7	10,7	47,8	-0,13	1,6	10,2	46,3	-0,17
C2C-t	3,2	11,0	62,9	-0,09	4,7	12,0	66,7	-0,07
C3A-b	0,7	8,0	24,0	-0,29	2,3	11,2	54,1	-0,14
C3A-t	1,9	18,5	75,4	-0,21	3,8	25,2	78,1	-0,24
C3B-b	0,6	9,4	44,1	-0,19	1,0	8,5	40,3	-0,17
C3B-t	4,7	12,1	66,3	-0,07	7,3	13,4	70,1	-0,03
C3C-b	1,0	9,5	45,9	-0,17	0,7	8,7	42,5	-0,18
C3C-t	5,4	11,9	63,6	-0,05	8,6	13,0	67,1	0,01
C4A-b	1,7	7,6	36,4	-0,13	3,7	14,3	62,5	-0,13
C4A-t	3,6	21,0	79,4	-0,19	5,4	29,0	79,3	-0,26
C4B-b	0,9	10,2	47,8	-0,18	0,6	9,3	44,4	-0,19
C4B-t	4,7	13,1	67,8	-0,08	6,7	14,2	70,9	-0,05
C4C-b	1,5	10,4	49,8	-0,16	0,7	9,9	48,2	-0,18
C4C-t	5,2	12,8	64,8	-0,07	6,7	13,3	66,5	-0,04
C5A-b	2,0	15,6	66,6	-0,19	2,7	16,7	69,0	-0,18
C5A-t	0,7	7,5	37,1	-0,17	1,1	8,1	26,7	-0,24
C5B-b	0,5	8,9	45,0	-0,18	0,7	8,6	43,7	-0,17
C5B-t	3,2	14,3	67,2	-0,14	3,7	14,6	68,1	-0,13
C5C-b	0,2	9,6	48,8	-0,19	0,1	9,4	47,8	-0,19
C5C-t	4,6	13,4	63,8	-0,10	5,1	13,6	64,6	-0,09

TABLE G.1 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,85g

5S-TypeB-DC3-0,67g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,67g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	12,3	9,0	59,0	0,18	19,9	10,4	65,3	0,32
	B1AB-r	11,0	10,5	46,3	0,15	17,5	11,0	47,3	0,35
	B1BC-l	11,2	10,3	63,6	0,12	17,7	12,2	70,4	0,22
	B1BC-r	12,0	10,7	47,2	0,17	19,0	11,1	48,1	0,39
	B2AB-l	13,9	9,3	60,4	0,21	20,8	10,9	66,7	0,33
	B2AB-r	12,1	10,6	46,6	0,18	18,7	11,0	47,5	0,39
	B2BC-l	12,3	9,9	62,3	0,15	18,9	12,0	69,8	0,26
	B2BC-r	11,8	10,6	46,9	0,17	18,2	11,1	48,0	0,37
	B3AB-l	12,6	8,3	52,5	0,22	17,9	9,5	57,6	0,33
	B3AB-r	9,8	10,0	47,5	0,11	14,4	10,4	48,7	0,25
	B3BC-l	10,0	8,7	53,8	0,13	14,6	10,3	60,0	0,21
	B3BC-r	9,4	10,0	48,0	0,10	13,7	10,4	49,4	0,23
	B4AB-l	8,9	7,1	27,6	0,25	11,0	6,2	40,4	0,28

	B4AB-r	6,9	9,5	45,4	0,03	8,4	9,8	46,1	0,07
	B4BC-l	7,1	17,7	15,8	-0,41	8,7	6,1	35,8	0,21
	B4BC-r	6,2	9,5	46,1	0,01	7,7	9,8	47,1	0,05
	B5AB-l	6,5	6,3	32,1	0,12	7,5	8,2	23,7	0,15
	B5AB-r	3,6	8,9	44,4	-0,07	4,2	9,1	44,9	-0,05
	B5BC-l	3,9	6,2	39,6	0,00	4,6	6,1	36,4	0,03
	B5BC-r	2,3	8,6	43,9	-0,11	3,0	8,8	44,7	-0,09
Colonnes	C1A-b	8,3	21,0	71,3	-0,11	13,8	19,8	71,3	0,03
	C1A-t	4,1	7,4	41,3	-0,02	6,3	7,1	32,6	0,08
	C1B-b	9,6	15,1	53,5	0,00	15,9	15,4	54,1	0,18
	C1B-t	1,5	8,6	56,9	-0,11	1,7	8,7	57,7	-0,10
	C1C-b	10,8	14,5	54,9	0,05	17,8	14,7	55,0	0,24
	C1C-t	1,1	9,0	56,6	-0,13	1,1	9,2	58,1	-0,13
	C2A-b	1,5	12,7	57,4	-0,18	1,3	11,8	55,3	-0,18
	C2A-t	0,1	9,1	50,7	-0,18	0,4	10,2	55,0	-0,17
	C2B-b	3,1	11,1	47,3	-0,13	3,8	11,2	47,6	-0,11
	C2B-t	1,9	10,5	63,4	-0,12	2,6	10,6	64,0	-0,10
	C2C-b	2,3	10,7	48,0	-0,15	2,6	10,7	47,8	-0,14
	C2C-t	2,6	10,8	62,2	-0,11	3,4	11,1	63,6	-0,09
	C3A-b	0,3	7,2	34,4	-0,20	0,8	7,7	25,1	-0,26
	C3A-t	1,1	15,7	70,1	-0,20	2,1	18,8	76,0	-0,20
	C3B-b	1,2	9,9	45,9	-0,17	0,8	9,6	44,7	-0,19
	C3B-t	3,6	11,5	64,3	-0,09	5,2	12,1	66,2	-0,06
	C3C-b	1,4	9,9	47,4	-0,16	1,0	9,5	45,9	-0,17
	C3C-t	3,9	11,4	61,8	-0,09	5,5	12,0	63,9	-0,05
	C4A-b	1,0	11,8	18,4	-0,55	2,3	7,8	38,5	-0,11
	C4A-t	2,6	19,2	77,3	-0,19	4,6	21,3	79,3	-0,18
	C4B-b	1,2	10,6	48,9	-0,18	0,2	9,8	46,4	-0,20
	C4B-t	4,1	12,7	66,8	-0,09	6,2	13,6	69,3	-0,06
	C4C-b	1,3	10,4	50,0	-0,17	0,2	9,7	47,5	-0,20
	C4C-t	4,6	12,8	64,6	-0,09	6,3	13,6	67,0	-0,06
	C5A-b	1,9	14,7	64,5	-0,18	2,6	16,4	68,2	-0,18
	C5A-t	0,5	8,1	43,0	-0,17	1,0	7,4	31,1	-0,19
	C5B-b	0,3	9,2	46,5	-0,19	0,5	9,0	45,7	-0,18
	C5B-t	3,0	13,9	66,3	-0,14	3,7	14,1	66,9	-0,12
	C5C-b	0,3	9,7	49,2	-0,19	0,0	9,5	48,3	-0,19
	C5C-t	4,2	13,2	63,5	-0,10	4,8	13,5	64,2	-0,09

TABLE G.2 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,67g

5S-TypeB-DC3-0,44g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,44g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
	B1AB-l	7,6	6,6	40,3	0,13	11,8	8,5	53,3	0,19

	B1AB-r	6,7	9,4	46,0	0,02	10,4	10,1	47,8	0,13
	B1BC-l	6,8	6,5	38,9	0,11	10,6	8,9	55,1	0,14
	B1BC-r	7,3	9,6	46,5	0,04	11,6	10,2	48,5	0,16
	B2AB-l	10,3	6,7	43,2	0,22	16,4	7,4	49,2	0,37
	B2AB-r	8,8	10,2	47,0	0,08	13,9	10,9	48,9	0,23
	B2BC-l	9,0	6,4	39,0	0,20	14,2	7,6	50,4	0,29
	B2BC-r	8,5	10,1	47,2	0,07	13,6	10,9	49,4	0,21
	B3AB-l	9,6	6,4	36,7	0,24	14,4	7,0	46,6	0,34
	B3AB-r	7,3	9,9	46,2	0,03	10,6	10,5	47,8	0,13
	B3BC-l	7,6	9,4	22,0	0,11	10,9	7,3	48,0	0,20
	B3BC-r	6,8	9,8	46,6	0,02	10,3	10,5	48,6	0,12
	B4AB-l	6,9	6,3	32,2	0,14	8,7	9,0	22,8	0,21
	B4AB-r	4,7	9,1	44,1	-0,04	6,2	9,4	45,2	0,01
	B4BC-l	5,1	6,2	38,6	0,05	6,6	7,1	27,1	0,12
	B4BC-r	3,8	8,9	44,2	-0,07	5,4	9,3	45,6	-0,02
	B5AB-l	5,2	6,2	39,1	0,05	6,2	6,1	35,0	0,10
	B5AB-r	2,1	8,5	42,9	-0,12	2,8	8,7	43,6	-0,10
	B5BC-l	2,5	6,7	45,1	-0,06	3,2	6,5	43,2	-0,04
	B5BC-r	0,3	8,0	41,2	-0,18	1,0	8,2	42,3	-0,16
Colonnes	C1A-b	5,0	26,2	67,7	-0,27	7,7	24,0	68,3	-0,17
	C1A-t	2,7	11,8	59,6	-0,13	4,2	9,8	52,2	-0,06
	C1B-b	5,7	15,2	51,6	-0,12	8,9	15,3	51,8	-0,02
	C1B-t	1,0	8,3	52,9	-0,13	1,6	8,4	53,4	-0,11
	C1C-b	6,4	14,4	53,7	-0,08	10,1	14,8	53,9	0,02
	C1C-t	0,8	8,9	52,7	-0,15	1,4	8,7	52,5	-0,12
	C2A-b	2,2	16,6	62,0	-0,21	3,6	16,4	62,2	-0,17
	C2A-t	0,5	7,8	41,3	-0,17	0,9	8,0	42,3	-0,15
	C2B-b	3,3	12,6	46,8	-0,16	5,3	12,9	47,4	-0,10
	C2B-t	1,1	11,1	65,5	-0,14	1,7	11,1	65,5	-0,13
	C2C-b	2,8	12,2	49,2	-0,16	4,4	12,4	49,3	-0,11
	C2C-t	1,7	11,3	61,8	-0,14	2,3	11,3	62,4	-0,12
	C3A-b	0,1	9,2	43,9	-0,21	0,4	8,1	38,5	-0,19
	C3A-t	0,6	15,4	67,9	-0,21	1,6	16,9	70,8	-0,20
	C3B-b	1,3	11,2	45,9	-0,20	1,7	11,0	45,3	-0,18
	C3B-t	2,8	12,4	66,4	-0,12	5,1	12,8	67,7	-0,07
	C3C-b	1,7	11,0	48,1	-0,17	1,9	10,8	47,1	-0,17
	C3C-t	3,4	12,3	62,4	-0,11	5,2	12,7	64,1	-0,07
	C4A-b	1,1	39,3	70,9	-0,53	2,3	17,4	65,4	-0,21
	C4A-t	1,5	61,8	78,2	-0,76	3,4	35,3	77,9	-0,38
	C4B-b	0,9	11,7	48,1	-0,21	1,0	11,4	47,2	-0,21
	C4B-t	3,5	14,3	70,1	-0,13	5,4	14,7	71,2	-0,09
	C4C-b	1,4	11,6	50,3	-0,18	1,1	11,2	49,1	-0,19
	C4C-t	4,5	14,1	66,1	-0,11	6,1	14,6	67,6	-0,07
	C5A-b	2,0	14,3	60,3	-0,18	2,2	15,3	62,7	-0,19
	C5A-t	0,3	10,9	53,1	-0,19	0,3	9,8	49,0	-0,19
	C5B-b	0,1	10,4	47,6	-0,22	0,1	10,4	47,5	-0,22

	C5B-t	2,5	15,3	67,6	-0,17	3,4	15,3	67,7	-0,15
	C5C-b	0,8	11,0	51,0	-0,19	0,6	10,8	50,3	-0,20
	C5C-t	4,4	14,4	63,8	-0,12	5,1	14,6	64,5	-0,10

TABLE G.3 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,44g

5S-TypeB-DC3-0,22g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,22g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	4,8	6,5	40,0	0,03	7,2	11,7	19,4	-0,02
	B1AB-r	4,1	9,1	43,8	-0,06	6,2	9,7	45,6	0,00
	B1BC-l	4,3	6,5	41,2	0,01	6,4	7,6	25,9	0,09
	B1BC-r	4,0	9,1	43,9	-0,06	6,3	9,7	45,9	0,01
	B2AB-l	5,1	6,4	38,5	0,04	7,5	14,5	76,1	-0,04
	B2AB-r	4,5	9,2	44,1	-0,05	6,6	9,7	45,7	0,01
	B2BC-l	4,7	6,4	39,5	0,03	6,8	8,8	23,1	0,08
	B2BC-r	4,1	9,1	44,1	-0,06	6,1	9,6	45,7	0,00
	B3AB-l	4,7	6,5	40,3	0,02	6,8	7,1	28,3	0,13
	B3AB-r	3,7	9,0	43,7	-0,07	5,2	9,4	45,0	-0,03
	B3BC-l	4,0	6,6	42,3	-0,01	5,6	6,4	35,0	0,07
	B3BC-r	2,9	8,9	43,3	-0,10	4,5	9,3	44,9	-0,05
	B4AB-l	3,7	6,6	45,6	-0,02	5,0	6,3	41,9	0,04
	B4AB-r	2,3	8,4	42,0	-0,11	3,2	8,7	42,9	-0,08
	B4BC-l	2,7	6,9	47,2	-0,06	3,6	6,6	44,5	-0,02
	B4BC-r	1,4	8,1	41,4	-0,14	2,4	8,5	42,6	-0,11
	B5AB-l	3,3	6,6	44,4	-0,03	4,0	6,4	42,8	0,00
	B5AB-r	0,8	8,1	41,5	-0,16	1,3	8,2	42,1	-0,15
	B5BC-l	1,4	7,1	48,1	-0,10	1,8	6,9	46,9	-0,09
	B5BC-r	0,4	7,5	39,1	-0,17	0,1	7,8	40,4	-0,19
Colonnes	C1A-b	2,9	43,2	63,6	-0,61	4,8	29,1	64,3	-0,34
	C1A-t	2,0	25,8	79,5	-0,28	2,5	12,5	62,1	-0,14
	C1B-b	3,3	17,7	51,5	-0,24	5,4	16,7	50,0	-0,16
	C1B-t	0,9	7,8	51,5	-0,13	0,9	8,8	57,9	-0,13
	C1C-b	3,7	15,0	52,9	-0,17	5,9	15,1	52,6	-0,11
	C1C-t	0,2	9,9	56,8	-0,17	0,3	10,0	57,6	-0,16
	C2A-b	0,2	16,4	59,2	-0,27	0,3	14,8	56,8	-0,25
	C2A-t	0,2	20,1	77,7	-0,25	0,0	9,8	52,3	-0,19
	C2B-b	0,9	12,1	44,8	-0,24	1,4	11,9	44,3	-0,22
	C2B-t	0,5	11,0	64,1	-0,16	1,0	11,3	65,3	-0,15
	C2C-b	1,2	11,4	47,1	-0,20	1,5	11,3	46,6	-0,19
	C2C-t	1,2	11,3	59,8	-0,16	1,7	11,5	61,0	-0,14
	C3A-b	0,3	13,2	54,1	-0,23	0,3	44,5	66,9	-0,66
	C3A-t	0,0	7,9	42,8	-0,18	0,3	44,7	75,7	-0,58
	C3B-b	0,3	10,4	43,0	-0,23	0,5	10,5	43,5	-0,22

C3B-t	1,0	12,6	65,8	-0,17	1,8	12,4	65,4	-0,15
C3C-b	0,8	10,5	46,6	-0,20	1,0	10,5	46,3	-0,19
C3C-t	2,0	12,0	59,7	-0,15	2,7	12,1	60,4	-0,13
C4A-b	0,9	15,5	59,5	-0,24	1,2	23,7	68,1	-0,32
C4A-t	0,2	8,6	44,9	-0,19	0,7	10,8	53,7	-0,18
C4B-b	0,0	10,5	44,1	-0,24	0,3	11,0	45,4	-0,23
C4B-t	1,4	14,8	69,8	-0,18	2,3	14,4	68,7	-0,16
C4C-b	1,1	11,5	49,5	-0,20	1,1	11,3	49,0	-0,19
C4C-t	2,6	13,4	62,4	-0,15	3,3	13,6	63,1	-0,13
C5A-b	1,4	12,6	54,8	-0,19	1,7	13,3	56,5	-0,19
C5A-t	1,1	12,0	55,8	-0,18	0,8	11,3	53,7	-0,19
C5B-b	0,2	8,9	41,6	-0,21	0,2	9,5	44,0	-0,21
C5B-t	1,2	16,2	68,0	-0,21	1,7	15,5	66,5	-0,19
C5C-b	0,9	11,1	50,4	-0,19	0,8	10,8	49,7	-0,19
C5C-t	2,8	13,6	60,5	-0,15	3,3	13,9	61,1	-0,14

TABLE G.4 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,22g

5S-TypeB-DC2-0,44g

Portique 5S-TypeB-DC2-0,44g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	8,2	6,9	42,4	0,14	12,6	8,3	49,6	0,23
	B1AB-r	6,8	9,4	40,7	0,03	10,4	10,0	42,2	0,15
	B1BC-l	7,0	6,6	39,3	0,12	10,6	8,9	52,0	0,15
	B1BC-r	7,3	9,5	41,1	0,05	11,3	10,2	42,9	0,18
	B2AB-l	10,8	6,9	40,4	0,25	16,5	7,6	45,4	0,40
	B2AB-r	8,6	10,2	42,6	0,08	13,1	10,8	44,2	0,22
	B2BC-l	8,9	6,4	33,7	0,23	13,3	7,6	45,0	0,30
	B2BC-r	8,1	10,1	42,5	0,06	12,5	10,8	44,3	0,20
	B3AB-l	10,2	6,4	33,9	0,29	14,8	6,8	40,2	0,41
	B3AB-r	6,8	9,8	41,2	0,02	9,1	10,2	42,2	0,10
	B3BC-l	7,2	14,6	15,5	-0,21	9,4	6,6	37,8	0,22
	B3BC-r	6,1	9,7	41,3	0,00	8,6	10,2	42,8	0,08
	B4AB-l	7,5	6,8	25,9	0,20	8,9	9,9	19,3	0,22
	B4AB-r	4,4	9,0	39,8	-0,05	5,4	9,3	40,5	-0,02
	B4BC-l	4,8	6,2	36,1	0,04	5,7	6,2	30,8	0,09
	B4BC-r	3,1	8,7	39,4	-0,10	4,4	9,1	40,5	-0,05
	B5AB-l	6,1	6,1	33,8	0,10	7,0	6,2	30,7	0,16
	B5AB-r	1,6	8,4	38,4	-0,15	2,1	8,6	38,8	-0,14
	B5BC-l	2,2	6,9	42,2	-0,08	2,4	6,8	41,3	-0,07
	B5BC-r	0,7	7,5	35,3	-0,18	0,4	7,7	36,1	-0,20
	C1A-b	5,8	23,6	63,4	-0,23	8,7	23,2	64,0	-0,15
	C1A-t	2,6	7,8	41,7	-0,09	4,0	7,5	38,9	-0,03
	C1B-b	6,6	15,3	46,4	-0,11	10,0	15,4	46,8	0,01

C1B-t	0,4	10,0	62,4	-0,15	0,5	10,2	62,7	-0,15
C1C-b	7,3	14,6	49,8	-0,06	11,2	14,9	49,7	0,05
C1C-t	0,1	10,4	58,3	-0,18	0,0	10,4	58,8	-0,18
C2A-b	1,9	19,8	64,0	-0,26	2,9	19,6	64,2	-0,24
C2A-t	0,7	12,8	17,3	-0,68	1,0	13,9	16,5	-0,75
C2B-b	3,3	12,1	43,4	-0,16	5,2	12,3	43,8	-0,09
C2B-t	1,5	11,0	62,7	-0,14	2,5	11,2	63,0	-0,11
C2C-b	3,0	11,7	45,9	-0,15	4,5	11,9	46,0	-0,10
C2C-t	2,3	11,2	58,7	-0,13	3,2	11,3	59,3	-0,10
C3A-b	0,6	12,4	50,8	-0,23	0,5	11,8	49,5	-0,22
C3A-t	1,2	13,7	61,9	-0,19	2,3	14,5	63,7	-0,17
C3B-b	2,7	12,5	44,6	-0,18	3,7	12,3	44,4	-0,15
C3B-t	4,5	13,4	69,9	-0,09	7,7	13,7	70,8	-0,02
C3C-b	3,3	12,2	47,8	-0,15	4,0	12,1	47,2	-0,12
C3C-t	5,4	13,2	63,9	-0,07	8,0	13,5	65,2	-0,01
C4A-b	1,3	12,3	51,7	-0,20	2,6	12,3	51,9	-0,16
C4A-t	1,4	12,3	57,0	-0,18	3,3	12,3	56,8	-0,12
C4B-b	1,8	11,9	46,7	-0,19	2,6	11,8	46,5	-0,17
C4B-t	4,3	13,5	65,3	-0,10	6,3	13,7	65,7	-0,06
C4C-b	2,7	11,6	48,7	-0,15	2,9	11,5	48,3	-0,14
C4C-t	5,7	13,4	61,4	-0,07	7,2	13,6	62,1	-0,04
C5A-b	2,2	13,3	55,6	-0,18	2,2	14,0	57,2	-0,18
C5A-t	0,8	11,1	51,9	-0,19	0,2	10,3	49,3	-0,20
C5B-b	0,7	11,2	48,2	-0,21	1,0	11,1	48,2	-0,20
C5B-t	3,4	13,9	61,5	-0,14	4,4	13,9	61,6	-0,11
C5C-b	2,1	11,1	49,6	-0,16	2,0	11,0	49,1	-0,16
C5C-t	6,0	13,6	59,2	-0,07	6,8	13,8	59,7	-0,05

TABLE G.5 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC2-0,44g

5S-TypeB-DC2-0,22g

Portique 5S-TypeB-DC2-0,22g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta} [-]$	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta} [-]$
Poutres	B1AB-l	5,0	6,4	35,2	0,04	7,3	12,7	16,7	-0,07
	B1AB-r	4,0	9,1	39,5	-0,07	5,9	9,6	41,1	-0,01
	B1BC-l	4,2	6,6	37,5	0,00	6,1	6,8	26,6	0,11
	B1BC-r	3,6	9,0	39,3	-0,08	5,8	9,6	41,0	-0,01
	B2AB-l	5,9	6,4	31,7	0,09	8,6	7,7	23,4	0,25
	B2AB-r	4,7	9,3	40,0	-0,05	6,6	9,7	41,2	0,01
	B2BC-l	5,0	6,4	35,7	0,04	6,9	7,4	24,1	0,15
	B2BC-r	3,5	9,0	39,3	-0,09	5,3	9,5	40,7	-0,03
	B3AB-l	5,8	6,4	32,8	0,08	8,2	6,5	36,4	0,18
	B3AB-r	3,9	9,1	39,7	-0,07	5,2	9,5	40,7	-0,03
	B3BC-l	4,4	6,6	37,9	0,01	5,7	6,4	32,9	0,08

	B3BC-r	2,0	8,6	38,3	-0,14	3,5	9,1	39,7	-0,09
	B4AB-l	5,3	6,3	37,5	0,06	7,1	6,1	31,8	0,16
	B4AB-r	2,3	8,5	38,3	-0,13	2,9	8,8	38,9	-0,11
	B4BC-l	2,9	6,9	43,0	-0,05	3,5	6,7	41,2	-0,03
	B4BC-r	0,2	7,8	35,9	-0,21	0,8	8,1	37,1	-0,18
	B5AB-l	5,5	6,3	36,7	0,06	6,2	6,2	34,9	0,10
	B5AB-r	0,5	8,1	37,4	-0,20	0,8	8,3	37,8	-0,19
	B5BC-l	1,3	7,3	44,8	-0,12	1,6	7,2	44,1	-0,11
	B5BC-r	2,9	6,9	32,5	-0,07	2,2	7,1	33,2	-0,11
Colonnes	C1A-b	2,9	11,8	44,7	-0,16	4,7	36,6	58,2	-0,50
	C1A-t	2,3	11,8	55,3	-0,15	2,8	19,2	69,5	-0,21
	C1B-b	3,3	17,2	45,9	-0,26	5,2	16,1	44,5	-0,18
	C1B-t	0,8	7,7	47,6	-0,13	0,8	8,8	53,6	-0,14
	C1C-b	3,6	14,1	47,0	-0,18	5,7	14,3	46,8	-0,11
	C1C-t	0,1	10,1	52,6	-0,19	0,0	10,1	53,1	-0,19
	C2A-b	0,5	12,0	44,8	-0,25	1,0	18,0	55,8	-0,29
	C2A-t	0,4	12,0	55,6	-0,20	0,2	8,7	44,2	-0,19
	C2B-b	1,6	13,3	40,1	-0,27	2,6	13,0	39,5	-0,23
	C2B-t	0,9	11,9	65,7	-0,16	1,9	12,4	67,3	-0,14
	C2C-b	2,2	12,2	43,4	-0,20	2,9	12,3	43,1	-0,18
	C2C-t	2,5	12,4	59,2	-0,14	3,5	12,6	60,1	-0,12
	C3A-b	0,2	11,6	45,2	-0,25	0,2	12,0	46,3	-0,25
	C3A-t	0,1	10,4	49,6	-0,21	0,2	12,0	53,8	-0,22
	C3B-b	0,9	11,9	40,6	-0,26	1,7	12,1	40,7	-0,23
	C3B-t	1,6	13,1	64,3	-0,16	3,1	13,1	64,4	-0,13
	C3C-b	2,4	11,7	44,3	-0,18	3,1	11,8	44,2	-0,15
	C3C-t	3,9	12,7	57,4	-0,11	5,1	12,8	57,8	-0,08
	C4A-b	0,6	14,3	51,1	-0,26	0,5	38,5	61,1	-0,62
	C4A-t	0,2	11,4	51,5	-0,22	0,5	35,3	70,0	-0,49
	C4B-b	1,2	13,2	43,8	-0,26	2,4	13,4	44,2	-0,22
	C4B-t	2,8	15,0	67,2	-0,16	4,6	14,9	67,0	-0,11
	C4C-b	3,5	13,1	47,8	-0,16	4,3	13,1	47,8	-0,13
	C4C-t	5,8	14,5	60,2	-0,09	7,2	14,6	60,6	-0,05
	C5A-b	2,7	13,4	51,2	-0,18	3,0	14,1	52,7	-0,18
	C5A-t	2,9	13,6	55,0	-0,16	2,0	12,9	53,2	-0,18
	C5B-b	0,3	12,2	46,2	-0,25	1,1	12,7	47,4	-0,23
	C5B-t	2,0	15,5	61,8	-0,20	3,1	14,9	60,7	-0,16
	C5C-b	3,4	12,7	49,4	-0,15	3,7	12,7	49,4	-0,14
	C5C-t	6,2	14,6	57,4	-0,08	6,8	14,6	57,5	-0,07

TABLE G.6 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC2-0,22g

5S-TypeB-DC1-0,22g

Portique 5S-TypeB-DC1-0,22g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta} [-]$	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta} [-]$
Poutres	B1AB-l	5,5	6,6	31,0	0,07	7,6	6,6	30,9	0,17
	B1AB-r	4,3	9,5	34,3	-0,08	6,0	9,9	35,4	-0,02
	B1BC-l	4,5	6,7	33,7	0,01	6,2	6,9	24,8	0,11
	B1BC-r	3,7	9,3	34,0	-0,10	5,5	9,8	35,3	-0,03
	B2AB-l	6,0	6,6	27,7	0,10	8,3	9,1	18,8	0,21
	B2AB-r	4,4	9,6	34,8	-0,08	5,7	10,0	35,7	-0,03
	B2BC-l	4,7	6,7	32,9	0,02	6,1	6,8	26,1	0,11
	B2BC-r	3,1	9,2	34,0	-0,13	4,6	9,7	35,1	-0,07
	B3AB-l	6,0	6,6	30,2	0,10	8,0	9,2	18,8	0,18
	B3AB-r	3,4	9,3	34,0	-0,12	4,3	9,6	34,6	-0,08
	B3BC-l	3,9	7,0	36,2	-0,02	4,8	6,7	33,3	0,03
	B3BC-r	1,5	8,8	32,7	-0,19	2,7	9,1	33,7	-0,14
	B4AB-l	4,6	6,9	35,3	0,01	6,0	6,6	32,1	0,09
	B4AB-r	1,9	8,9	32,9	-0,18	2,4	9,1	33,4	-0,16
	B4BC-l	2,6	7,4	39,1	-0,09	3,0	7,2	37,8	-0,06
	B4BC-r	0,0	8,3	31,2	-0,26	0,8	8,5	32,0	-0,23
	B5AB-l	4,3	6,7	31,4	0,00	4,8	6,6	30,1	0,03
	B5AB-r	0,2	8,5	34,0	-0,24	0,4	8,6	34,2	-0,23
	B5BC-l	1,1	7,8	38,5	-0,16	1,2	7,7	38,0	-0,15
	B5BC-r	2,3	7,4	29,6	-0,13	1,9	7,5	30,2	-0,15
Colonnes	C1A-b	3,5	34,7	55,3	-0,53	5,3	25,1	55,8	-0,30
	C1A-t	2,1	17,1	63,8	-0,22	2,4	8,4	41,8	-0,11
	C1B-b	3,9	15,9	42,4	-0,23	6,0	15,1	41,4	-0,14
	C1B-t	0,5	9,1	52,9	-0,16	0,1	10,0	56,5	-0,17
	C1C-b	4,3	13,6	44,3	-0,15	6,5	13,7	44,2	-0,08
	C1C-t	0,7	10,8	52,5	-0,18	1,0	10,9	53,1	-0,17
	C2A-b	0,1	7,2	27,3	-0,26	0,4	12,0	43,6	-0,26
	C2A-t	0,4	14,6	59,9	-0,23	0,3	12,0	53,4	-0,22
	C2B-b	1,3	12,7	37,8	-0,28	2,0	12,6	37,5	-0,25
	C2B-t	1,2	12,5	65,3	-0,16	2,2	12,8	66,1	-0,14
	C2C-b	2,1	12,0	41,7	-0,21	2,6	12,1	41,5	-0,19
	C2C-t	2,7	12,5	57,5	-0,14	3,6	12,7	58,2	-0,12
	C3A-b	0,0	7,9	32,5	-0,24	0,2	12,9	46,5	-0,27
	C3A-t	0,1	9,4	44,5	-0,21	0,4	15,1	59,1	-0,25
	C3B-b	1,6	12,2	39,6	-0,24	2,7	12,3	39,8	-0,20
	C3B-t	2,5	13,0	62,2	-0,15	4,1	13,1	62,2	-0,11
	C3C-b	3,1	11,8	43,1	-0,16	4,0	11,9	43,1	-0,13
	C3C-t	4,8	12,7	55,5	-0,09	6,0	12,8	55,8	-0,06
	C4A-b	1,4	15,3	51,6	-0,25	1,5	19,8	58,6	-0,30
	C4A-t	0,1	11,0	49,1	-0,22	0,5	11,2	17,8	-0,58
	C4B-b	1,1	13,2	42,7	-0,27	2,0	13,4	43,2	-0,24
	C4B-t	2,5	15,0	65,5	-0,17	3,9	14,8	65,1	-0,13
	C4C-b	3,3	13,2	46,9	-0,17	3,9	13,2	46,7	-0,15
	C4C-t	5,0	14,3	58,4	-0,11	6,0	14,4	58,7	-0,08
	C5A-b	2,5	13,7	50,6	-0,19	2,8	14,3	51,9	-0,19

C5A-t	2,3	13,3	53,1	-0,18	1,6	12,7	51,5	-0,20
C5B-b	0,1	11,8	44,2	-0,26	0,6	12,4	45,7	-0,25
C5B-t	1,7	15,8	61,0	-0,21	2,6	15,2	59,7	-0,19
C5C-b	2,6	12,6	48,1	-0,18	2,7	12,6	48,0	-0,17
C5C-t	5,0	14,6	56,1	-0,12	5,5	14,7	56,3	-0,11

TABLE G.7 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC1-0,22g

Annexe H

Etat de déformation SD & NC des portiques 5S-TypeD

5S-TypeD-DC3-0,96g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,96g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	23,2	30,3	81,5	0,08	34,8	27,5	81,2	0,34
	B1AB-r	22,2	11,0	48,3	0,50	34,1	11,0	48,6	0,88
	B1BC-l	22,4	24,7	79,6	0,13	34,5	22,9	79,1	0,40
	B1BC-r	24,4	11,0	49,6	0,55	37,1	11,1	50,0	0,95
	B2AB-l	24,0	20,0	81,0	0,22	35,6	19,5	81,0	0,45
	B2AB-r	21,8	11,2	49,3	0,47	32,9	11,2	49,3	0,82
	B2BC-l	21,9	19,4	80,1	0,19	33,2	19,0	80,2	0,42
	B2BC-r	21,8	11,2	49,9	0,46	32,5	11,2	49,8	0,80
	B3AB-l	20,0	30,5	81,1	0,01	28,6	29,6	81,4	0,19
	B3AB-r	16,4	10,9	48,5	0,31	23,6	11,0	48,4	0,54
	B3BC-l	16,5	26,9	79,8	-0,01	23,9	26,0	80,1	0,14
	B3BC-r	15,2	10,9	49,3	0,26	21,4	11,0	49,2	0,46
	B4AB-l	13,6	13,4	72,3	0,11	17,1	16,4	79,6	0,13
	B4AB-r	11,0	10,2	48,2	0,15	13,7	10,6	49,1	0,22
	B4BC-l	11,1	17,8	77,3	0,00	14,0	23,3	77,4	-0,02
	B4BC-r	10,2	10,3	49,7	0,12	12,5	10,6	50,6	0,18
	B5AB-l	8,8	6,5	45,6	0,16	10,0	6,9	48,5	0,18
	B5AB-r	6,0	9,1	44,8	0,01	6,8	9,2	45,4	0,03
	B5BC-l	6,3	5,9	35,2	0,11	7,3	6,6	45,4	0,11
	B5BC-r	4,2	8,8	45,0	-0,05	5,2	9,1	45,9	-0,02
	C1A-b	17,8	16,0	68,6	0,17	28,8	16,4	69,5	0,42
	C1A-t	5,7	10,9	20,1	-0,09	6,3	8,0	25,9	0,07
	C1B-b	20,4	13,6	55,1	0,34	32,8	13,8	55,6	0,68
	C1B-t	1,9	7,9	49,6	-0,10	1,7	8,2	51,6	-0,11
	C1C-b	23,0	13,2	53,9	0,43	36,7	12,9	53,3	0,84
	C1C-t	1,3	8,3	52,7	-0,12	0,4	9,0	56,8	-0,15

C2A-b	1,8	10,0	52,3	-0,13	2,1	9,9	52,3	-0,13
C2A-t	1,1	9,1	49,8	-0,15	1,3	9,1	49,8	-0,14
C2B-b	2,9	9,6	46,0	-0,11	2,7	9,6	45,8	-0,12
C2B-t	3,3	9,8	58,6	-0,08	3,9	10,2	59,9	-0,07
C2C-b	0,7	9,0	43,7	-0,18	0,3	8,4	41,0	-0,20
C2C-t	3,2	10,8	62,3	-0,09	4,2	12,0	66,6	-0,08
C3A-b	0,6	8,2	43,3	-0,17	1,7	7,5	36,9	-0,13
C3A-t	3,5	12,5	62,1	-0,11	5,3	13,7	65,0	-0,08
C3B-b	1,1	9,2	44,7	-0,17	0,0	8,9	43,2	-0,20
C3B-t	6,5	11,6	64,6	-0,02	9,4	12,2	66,6	0,04
C3C-b	0,5	9,1	44,5	-0,19	0,6	8,7	42,6	-0,18
C3C-t	7,1	11,9	65,0	-0,01	10,6	12,6	67,6	0,06
C4A-b	1,8	8,5	26,3	-0,21	4,5	9,8	50,7	-0,05
C4A-t	4,6	16,3	72,5	-0,13	7,0	21,7	81,0	-0,13
C4B-b	0,8	9,7	47,5	-0,18	1,0	9,0	44,1	-0,17
C4B-t	6,3	12,6	66,8	-0,04	8,8	13,6	69,7	0,00
C4C-b	1,2	9,9	48,9	-0,16	0,1	9,4	46,6	-0,20
C4C-t	6,3	12,5	65,3	-0,04	8,9	13,1	67,5	0,01
C5A-b	2,6	37,5	79,0	-0,42	4,0	26,3	79,0	-0,25
C5A-t	2,2	26,9	80,5	-0,29	3,1	15,3	69,3	-0,15
C5B-b	0,6	8,9	45,5	-0,18	1,4	8,2	41,6	-0,14
C5B-t	4,3	13,4	66,1	-0,10	5,4	14,2	68,4	-0,08
C5C-b	0,3	9,2	47,5	-0,18	0,7	9,0	46,4	-0,17
C5C-t	5,8	13,0	64,4	-0,06	6,7	13,3	65,2	-0,04

TABLE H.1 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,96g

5S-TypeD-DC3-0,75g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,75g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	17,5	13,9	75,5	0,18	28,5	13,8	75,2	0,41
	B1AB-r	16,2	10,7	47,3	0,31	27,3	10,7	47,5	0,68
	B1BC-l	16,4	13,8	74,2	0,16	27,6	13,8	73,8	0,40
	B1BC-r	18,2	10,7	48,1	0,37	30,3	10,8	48,4	0,76
	B2AB-l	20,3	13,9	75,3	0,24	30,5	13,8	75,4	0,45
	B2AB-r	18,3	10,7	47,4	0,38	28,4	10,7	47,4	0,72
	B2BC-l	18,5	13,8	74,4	0,21	28,6	13,8	74,5	0,42
	B2BC-r	18,3	10,7	48,0	0,38	27,9	10,8	48,0	0,69
	B3AB-l	17,0	13,9	75,3	0,17	24,6	13,9	75,2	0,33
	B3AB-r	13,4	10,6	47,4	0,22	20,0	10,7	47,5	0,44
	B3BC-l	13,5	13,9	74,1	0,10	20,3	13,8	73,9	0,25
	B3BC-r	12,8	10,7	48,1	0,20	18,9	10,7	48,3	0,39
	B4AB-l	11,7	7,5	51,3	0,21	14,8	8,2	55,2	0,27
	B4AB-r	9,4	9,8	45,9	0,11	11,7	10,2	47,0	0,18

	B4BC-l	9,6	8,7	56,2	0,11	12,1	9,6	59,8	0,16
	B4BC-r	8,4	9,8	47,0	0,07	10,4	10,1	47,9	0,13
	B5AB-l	7,8	6,0	32,4	0,20	8,6	6,2	39,2	0,19
	B5AB-r	4,9	8,6	45,8	-0,02	5,5	8,7	46,3	0,00
	B5BC-l	5,1	17,6	74,4	-0,13	5,9	17,4	74,4	-0,11
	B5BC-r	3,6	8,4	46,0	-0,06	4,4	8,6	46,7	-0,04
Colonnes	C1A-b	12,0	16,7	66,5	0,03	22,3	16,9	67,1	0,27
	C1A-t	5,7	6,9	30,4	0,07	6,5	6,9	31,4	0,11
	C1B-b	14,1	13,6	53,1	0,16	25,6	13,8	53,6	0,49
	C1B-t	2,2	7,3	44,8	-0,08	2,0	7,6	47,1	-0,09
	C1C-b	16,1	13,4	53,3	0,22	28,9	13,2	52,9	0,61
	C1C-t	2,1	7,5	45,7	-0,09	1,4	8,1	50,0	-0,12
	C2A-b	2,9	11,5	55,0	-0,13	2,9	11,1	53,7	-0,12
	C2A-t	0,1	8,6	46,7	-0,18	0,8	9,1	48,9	-0,16
	C2B-b	4,5	10,7	46,7	-0,07	4,2	10,6	46,4	-0,08
	C2B-t	2,4	9,7	57,6	-0,10	3,2	10,1	59,4	-0,09
	C2C-b	2,8	10,2	46,1	-0,13	1,5	9,8	44,5	-0,17
	C2C-t	2,8	10,2	59,0	-0,10	3,9	11,2	62,7	-0,08
	C3A-b	0,7	7,4	37,1	-0,17	1,7	14,0	16,4	-0,69
	C3A-t	2,6	13,2	62,1	-0,15	4,2	15,4	67,0	-0,13
	C3B-b	0,7	8,9	42,3	-0,18	0,5	8,4	40,4	-0,19
	C3B-t	5,7	11,4	61,8	-0,04	7,8	12,1	64,1	0,00
	C3C-b	0,1	8,7	42,1	-0,20	1,0	8,2	39,8	-0,17
	C3C-t	5,7	11,6	61,6	-0,04	8,0	12,4	64,2	0,00
	C4A-b	1,6	10,2	20,2	-0,38	3,9	10,5	51,8	-0,09
	C4A-t	3,8	17,3	71,8	-0,16	5,9	22,9	77,2	-0,18
	C4B-b	1,3	9,7	46,1	-0,17	0,6	8,9	42,7	-0,18
	C4B-t	5,2	12,0	62,4	-0,06	7,7	13,1	65,5	-0,02
	C4C-b	1,3	9,6	46,8	-0,16	0,5	8,9	43,7	-0,18
	C4C-t	5,6	12,0	61,3	-0,05	8,0	13,0	64,1	-0,01
	C5A-b	2,3	21,3	74,8	-0,24	3,7	22,5	74,8	-0,22
	C5A-t	1,5	10,4	53,1	-0,15	2,6	11,5	56,6	-0,13
	C5B-b	0,7	8,4	42,4	-0,17	1,4	7,7	37,6	-0,15
	C5B-t	3,8	13,3	63,2	-0,11	4,8	14,2	65,7	-0,10
	C5C-b	0,1	8,9	45,5	-0,19	0,6	8,7	44,2	-0,18
	C5C-t	4,8	12,6	60,7	-0,08	5,5	12,9	61,6	-0,07

TABLE H.2 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,75g

5S-TypeD-DC3-0,50g									
---------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Portique 5S-TypeB-DC3-0,50g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
	B1AB-l	12,7	9,0	59,3	0,19	21,1	10,4	65,1	0,35
	B1AB-r	11,6	10,6	46,4	0,17	18,8	11,0	47,3	0,39

	B1BC-l	11,8	10,6	64,9	0,12	19,1	12,0	69,7	0,26
	B1BC-r	13,0	10,8	47,5	0,20	21,1	11,1	48,0	0,46
	B2AB-l	17,0	11,0	66,6	0,24	25,7	11,8	69,3	0,41
	B2AB-r	14,4	11,0	47,6	0,25	23,0	11,1	47,8	0,53
	B2BC-l	14,6	11,7	68,6	0,17	23,3	12,9	72,2	0,33
	B2BC-r	14,5	11,0	47,9	0,25	23,1	11,1	48,2	0,52
	B3AB-l	16,7	7,4	49,2	0,38	24,0	7,8	52,1	0,58
	B3AB-r	13,8	10,9	48,9	0,22	20,1	11,2	49,7	0,41
	B3BC-l	14,0	8,0	52,1	0,27	20,3	8,8	56,2	0,41
	B3BC-r	13,0	10,9	49,8	0,19	19,1	11,3	50,9	0,37
	B4AB-l	10,4	6,6	41,9	0,23	13,9	6,9	45,5	0,33
	B4AB-r	8,8	10,1	46,6	0,08	11,5	10,6	47,8	0,16
	B4BC-l	9,1	6,4	36,6	0,22	11,8	7,2	47,5	0,24
	B4BC-r	7,3	10,0	47,0	0,03	9,6	10,4	48,2	0,10
	B5AB-l	7,8	7,9	24,6	0,18	9,1	8,9	22,6	0,24
	B5AB-r	3,5	8,9	44,3	-0,08	4,1	9,1	44,9	-0,06
	B5BC-l	3,8	6,2	39,7	-0,01	4,4	6,1	36,3	0,02
	B5BC-r	2,6	8,7	44,2	-0,10	3,6	9,0	45,2	-0,07
Colonnes	C1A-b	8,2	20,4	71,3	-0,10	14,4	19,7	71,3	0,04
	C1A-t	4,6	8,1	46,5	-0,02	6,9	7,5	42,2	0,08
	C1B-b	9,6	14,7	54,6	0,01	16,6	15,1	55,3	0,20
	C1B-t	2,1	7,3	46,4	-0,08	2,4	7,4	47,2	-0,08
	C1C-b	10,9	14,2	55,6	0,05	18,7	14,7	56,5	0,26
	C1C-t	2,0	7,6	47,3	-0,09	2,3	7,6	47,4	-0,09
	C2A-b	3,2	16,0	65,0	-0,17	3,5	15,6	64,3	-0,16
	C2A-t	1,0	7,2	31,8	-0,17	1,1	7,2	37,7	-0,15
	C2B-b	4,8	11,5	48,2	-0,08	6,2	11,8	49,1	-0,04
	C2B-t	1,9	10,2	62,2	-0,12	2,0	10,2	62,3	-0,11
	C2C-b	3,8	11,2	49,3	-0,10	4,6	11,4	49,8	-0,09
	C2C-t	2,3	10,4	60,6	-0,11	2,6	10,5	61,3	-0,11
	C3A-b	0,4	10,5	51,7	-0,19	0,0	9,2	47,1	-0,19
	C3A-t	0,7	11,4	58,7	-0,17	1,7	13,0	63,2	-0,16
	C3B-b	2,6	10,6	47,9	-0,14	2,0	10,2	46,8	-0,15
	C3B-t	3,3	11,0	62,5	-0,09	5,0	11,7	64,9	-0,06
	C3C-b	2,2	10,3	48,5	-0,14	1,4	9,8	46,7	-0,16
	C3C-t	3,8	11,2	61,0	-0,09	5,3	11,9	63,7	-0,06
	C4A-b	2,3	10,6	52,3	-0,13	4,3	17,2	68,9	-0,15
	C4A-t	4,0	25,0	79,3	-0,24	5,9	32,4	79,1	-0,29
	C4B-b	0,1	8,9	44,0	-0,20	1,4	8,2	40,7	-0,15
	C4B-t	4,9	12,5	64,5	-0,07	7,2	13,4	67,2	-0,03
	C4C-b	0,3	9,8	47,8	-0,19	1,1	9,1	44,9	-0,16
	C4C-t	6,1	13,5	66,7	-0,06	8,4	14,4	69,4	-0,02
	C5A-b	2,0	15,7	66,8	-0,19	3,2	18,5	72,4	-0,19
	C5A-t	0,7	7,4	35,8	-0,18	1,6	7,4	31,4	-0,16
	C5B-b	0,9	8,7	44,1	-0,17	1,6	8,1	40,6	-0,14
	C5B-t	4,5	14,5	68,0	-0,11	5,8	15,3	69,9	-0,09

	C5C-b	0,3	9,7	49,1	-0,19	0,1	9,4	48,0	-0,19
	C5C-t	5,1	13,3	63,6	-0,08	5,9	13,6	64,5	-0,07

TABLE H.3 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,50g

5S-TypeD-DC3-0,25g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,25g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	9,0	6,1	35,6	0,23	14,7	6,9	47,6	0,34
	B1AB-r	7,7	9,8	46,6	0,05	12,5	10,5	48,6	0,19
	B1BC-l	7,9	6,4	31,2	0,19	12,7	7,2	49,4	0,26
	B1BC-r	8,1	9,8	47,1	0,06	13,3	10,7	49,3	0,21
	B2AB-l	9,3	6,1	37,6	0,23	15,0	6,8	47,2	0,36
	B2AB-r	8,0	9,8	46,5	0,06	12,5	10,5	48,4	0,19
	B2BC-l	8,2	6,4	31,0	0,21	12,8	7,0	48,4	0,27
	B2BC-r	7,6	9,7	46,7	0,05	12,1	10,5	48,9	0,18
	B3AB-l	8,0	28,3	13,1	-1,21	11,0	6,4	43,0	0,26
	B3AB-r	6,2	9,4	45,5	0,01	8,5	9,9	46,8	0,08
	B3BC-l	6,5	7,1	26,9	0,12	8,8	6,2	38,6	0,20
	B3BC-r	5,6	9,3	45,7	-0,01	8,2	9,9	47,5	0,06
	B4AB-l	5,3	6,2	39,8	0,05	6,7	6,4	31,5	0,13
	B4AB-r	4,0	8,8	43,5	-0,06	5,4	9,2	44,5	-0,02
	B4BC-l	4,4	6,3	41,5	0,02	5,7	6,1	34,9	0,08
	B4BC-r	3,4	8,7	43,6	-0,08	4,6	9,1	44,8	-0,04
	B5AB-l	4,1	6,1	42,2	0,01	5,0	6,0	39,2	0,05
	B5AB-r	1,8	8,2	42,7	-0,12	2,5	8,4	43,4	-0,10
	B5BC-l	2,3	6,5	45,3	-0,06	2,9	6,3	43,4	-0,04
	B5BC-r	1,0	7,9	42,1	-0,15	1,7	8,2	43,0	-0,13
Colonnes	C1A-b	6,2	25,2	64,7	-0,24	10,2	23,1	65,4	-0,11
	C1A-t	2,9	9,0	49,6	-0,09	4,7	7,3	38,9	0,00
	C1B-b	6,9	16,2	49,3	-0,11	11,4	16,2	49,5	0,04
	C1B-t	0,9	9,3	60,7	-0,13	1,3	9,6	61,9	-0,12
	C1C-b	7,6	15,2	52,2	-0,06	12,6	15,4	52,1	0,08
	C1C-t	0,4	10,0	58,2	-0,16	0,7	10,0	59,2	-0,15
	C2A-b	0,5	13,0	53,3	-0,23	0,8	12,4	52,1	-0,21
	C2A-t	0,1	10,7	55,4	-0,19	0,5	11,5	57,4	-0,19
	C2B-b	1,9	11,7	44,0	-0,20	3,0	11,7	44,0	-0,16
	C2B-t	1,6	11,5	65,9	-0,14	3,0	11,7	66,7	-0,11
	C2C-b	1,7	11,2	46,2	-0,19	2,3	11,2	45,7	-0,17
	C2C-t	2,2	11,7	61,9	-0,13	3,6	12,0	63,4	-0,10
	C3A-b	0,5	10,7	48,3	-0,21	1,3	9,4	44,2	-0,17
	C3A-t	0,9	27,4	75,6	-0,34	2,7	24,9	75,1	-0,27
	C3B-b	0,7	10,6	43,7	-0,22	0,7	10,3	42,8	-0,21
	C3B-t	2,5	12,4	65,3	-0,13	4,7	12,9	66,7	-0,08

C3C-b	1,1	10,5	46,0	-0,19	0,9	10,1	44,6	-0,19
C3C-t	3,2	12,2	61,0	-0,12	4,9	12,8	62,9	-0,08
C4A-b	1,5	30,9	68,3	-0,42	2,1	11,1	50,4	-0,15
C4A-t	1,1	20,0	74,0	-0,25	2,2	11,1	54,4	-0,14
C4B-b	0,0	9,5	42,8	-0,22	0,1	9,5	42,9	-0,22
C4B-t	2,1	13,2	64,0	-0,15	3,2	13,2	64,0	-0,13
C4C-b	0,7	10,0	46,3	-0,19	0,4	9,7	45,0	-0,20
C4C-t	3,0	12,4	59,4	-0,13	4,0	12,9	60,8	-0,11
C5A-b	1,5	12,5	55,2	-0,18	1,6	13,2	56,8	-0,19
C5A-t	0,3	9,6	48,4	-0,19	0,1	8,9	45,8	-0,19
C5B-b	0,4	7,7	37,1	-0,19	0,6	7,9	38,1	-0,18
C5B-t	1,7	15,1	64,7	-0,19	2,3	14,9	64,3	-0,17
C5C-b	0,3	9,5	46,1	-0,19	0,2	9,3	45,5	-0,20
C5C-t	2,8	12,8	58,3	-0,14	3,2	13,0	58,8	-0,13

TABLE H.4 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC3-0,25g

5S-TypeD-DC2-0,50g

Portique 5S-TypeB-DC2-0,50g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	13,0	16,6	73,1	0,05	22,3	28,0	73,2	0,10
	B1AB-r	10,9	10,5	43,2	0,16	17,6	11,0	44,3	0,38
	B1BC-l	11,1	21,7	72,4	-0,06	17,9	35,9	72,4	-0,11
	B1BC-r	12,2	10,7	44,2	0,19	20,0	11,1	44,9	0,45
	B2AB-l	17,1	18,8	73,1	0,11	28,8	29,9	73,0	0,21
	B2AB-r	11,6	10,6	43,4	0,18	16,8	11,0	44,5	0,35
	B2BC-l	11,8	19,9	72,6	-0,02	16,8	32,9	72,6	-0,09
	B2BC-r	11,8	10,7	43,9	0,18	18,1	11,1	44,8	0,39
	B3AB-l	14,3	12,0	61,1	0,17	21,0	12,5	62,7	0,33
	B3AB-r	7,5	9,7	42,4	0,05	8,5	9,8	42,4	0,08
	B3BC-l	7,5	11,6	59,1	0,00	8,1	14,9	67,2	-0,03
	B3BC-r	8,7	10,0	43,7	0,08	10,3	10,2	44,2	0,13
	B4AB-l	11,0	19,1	73,9	-0,02	12,3	6,4	39,2	0,33
	B4AB-r	7,0	9,6	41,3	0,04	8,0	9,8	42,1	0,07
	B4BC-l	6,9	19,1	72,4	-0,11	7,5	6,5	27,1	0,20
	B4BC-r	6,6	9,6	42,0	0,02	7,7	9,8	42,8	0,06
	B5AB-l	9,1	14,4	15,6	-0,01	10,0	8,9	20,1	0,34
	B5AB-r	2,8	8,6	39,5	-0,11	3,2	8,8	39,8	-0,09
	B5BC-l	2,6	6,4	39,8	-0,06	2,5	6,4	39,8	-0,06
	B5BC-r	1,4	8,1	38,4	-0,15	1,6	8,1	38,6	-0,15
	C1A-b	9,1	19,0	63,2	-0,07	15,7	20,0	65,1	0,07
	C1A-t	4,0	8,5	22,1	-0,10	6,9	7,1	30,9	0,12
	C1B-b	10,3	14,2	46,7	0,04	17,7	14,1	46,6	0,30
	C1B-t	0,8	9,3	54,8	-0,15	0,1	9,9	57,4	-0,17

C1C-b	11,5	14,1	48,5	0,08	19,7	14,3	48,6	0,34
C1C-t	0,6	9,4	52,8	-0,16	0,3	9,7	54,7	-0,17
C2A-b	4,0	13,9	54,4	-0,14	5,8	14,4	55,6	-0,09
C2A-t	0,1	9,8	48,2	-0,20	0,4	9,6	47,3	-0,19
C2B-b	6,4	11,9	42,5	-0,05	10,8	12,1	43,0	0,11
C2B-t	5,7	11,8	64,3	-0,04	11,9	12,2	65,4	0,10
C2C-b	5,4	11,8	44,4	-0,08	8,5	12,1	44,9	0,03
C2C-t	5,8	11,9	61,4	-0,05	10,4	12,2	62,7	0,07
C3A-b	0,0	9,9	44,1	-0,22	1,6	8,6	39,0	-0,16
C3A-t	3,0	13,9	59,7	-0,15	6,6	15,5	63,1	-0,08
C3B-b	5,0	11,5	44,0	-0,08	9,5	12,1	45,3	0,06
C3B-t	9,3	12,1	61,7	0,04	18,2	12,0	61,5	0,27
C3C-b	4,5	11,4	45,6	-0,09	7,2	11,8	46,6	-0,01
C3C-t	7,6	12,1	58,9	0,00	15,0	12,0	58,8	0,20
C4A-b	0,7	8,8	39,3	-0,20	4,0	40,7	67,7	-0,51
C4A-t	2,7	18,0	68,5	-0,20	4,9	62,2	73,2	-0,74
C4B-b	5,8	12,9	48,2	-0,08	7,8	13,0	48,4	-0,02
C4B-t	6,3	13,1	63,2	-0,05	8,3	13,1	63,1	0,00
C4C-b	4,3	12,4	49,4	-0,11	5,2	12,4	49,4	-0,08
C4C-t	6,4	13,4	60,9	-0,05	7,7	13,4	61,0	-0,02
C5A-b	1,5	17,7	64,1	-0,24	1,6	22,6	69,1	-0,29
C5A-t	0,5	7,7	30,3	-0,23	0,8	9,5	45,1	-0,18
C5B-b	2,1	11,6	48,5	-0,17	2,3	11,5	48,4	-0,16
C5B-t	6,5	14,1	61,3	-0,06	7,3	14,2	61,5	-0,04
C5C-b	2,0	11,3	49,0	-0,17	1,5	11,1	48,3	-0,18
C5C-t	7,3	14,2	59,9	-0,05	7,7	14,4	60,5	-0,04

TABLE H.5 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC2-0,50g

5S-TypeD-DC2-0,25g

Portique 5S-TypeB-DC2-0,25g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	8,9	6,2	30,3	0,26	13,9	6,8	42,3	0,35
	B1AB-r	7,2	9,7	41,9	0,04	11,0	10,3	43,4	0,16
	B1BC-l	7,4	8,7	20,7	0,15	11,3	6,9	42,5	0,26
	B1BC-r	7,4	9,7	42,0	0,05	11,7	10,4	43,8	0,18
	B2AB-l	10,2	6,2	35,8	0,28	15,8	6,7	41,3	0,44
	B2AB-r	7,3	9,7	41,6	0,05	10,6	10,2	42,9	0,15
	B2BC-l	7,7	10,9	18,1	0,07	10,9	6,8	41,6	0,25
	B2BC-r	6,8	9,6	41,6	0,03	10,5	10,2	43,4	0,14
	B3AB-l	8,6	10,0	19,1	0,18	11,3	6,3	38,1	0,30
	B3AB-r	5,8	9,4	40,7	-0,01	7,3	9,7	41,7	0,04
	B3BC-l	6,2	6,3	28,8	0,12	7,6	8,4	21,1	0,17
	B3BC-r	4,7	9,1	40,5	-0,04	6,8	9,6	42,0	0,03

	B4AB-l	6,8	6,2	30,7	0,15	8,4	11,5	17,7	0,10
	B4AB-r	3,5	8,9	39,4	-0,08	4,3	9,1	40,0	-0,06
	B4BC-l	4,1	6,5	39,1	0,00	4,7	6,3	36,6	0,03
	B4BC-r	1,6	8,3	38,0	-0,15	2,6	8,6	39,0	-0,12
	B5AB-l	6,7	5,8	34,3	0,14	7,5	5,8	31,5	0,19
	B5AB-r	0,9	8,0	37,7	-0,17	1,3	8,1	38,1	-0,16
	B5BC-l	1,6	6,9	44,7	-0,10	1,8	6,8	44,1	-0,09
	B5BC-r	2,1	6,7	33,1	-0,10	1,4	6,9	33,8	-0,14
Colonnes	C1A-b	6,0	28,9	63,1	-0,31	9,6	24,8	63,7	-0,15
	C1A-t	3,0	12,0	58,6	-0,12	4,4	8,4	44,9	-0,03
	C1B-b	6,7	15,8	47,2	-0,11	10,7	15,5	46,8	0,03
	C1B-t	0,7	9,7	60,8	-0,14	0,5	10,3	63,3	-0,15
	C1C-b	7,3	14,7	50,5	-0,06	11,7	14,9	50,2	0,07
	C1C-t	0,0	10,4	57,6	-0,18	0,1	10,6	58,9	-0,18
	C2A-b	1,4	15,3	55,6	-0,23	2,2	14,9	55,3	-0,21
	C2A-t	0,1	11,2	56,3	-0,20	0,3	11,8	57,7	-0,20
	C2B-b	3,2	13,1	42,6	-0,19	5,1	13,2	42,8	-0,12
	C2B-t	3,0	13,0	74,1	-0,11	5,6	13,3	75,0	-0,06
	C2C-b	3,2	12,6	46,7	-0,16	4,7	12,7	46,4	-0,12
	C2C-t	3,9	13,0	66,1	-0,10	5,9	13,2	67,4	-0,06
	C3A-b	0,5	8,1	35,6	-0,20	1,4	8,6	38,6	-0,17
	C3A-t	1,1	27,2	75,8	-0,34	3,2	27,0	75,4	-0,29
	C3B-b	2,2	12,5	44,5	-0,20	3,4	12,4	44,4	-0,16
	C3B-t	3,7	13,4	70,0	-0,11	6,7	13,6	70,7	-0,04
	C3C-b	2,9	12,0	47,8	-0,16	3,4	11,9	47,2	-0,14
	C3C-t	5,0	13,2	63,5	-0,08	7,1	13,6	64,7	-0,04
	C4A-b	1,3	19,8	66,0	-0,27	1,4	72,5	67,2	-1,05
	C4A-t	0,5	7,6	36,4	-0,19	1,4	71,8	73,8	-0,94
	C4B-b	1,3	11,9	46,6	-0,21	2,2	12,0	46,7	-0,18
	C4B-t	3,6	13,5	65,4	-0,12	5,2	13,5	65,4	-0,08
	C4C-b	2,6	11,6	48,9	-0,15	2,7	11,5	48,4	-0,15
	C4C-t	5,8	13,4	61,1	-0,07	7,0	13,6	61,8	-0,04
	C5A-b	2,1	13,9	56,7	-0,19	2,1	14,6	58,3	-0,19
	C5A-t	2,0	13,7	59,6	-0,18	1,1	12,8	57,3	-0,19
	C5B-b	1,1	12,9	51,7	-0,22	1,8	13,1	52,0	-0,20
	C5B-t	3,7	15,5	67,1	-0,15	4,9	15,4	67,0	-0,12
	C5C-b	3,3	12,9	53,8	-0,14	3,7	12,9	53,8	-0,13
	C5C-t	7,2	15,2	63,6	-0,06	7,8	15,2	63,7	-0,05

TABLE H.6 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC2-0,25g

5S-TypeD-DC1-0,25g

Portique 5S-TypeB-DC1-0,25g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	7,6	6,6	30,3	0,18	11,2	10,2	50,3	0,15
	B1AB-r	6,2	10,2	36,8	-0,01	9,0	10,8	38,1	0,09
	B1BC-l	6,3	7,2	23,3	0,12	9,2	10,3	50,1	0,08
	B1BC-r	6,4	10,3	36,7	-0,01	10,0	11,0	38,3	0,12
	B2AB-l	9,2	7,3	38,0	0,19	14,5	10,4	50,7	0,24
	B2AB-r	6,4	10,3	36,8	-0,01	9,4	10,9	38,0	0,10
	B2BC-l	6,7	6,9	24,8	0,15	9,6	10,5	51,0	0,09
	B2BC-r	6,3	10,2	36,7	-0,01	10,1	11,0	38,5	0,13
	B3AB-l	8,6	8,8	19,3	0,25	13,0	7,0	36,1	0,37
	B3AB-r	5,9	9,9	35,4	-0,02	8,3	10,4	36,6	0,07
	B3BC-l	6,2	7,1	23,8	0,11	8,4	6,7	32,0	0,21
	B3BC-r	5,3	9,8	35,1	-0,04	8,5	10,5	36,6	0,08
	B4AB-l	7,3	7,0	24,4	0,19	9,8	7,0	24,6	0,35
	B4AB-r	3,6	9,4	34,3	-0,11	4,8	9,8	35,2	-0,06
	B4BC-l	4,0	6,9	34,7	-0,01	5,0	6,6	30,1	0,04
	B4BC-r	2,2	9,0	33,0	-0,17	4,0	9,5	34,2	-0,09
	B5AB-l	6,1	6,7	25,0	0,12	7,5	14,7	13,5	-0,22
	B5AB-r	0,9	8,9	34,6	-0,21	1,4	9,1	35,3	-0,20
	B5BC-l	1,4	7,6	37,6	-0,14	1,5	7,5	36,8	-0,14
	B5BC-r	1,6	7,6	29,8	-0,17	0,8	7,8	30,7	-0,21
Colonnes	C1A-b	5,1	26,1	52,1	-0,35	7,9	21,5	52,9	-0,17
	C1A-t	2,6	9,9	36,3	-0,16	3,5	6,8	22,3	-0,06
	C1B-b	5,6	15,5	38,8	-0,17	8,7	15,0	38,4	-0,04
	C1B-t	0,6	9,2	28,8	-0,29	0,5	9,8	30,1	-0,30
	C1C-b	6,1	14,6	41,7	-0,12	9,4	14,9	41,4	0,00
	C1C-t	0,2	9,8	33,3	-0,29	0,5	9,7	32,4	-0,27
	C2A-b	1,5	15,4	46,2	-0,28	3,3	15,0	46,3	-0,21
	C2A-t	0,1	10,2	36,6	-0,28	0,0	10,3	37,3	-0,28
	C2B-b	3,1	12,7	34,6	-0,22	5,7	12,7	34,9	-0,11
	C2B-t	2,8	12,5	34,3	-0,24	5,3	12,6	34,7	-0,12
	C2C-b	3,1	12,4	38,1	-0,20	4,9	12,6	37,9	-0,13
	C2C-t	3,3	12,5	38,3	-0,19	4,9	12,5	37,8	-0,13
	C3A-b	0,0	10,3	37,5	-0,27	0,0	10,6	38,6	-0,27
	C3A-t	0,6	16,3	48,6	-0,32	1,6	15,3	47,5	-0,27
	C3B-b	2,7	12,4	36,7	-0,22	5,1	12,4	36,8	-0,12
	C3B-t	3,3	12,7	37,3	-0,20	6,3	12,8	37,5	-0,08
	C3C-b	3,1	12,0	39,4	-0,18	4,4	12,0	39,1	-0,13
	C3C-t	4,2	12,6	40,6	-0,15	6,1	12,8	40,6	-0,08
	C4A-b	0,8	21,9	54,8	-0,38	1,2	17,6	51,8	-0,30
	C4A-t	0,5	10,1	37,9	-0,25	2,1	37,6	55,1	-0,62
	C4B-b	1,7	11,6	38,2	-0,24	3,2	11,7	38,2	-0,17
	C4B-t	4,0	13,1	40,8	-0,17	6,7	13,1	40,9	-0,06
	C4C-b	2,4	11,2	39,7	-0,19	2,8	11,1	39,3	-0,17
	C4C-t	5,5	13,1	43,6	-0,10	7,3	13,4	43,9	-0,04
	C5A-b	1,9	14,6	47,9	-0,24	1,9	18,9	54,5	-0,29

C5A-t	0,7	12,1	43,0	-0,26	0,6	7,7	28,2	-0,24
C5B-b	1,6	12,7	42,1	-0,24	2,8	12,8	42,2	-0,20
C5B-t	4,3	15,0	46,1	-0,18	6,4	15,0	46,0	-0,11
C5C-b	3,2	12,5	43,4	-0,17	3,5	12,4	43,3	-0,16
C5C-t	7,2	14,9	48,0	-0,07	8,4	15,0	48,1	-0,04

TABLE H.7 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 5S-TypeB-DC1-0,25g

Annexe I

Etat de déformation SD & NC des portiques 3S-TypeB

3S-TypeB-DC3-0,85g

Portique 3S-TypeB-DC3-0,85g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	19,1	7,1	47,7	0,48	29,5	7,4	49,8	0,79
	B1AB-r	14,8	11,0	48,5	0,25	24,2	11,2	49,1	0,55
	B1BC-l	14,9	8,0	52,4	0,30	24,4	8,7	56,0	0,53
	B1BC-r	14,5	11,1	50,0	0,24	24,0	11,3	50,7	0,52
	B2AB-l	12,4	6,7	43,4	0,30	17,6	7,1	47,4	0,43
	B2AB-r	10,2	10,3	47,1	0,12	14,2	10,9	48,5	0,23
	B2BC-l	10,4	7,2	47,0	0,20	14,4	7,7	50,9	0,30
	B2BC-r	9,1	10,3	48,2	0,08	12,4	10,8	49,3	0,18
	B3AB-l	8,7	9,6	21,4	0,19	10,3	6,2	38,5	0,26
	B3AB-r	4,9	9,3	45,4	-0,03	6,0	9,5	46,2	0,00
	B3BC-l	5,1	6,2	32,4	0,06	6,3	6,1	36,6	0,10
	B3BC-r	3,8	9,1	45,5	-0,07	5,3	9,5	46,9	-0,02
Colonnes	C1A-b	14,9	17,9	69,2	0,08	26,0	17,1	68,0	0,35
	C1A-t	4,3	7,9	42,7	-0,03	3,6	8,7	47,8	-0,06
	C1B-b	16,5	14,7	56,4	0,20	28,5	14,3	55,6	0,55
	C1B-t	1,7	11,3	65,4	-0,13	4,2	12,5	69,5	-0,08
	C1C-b	17,8	14,1	57,3	0,24	30,6	13,6	55,9	0,62
	C1C-t	3,4	11,6	64,2	-0,10	6,7	12,8	68,3	-0,03
	C2A-b	2,2	7,6	36,5	-0,11	4,7	10,8	53,3	-0,07
	C2A-t	4,5	21,0	79,2	-0,18	7,3	25,1	78,9	-0,17
	C2B-b	1,5	10,3	48,1	-0,17	0,5	9,5	45,0	-0,19
	C2B-t	6,1	13,0	67,5	-0,05	9,5	14,1	70,6	0,01
	C2C-b	1,3	10,2	48,9	-0,17	1,3	9,1	44,9	-0,16
	C2C-t	6,7	13,1	66,0	-0,04	10,4	14,5	69,8	0,03
	C3A-b	2,6	18,4	72,2	-0,20	4,5	21,4	75,8	-0,19
	C3A-t	1,2	7,5	30,1	-0,19	2,8	9,0	48,2	-0,10

	C3B-b	0,9	8,7	44,1	-0,17	2,0	7,7	37,3	-0,12
	C3B-t	4,5	14,5	67,9	-0,11	6,2	15,9	71,2	-0,09
	C3C-b	0,1	9,4	47,8	-0,19	0,8	9,0	46,2	-0,17
	C3C-t	5,2	13,6	64,6	-0,08	6,3	14,1	65,8	-0,06

TABLE I.1 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC3-0,85g

3S-TypeB-DC3-0,67g

Portique 3S-TypeB-DC3-0,67g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta} [-]$	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta} [-]$
Poutres	B1AB-l	15,5	7,0	46,6	0,37	23,5	7,5	50,4	0,59
	B1AB-r	11,6	10,6	47,9	0,16	17,7	11,2	49,2	0,34
	B1BC-l	11,8	7,5	49,2	0,22	17,9	8,5	55,0	0,36
	B1BC-r	11,5	10,7	49,0	0,15	17,6	11,3	50,6	0,33
	B2AB-l	10,5	6,4	40,0	0,25	14,2	6,6	42,9	0,37
	B2AB-r	8,2	10,0	46,0	0,06	10,6	10,4	46,9	0,14
	B2BC-l	8,4	6,5	32,7	0,21	10,8	7,1	46,7	0,21
	B2BC-r	7,3	10,0	47,0	0,03	9,2	10,3	48,0	0,09
	B3AB-l	7,5	8,4	23,5	0,15	8,6	8,2	23,8	0,22
	B3AB-r	4,3	9,1	44,9	-0,05	5,1	9,3	45,6	-0,03
	B3BC-l	4,5	6,1	36,7	0,03	5,4	6,4	29,8	0,07
	B3BC-r	3,0	8,8	44,7	-0,09	4,2	9,2	45,9	-0,06
Colonnes	C1A-b	11,4	19,6	68,3	-0,02	18,5	18,9	67,4	0,15
	C1A-t	4,2	7,7	31,7	-0,03	5,0	7,8	37,4	0,00
	C1B-b	12,6	15,1	54,1	0,09	20,4	14,8	53,6	0,32
	C1B-t	0,9	11,2	61,4	-0,16	2,7	12,0	64,0	-0,12
	C1C-b	13,6	14,7	55,6	0,12	22,0	14,2	54,3	0,38
	C1C-t	2,1	11,4	59,6	-0,14	4,5	12,4	62,9	-0,08
	C2A-b	1,1	8,3	38,5	-0,17	2,6	11,4	18,4	-0,40
	C2A-t	4,0	16,1	67,3	-0,15	6,7	18,7	72,2	-0,11
	C2B-b	2,4	11,1	47,3	-0,15	2,2	10,8	46,5	-0,16
	C2B-t	5,8	12,8	63,3	-0,06	9,4	13,3	64,5	0,02
	C2C-b	2,2	10,8	48,2	-0,15	1,7	10,6	47,2	-0,17
	C2C-t	6,4	13,0	61,7	-0,05	10,1	13,4	63,1	0,04
	C3A-b	2,2	16,5	64,9	-0,20	3,7	18,7	69,2	-0,19
	C3A-t	0,8	7,7	30,7	-0,21	1,9	7,9	28,4	-0,17
	C3B-b	0,4	9,4	44,2	-0,20	0,8	9,1	42,6	-0,18
	C3B-t	3,6	14,3	63,6	-0,14	4,7	14,7	64,7	-0,11
	C3C-b	0,2	9,9	46,8	-0,20	0,2	9,9	46,6	-0,21
	C3C-t	4,6	13,6	61,0	-0,10	5,3	13,7	61,2	-0,09

TABLE I.2 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC3-0,67g

3S-TypeB-DC3-0,44g

Portique 3S-TypeB-DC3-0,44g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	9,9	6,5	40,0	0,23	14,7	7,0	46,2	0,35
	B1AB-r	7,8	10,0	46,6	0,05	11,0	10,5	47,8	0,14
	B1BC-l	7,9	6,7	30,5	0,19	11,2	7,4	48,5	0,21
	B1BC-r	7,6	10,0	47,1	0,04	11,0	10,6	48,8	0,14
	B2AB-l	8,2	25,6	13,7	-0,93	10,2	6,4	38,7	0,25
	B2AB-r	6,2	9,6	44,8	0,00	8,0	10,0	45,8	0,06
	B2BC-l	6,3	6,8	29,4	0,11	8,1	6,8	29,5	0,20
	B2BC-r	5,3	9,5	45,4	-0,03	7,1	9,9	46,9	0,03
	B3AB-l	5,9	6,1	35,0	0,09	7,3	7,5	25,6	0,16
	B3AB-r	3,3	8,8	44,1	-0,08	4,2	9,1	44,8	-0,06
	B3BC-l	3,5	6,3	41,1	-0,02	4,4	6,1	37,3	0,02
	B3BC-r	2,0	8,5	43,5	-0,12	2,9	8,8	44,6	-0,10
Colonnes	C1A-b	7,1	20,7	67,4	-0,14	10,7	19,7	66,3	-0,04
	C1A-t	2,8	19,2	14,6	-1,01	4,0	7,8	29,5	-0,05
	C1B-b	7,9	15,3	52,5	-0,05	11,9	15,1	52,4	0,07
	C1B-t	0,1	10,9	58,3	-0,18	0,8	11,2	59,3	-0,17
	C1C-b	8,6	14,8	54,5	-0,02	12,8	14,7	54,0	0,10
	C1C-t	1,0	11,1	56,1	-0,17	1,9	11,4	57,4	-0,15
	C2A-b	0,1	9,9	44,8	-0,22	0,9	8,5	38,8	-0,18
	C2A-t	1,7	14,2	61,2	-0,19	3,7	15,8	64,4	-0,16
	C2B-b	1,9	11,4	46,6	-0,18	2,4	11,1	46,0	-0,16
	C2B-t	3,6	12,5	60,3	-0,11	5,5	12,8	61,2	-0,07
	C2C-b	2,0	11,1	47,6	-0,17	2,2	10,9	46,8	-0,16
	C2C-t	4,5	12,6	58,5	-0,10	6,1	12,9	59,5	-0,05
	C3A-b	1,9	14,4	58,5	-0,20	2,1	16,2	62,2	-0,21
	C3A-t	0,4	8,9	42,6	-0,19	0,7	7,7	32,3	-0,20
	C3B-b	0,2	9,5	43,0	-0,21	0,3	9,5	42,9	-0,21
	C3B-t	2,7	14,2	61,4	-0,16	3,5	14,2	61,5	-0,14
	C3C-b	0,5	10,1	46,2	-0,20	0,2	9,9	45,4	-0,21
	C3C-t	3,9	13,3	58,3	-0,12	4,5	13,6	59,0	-0,11

TABLE I.3 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC3-0,44g

3S-TypeB-DC3-0,22g

Portique 3S-TypeB-DC3-0,22g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
	B1AB-l	5,4	6,4	37,8	0,06	7,4	12,6	18,8	-0,05
	B1AB-r	4,5	9,2	44,1	-0,05	6,1	9,6	45,4	0,00

	B1BC-l	4,6	6,5	40,4	0,02	6,3	6,7	30,1	0,10
	B1BC-r	3,6	9,0	43,8	-0,08	5,3	9,5	45,3	-0,02
	B2AB-l	4,9	6,5	41,5	0,03	6,5	6,4	34,9	0,11
	B2AB-r	3,6	9,0	43,0	-0,08	4,7	9,3	43,9	-0,04
	B2BC-l	3,8	6,7	43,7	-0,02	4,9	6,4	39,0	0,03
	B2BC-r	2,6	8,7	42,8	-0,11	3,8	9,1	44,1	-0,07
	B3AB-l	4,0	6,4	42,3	0,00	4,8	6,2	39,7	0,03
	B3AB-r	1,8	8,4	42,6	-0,13	2,5	8,6	43,3	-0,11
	B3BC-l	2,1	6,8	45,8	-0,08	2,8	6,6	43,9	-0,05
	B3BC-r	0,4	8,0	41,3	-0,18	1,1	8,2	42,4	-0,15
Colonnes	C1A-b	3,7	27,6	66,7	-0,33	5,3	22,5	67,1	-0,21
	C1A-t	1,8	11,5	55,3	-0,16	2,1	7,7	32,8	-0,13
	C1B-b	4,1	16,0	53,9	-0,18	5,9	15,5	52,9	-0,12
	C1B-t	0,4	10,1	55,0	-0,17	0,2	10,6	57,4	-0,18
	C1C-b	4,5	14,2	53,8	-0,13	6,4	14,4	54,1	-0,08
	C1C-t	0,9	11,6	57,1	-0,18	1,2	11,4	57,0	-0,17
	C2A-b	0,2	11,7	50,2	-0,22	0,2	7,7	30,9	-0,24
	C2A-t	0,2	11,7	54,6	-0,21	0,8	17,8	68,9	-0,24
	C2B-b	0,6	11,2	46,3	-0,22	1,0	11,2	46,3	-0,21
	C2B-t	1,6	12,5	60,5	-0,17	2,4	12,6	60,6	-0,14
	C2C-b	1,6	11,3	48,5	-0,18	1,8	11,2	48,1	-0,17
	C2C-t	2,6	12,3	57,2	-0,14	3,4	12,4	57,8	-0,12
	C3A-b	1,4	12,7	54,2	-0,19	1,7	13,4	56,2	-0,19
	C3A-t	0,5	10,6	49,8	-0,20	0,1	9,8	46,9	-0,21
	C3B-b	0,3	8,9	40,2	-0,21	0,2	9,3	42,2	-0,21
	C3B-t	1,5	14,9	63,1	-0,20	2,0	14,4	61,9	-0,18
	C3C-b	0,7	10,4	47,1	-0,20	0,6	10,2	46,7	-0,20
	C3C-t	2,9	13,1	57,5	-0,15	3,3	13,2	57,9	-0,14

TABLE I.4 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC3-0,22g

3S-TypeB-DC2-0,44g

Portique 3S-TypeB-DC2-0,44g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	10,9	6,2	36,0	0,31	17,8	6,4	39,1	0,55
	B1AB-r	6,8	9,6	41,2	0,03	9,2	9,9	41,8	0,11
	B1BC-l	6,9	12,6	16,7	-0,11	9,2	6,5	39,8	0,20
	B1BC-r	6,6	9,5	41,5	0,02	9,9	10,1	43,1	0,13
	B2AB-l	8,4	10,3	18,8	0,15	10,0	6,4	28,6	0,33
	B2AB-r	4,8	9,2	40,0	-0,04	5,7	9,4	40,7	-0,01
	B2BC-l	4,9	6,2	34,8	0,04	5,7	6,3	28,2	0,09
	B2BC-r	4,0	8,9	40,0	-0,07	5,5	9,3	41,2	-0,02
	B3AB-l	6,4	5,9	32,7	0,13	7,3	6,1	28,8	0,19
	B3AB-r	1,9	8,3	38,6	-0,14	2,3	8,5	39,1	-0,12

	B3BC-l	2,0	6,6	41,9	-0,08	2,3	6,5	41,1	-0,07
	B3BC-r	0,0	7,6	36,5	-0,21	0,4	7,8	37,2	-0,19
Colonnes	C1A-b	8,8	19,6	58,3	-0,10	14,9	19,0	57,7	0,08
	C1A-t	2,2	9,8	43,1	-0,15	2,9	10,4	45,4	-0,13
	C1B-b	9,6	16,0	45,9	-0,02	16,1	15,5	45,3	0,22
	C1B-t	2,8	13,6	63,1	-0,15	7,0	14,8	65,9	-0,06
	C1C-b	10,2	15,8	49,5	0,00	17,0	15,3	48,2	0,24
	C1C-t	3,7	13,4	57,5	-0,13	7,1	14,4	60,5	-0,05
	C2A-b	0,8	8,3	30,4	-0,23	3,1	18,7	58,3	-0,24
	C2A-t	1,9	25,0	67,8	-0,32	4,8	37,3	67,6	-0,44
	C2B-b	3,2	12,9	43,6	-0,18	4,8	12,9	43,7	-0,12
	C2B-t	5,3	13,9	59,2	-0,09	8,4	13,9	59,3	-0,01
	C2C-b	3,2	12,4	45,1	-0,16	3,7	12,3	44,7	-0,14
	C2C-t	5,9	13,9	56,2	-0,08	8,1	14,2	56,8	-0,02
	C3A-b	2,3	14,7	52,6	-0,21	2,4	15,7	54,7	-0,22
	C3A-t	0,2	11,0	45,5	-0,23	0,4	9,9	41,8	-0,22
	C3B-b	1,1	11,9	44,6	-0,23	1,6	11,9	44,7	-0,21
	C3B-t	4,0	14,4	56,3	-0,14	5,0	14,4	56,2	-0,12
	C3C-b	1,6	11,6	45,1	-0,20	1,3	11,4	44,5	-0,21
	C3C-t	5,7	14,5	54,8	-0,10	6,4	14,7	55,4	-0,08

TABLE I.5 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC2-0,44g

3S-TypeB-DC2-0,22g

Portique 3S-TypeB-DC2-0,22g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	5,9	6,1	33,3	0,09	8,1	9,2	54,3	0,07
	B1AB-r	4,3	8,9	39,5	-0,05	5,6	9,3	40,5	-0,01
	B1BC-l	4,5	6,4	38,5	0,02	5,8	6,1	32,6	0,09
	B1BC-r	2,5	8,5	38,4	-0,12	4,0	8,9	39,8	-0,06
	B2AB-l	5,2	6,2	36,8	0,05	7,0	6,2	30,5	0,16
	B2AB-r	3,0	8,7	38,7	-0,10	3,9	8,9	39,4	-0,07
	B2BC-l	3,3	6,7	41,2	-0,03	4,1	6,4	38,7	0,00
	B2BC-r	1,1	8,1	37,3	-0,17	2,2	8,4	38,4	-0,13
	B3AB-l	4,9	6,1	37,3	0,05	5,7	5,9	35,2	0,08
	B3AB-r	1,1	8,0	37,8	-0,17	1,5	8,2	38,2	-0,15
	B3BC-l	1,6	6,9	43,9	-0,10	1,9	6,8	43,0	-0,09
	B3BC-r	1,4	7,0	33,9	-0,14	0,8	7,1	34,7	-0,17
	C1A-b	4,2	26,8	59,6	-0,34	6,3	20,4	60,0	-0,17
	C1A-t	1,8	8,2	42,7	-0,13	1,8	7,0	35,3	-0,12
	C1B-b	4,7	15,4	47,0	-0,17	6,9	14,9	46,2	-0,09
	C1B-t	0,3	11,3	60,1	-0,18	1,2	11,9	62,0	-0,16
	C1C-b	5,0	13,8	48,9	-0,12	7,3	14,1	49,2	-0,05
	C1C-t	2,6	12,4	57,8	-0,14	3,4	12,3	57,8	-0,12

C2A-b	0,5	15,1	54,2	-0,26	0,5	11,7	47,4	-0,23
C2A-t	0,1	7,2	35,6	-0,20	0,6	11,7	52,5	-0,20
C2B-b	1,0	11,3	43,0	-0,23	1,8	11,4	43,3	-0,20
C2B-t	2,2	12,7	59,6	-0,15	3,6	12,6	59,5	-0,12
C2C-b	2,8	11,3	45,9	-0,15	3,3	11,3	45,7	-0,13
C2C-t	4,3	12,3	55,0	-0,10	5,3	12,4	55,4	-0,07
C3A-b	1,9	11,8	49,0	-0,18	2,3	12,5	50,7	-0,17
C3A-t	1,7	11,4	50,5	-0,17	1,0	10,6	48,3	-0,19
C3B-b	0,1	10,1	43,2	-0,23	0,6	10,5	44,3	-0,22
C3B-t	2,0	13,6	57,4	-0,18	2,9	13,2	56,5	-0,15
C3C-b	2,2	10,7	46,1	-0,16	2,3	10,6	46,0	-0,15
C3C-t	4,8	12,7	53,8	-0,10	5,4	12,8	54,0	-0,08

TABLE I.6 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC2-0,22g

3S-TypeB-DC1-0,22g

Portique 3S-TypeB-DC1-0,22g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	6,8	6,6	28,9	0,14	9,7	7,4	22,8	0,34
	B1AB-r	3,9	9,4	34,0	-0,10	4,9	9,8	35,0	-0,06
	B1BC-l	4,1	7,1	37,2	-0,02	5,2	6,7	32,6	0,05
	B1BC-r	1,1	8,6	32,1	-0,21	3,0	9,2	33,8	-0,13
	B2AB-l	5,6	6,7	33,3	0,06	7,6	6,9	25,6	0,20
	B2AB-r	2,4	9,0	33,3	-0,16	3,1	9,4	34,0	-0,13
	B2BC-l	2,8	7,4	39,0	-0,08	3,4	7,1	36,9	-0,05
	B2BC-r	0,1	8,2	31,0	-0,26	1,0	8,6	32,3	-0,22
	B3AB-l	4,9	6,6	29,8	0,04	5,6	6,6	27,1	0,08
	B3AB-r	0,5	8,7	34,3	-0,23	0,8	8,8	34,8	-0,22
	B3BC-l	1,1	7,9	38,7	-0,16	1,3	7,7	37,9	-0,15
	B3BC-r	2,5	7,3	29,2	-0,11	1,9	7,5	30,2	-0,15
Colonnes	C1A-b	5,0	29,8	52,2	-0,42	8,3	20,6	52,7	-0,14
	C1A-t	1,9	7,7	35,2	-0,13	1,5	10,3	45,0	-0,18
	C1B-b	5,5	16,9	40,5	-0,20	8,9	16,6	40,0	-0,06
	C1B-t	1,6	13,8	64,4	-0,18	3,9	14,6	66,4	-0,13
	C1C-b	5,7	15,2	44,3	-0,14	9,3	15,7	44,6	-0,03
	C1C-t	4,7	14,8	58,0	-0,13	6,5	14,7	58,2	-0,08
	C2A-b	1,1	15,1	47,3	-0,28	1,1	13,2	44,3	-0,26
	C2A-t	0,1	10,1	43,3	-0,23	1,0	13,2	50,6	-0,23
	C2B-b	1,7	13,0	39,3	-0,26	3,5	13,3	39,6	-0,20
	C2B-t	3,1	14,3	59,3	-0,16	5,3	14,2	59,2	-0,10
	C2C-b	4,5	13,0	43,1	-0,14	5,5	13,0	42,9	-0,10
	C2C-t	5,9	13,7	52,8	-0,08	7,6	13,9	53,4	-0,04
	C3A-b	2,7	13,4	46,4	-0,20	3,0	14,6	48,4	-0,20
	C3A-t	2,0	12,8	48,0	-0,20	0,9	11,5	45,2	-0,22

C3B-b	0,4	11,8	41,1	-0,27	1,3	12,3	42,1	-0,24
C3B-t	2,3	15,0	54,9	-0,21	3,6	14,6	54,0	-0,17
C3C-b	3,3	12,3	44,1	-0,16	3,6	12,3	43,9	-0,15
C3C-t	5,8	14,2	50,9	-0,10	6,6	14,3	51,1	-0,07

TABLE I.7 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 3S-TypeB-DC1-0,22g

Annexe J

Etat de déformation SD & NC des portiques 8S-TypeB

8S-TypeB-DC3-0,85g

Portique 8S-TypeB-DC3-0,85g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	13,1	9,7	61,9	0,18	24,1	10,3	64,8	0,43
	B1AB-r	12,8	10,8	46,9	0,20	22,5	11,0	47,2	0,52
	B1BC-l	13,0	11,1	66,9	0,14	23,0	12,2	70,4	0,34
	B1BC-r	14,1	11,0	47,8	0,24	24,9	11,1	48,0	0,59
	B2AB-l	17,1	15,8	80,2	0,14	28,0	12,5	71,3	0,44
	B2AB-r	16,6	11,0	47,8	0,32	27,6	11,1	48,1	0,67
	B2BC-l	17,0	15,8	80,0	0,14	28,1	12,2	70,6	0,45
	B2BC-r	17,2	11,0	47,9	0,34	28,2	11,1	48,0	0,69
	B3AB-l	18,0	15,8	80,3	0,16	28,5	11,5	68,7	0,49
	B3AB-r	16,9	11,0	47,7	0,33	27,1	11,1	47,8	0,66
	B3BC-l	17,4	15,7	79,9	0,15	27,6	12,5	71,4	0,43
	B3BC-r	17,2	11,0	48,0	0,33	27,3	11,1	48,1	0,66
	B4AB-l	16,6	10,7	65,7	0,24	24,6	11,6	68,8	0,39
	B4AB-r	14,2	10,9	47,4	0,24	21,0	11,1	47,8	0,46
	B4BC-l	14,7	11,4	67,7	0,17	21,6	12,7	71,7	0,30
	B4BC-r	13,8	10,9	47,8	0,22	20,5	11,1	48,2	0,44
	B5AB-l	12,7	10,3	63,3	0,15	16,8	11,7	68,0	0,22
	B5AB-r	11,4	10,8	48,6	0,15	14,2	11,2	49,6	0,23
	B5BC-l	12,0	10,8	64,6	0,12	14,9	12,5	69,9	0,16
	B5BC-r	11,3	10,8	49,1	0,14	14,4	11,2	50,3	0,23
	B6AB-l	10,3	6,6	42,5	0,22	11,7	6,9	44,9	0,26
	B6AB-r	8,5	10,1	47,0	0,07	9,4	10,3	47,5	0,10
	B6BC-l	9,1	6,5	40,1	0,20	10,2	7,1	46,3	0,19
	B6BC-r	8,5	10,2	47,6	0,07	9,6	10,4	48,2	0,10
	B7AB-l	7,0	19,8	81,5	-0,11	7,2	7,0	29,0	0,15
	B7AB-r	5,1	9,4	44,3	-0,03	5,3	9,4	44,5	-0,02

	B7BC-l	5,8	19,9	80,4	-0,13	6,1	6,5	32,6	0,10
	B7BC-r	4,7	9,3	44,9	-0,04	5,0	9,4	45,0	-0,03
	B8AB-l	5,0	6,2	36,0	0,05	5,1	6,2	35,8	0,05
	B8AB-r	2,5	8,6	47,3	-0,10	2,5	8,6	47,3	-0,10
	B8BC-l	3,3	6,5	39,3	-0,03	3,4	6,5	39,0	-0,03
	B8BC-r	1,0	8,2	46,2	-0,14	1,1	8,2	46,3	-0,14
Colonnes	C1A-b	8,3	24,9	69,4	-0,17	16,7	22,3	69,6	0,06
	C1A-t	5,1	11,9	60,9	-0,06	7,7	9,3	50,9	0,05
	C1B-b	9,7	17,8	52,9	-0,05	19,3	19,6	55,4	0,19
	C1B-t	3,3	11,0	70,9	-0,08	3,6	17,5	19,9	-0,59
	C1C-b	11,1	16,7	54,2	0,02	21,8	17,9	55,9	0,29
	C1C-t	2,9	7,4	40,1	-0,07	3,0	7,4	41,3	-0,06
	C2A-b	2,7	20,4	69,9	-0,23	2,8	21,5	70,1	-0,24
	C2A-t	1,3	8,5	46,4	-0,14	1,2	8,2	44,5	-0,14
	C2B-b	3,6	13,0	46,8	-0,16	4,7	13,6	47,9	-0,13
	C2B-t	0,4	8,7	57,0	-0,14	0,5	9,0	58,8	-0,14
	C2C-b	3,0	12,6	48,4	-0,17	3,2	13,2	49,4	-0,16
	C2C-t	0,1	9,0	56,0	-0,16	0,1	9,4	58,2	-0,16
	C3A-b	0,9	13,9	58,4	-0,22	0,7	12,4	54,9	-0,21
	C3A-t	0,1	8,3	44,9	-0,18	0,1	10,1	53,7	-0,19
	C3B-b	1,4	11,0	43,8	-0,20	1,1	11,0	43,8	-0,21
	C3B-t	1,0	10,6	64,6	-0,14	1,6	11,6	68,2	-0,13
	C3C-b	1,2	10,7	45,1	-0,20	0,8	10,6	44,7	-0,21
	C3C-t	1,2	10,8	62,1	-0,14	1,9	11,7	65,6	-0,13
	C4A-b	0,2	9,0	42,5	-0,20	1,0	11,6	18,2	-0,54
	C4A-t	1,2	15,1	69,0	-0,19	2,8	20,3	79,7	-0,20
	C4B-b	0,7	10,6	42,3	-0,23	0,2	10,0	40,5	-0,24
	C4B-t	3,4	12,7	72,5	-0,10	5,9	14,1	76,9	-0,06
	C4C-b	0,5	10,3	43,8	-0,22	0,6	9,5	40,7	-0,21
	C4C-t	3,9	12,8	68,9	-0,10	6,2	14,3	73,8	-0,06
	C5A-b	1,2	9,5	45,0	-0,17	3,0	14,8	60,8	-0,17
	C5A-t	2,7	23,2	79,8	-0,24	4,8	29,7	79,7	-0,28
	C5B-b	0,4	10,2	43,1	-0,22	0,6	9,3	39,9	-0,21
	C5B-t	3,2	12,7	69,3	-0,11	6,1	14,1	73,6	-0,06
	C5C-b	0,7	10,4	45,8	-0,20	0,7	9,1	40,8	-0,20
	C5C-t	3,2	12,4	64,9	-0,11	5,4	14,1	70,4	-0,08
	C6A-b	0,9	19,0	69,6	-0,25	2,4	11,0	51,2	-0,14
	C6A-t	1,5	34,7	79,0	-0,41	2,7	11,0	55,8	-0,12
	C6B-b	0,2	9,9	43,9	-0,22	0,3	9,4	42,0	-0,21
	C6B-t	3,0	12,8	66,6	-0,12	4,5	13,5	68,6	-0,09
	C6C-b	0,5	10,1	46,2	-0,20	0,3	9,4	43,4	-0,21
	C6C-t	3,4	12,4	62,8	-0,11	4,5	13,3	65,5	-0,09
	C7A-b	1,4	12,0	54,4	-0,18	2,1	12,0	54,4	-0,16
	C7A-t	1,8	12,0	58,7	-0,16	2,3	12,0	58,7	-0,14
	C7B-b	0,0	10,5	46,3	-0,22	0,2	10,1	45,1	-0,22
	C7B-t	3,4	14,2	69,2	-0,13	3,9	14,6	70,3	-0,12

C7C-b	0,4	10,6	48,4	-0,21	0,1	10,2	47,1	-0,21
C7C-t	4,2	13,9	65,7	-0,11	4,6	14,3	66,9	-0,11
C8A-b	2,0	13,9	60,8	-0,18	2,1	14,0	61,1	-0,17
C8A-t	0,0	10,1	50,3	-0,20	0,0	10,0	49,8	-0,20
C8B-b	0,4	9,3	44,1	-0,20	0,5	9,1	43,1	-0,20
C8B-t	2,2	15,1	67,8	-0,17	2,3	15,4	68,4	-0,17
C8C-b	0,4	10,4	49,5	-0,20	0,3	10,3	49,3	-0,20
C8C-t	4,1	13,8	63,2	-0,12	4,2	13,9	63,4	-0,11

TABLE J.1 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC3-0,85g

8S-TypeB-DC3-0,67g

Portique 8S-TypeB-DC3-0,67g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta} [-]$	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta} [-]$
Poutres	B1AB-l	10,2	7,0	45,9	0,20	16,6	7,8	52,1	0,35
	B1AB-r	9,8	10,7	46,5	0,10	15,6	11,5	48,3	0,27
	B1BC-l	10,1	7,4	48,7	0,17	15,9	8,5	55,7	0,30
	B1BC-r	10,9	10,9	47,4	0,13	17,1	11,7	49,3	0,31
	B2AB-l	13,1	18,4	82,8	0,03	21,1	8,9	57,4	0,42
	B2AB-r	12,8	11,2	47,9	0,19	20,7	11,8	49,5	0,42
	B2BC-l	13,1	18,4	82,7	0,03	21,1	9,0	57,9	0,42
	B2BC-r	13,2	11,2	48,1	0,20	21,3	11,8	49,6	0,44
	B3AB-l	13,8	18,4	82,7	0,04	22,2	8,8	57,2	0,46
	B3AB-r	13,1	11,2	48,1	0,20	21,4	11,8	49,4	0,44
	B3BC-l	13,5	18,3	82,4	0,04	21,9	9,1	58,5	0,43
	B3BC-r	13,4	11,3	48,4	0,20	21,7	11,8	49,7	0,45
	B4AB-l	13,1	7,3	48,4	0,27	20,5	8,3	54,8	0,44
	B4AB-r	11,7	11,0	47,1	0,16	18,2	11,8	48,9	0,35
	B4BC-l	12,2	7,6	50,0	0,23	18,8	8,8	56,9	0,37
	B4BC-r	11,8	11,0	47,6	0,16	18,2	11,8	49,4	0,34
	B5AB-l	10,4	6,7	43,9	0,22	15,5	7,4	49,5	0,34
	B5AB-r	9,2	10,2	47,2	0,09	13,3	10,9	49,0	0,21
	B5BC-l	9,8	6,9	44,9	0,19	14,0	7,8	51,1	0,28
	B5BC-r	9,3	10,3	47,8	0,09	13,4	10,9	49,6	0,21
	B6AB-l	8,4	8,1	24,7	0,21	10,7	6,7	43,3	0,24
	B6AB-r	6,7	9,8	46,0	0,02	8,5	10,1	47,0	0,07
	B6BC-l	7,3	47,6	10,5	-3,43	9,2	6,5	40,2	0,20
	B6BC-r	6,6	9,8	46,3	0,01	8,6	10,2	47,6	0,07
	B7AB-l	5,6	20,2	81,5	-0,14	6,5	6,4	34,6	0,11
	B7AB-r	3,9	9,1	43,4	-0,07	4,7	9,2	44,0	-0,04
	B7BC-l	4,6	20,2	80,5	-0,16	5,4	6,4	36,9	0,06
	B7BC-r	3,6	9,0	43,8	-0,08	4,4	9,2	44,5	-0,05
	B8AB-l	4,1	6,4	38,5	0,00	4,6	6,3	37,2	0,02
	B8AB-r	1,9	8,4	46,6	-0,12	2,2	8,5	47,0	-0,11

Colonnes	B8BC-l	2,6	6,7	40,9	-0,06	3,0	6,5	39,9	-0,04
	B8BC-r	0,7	8,1	45,6	-0,15	1,1	8,2	46,2	-0,14
	C1A-b	6,4	26,9	68,2	-0,25	10,3	25,1	68,9	-0,13
	C1A-t	4,0	13,6	68,7	-0,11	6,5	11,9	63,4	-0,02
	C1B-b	7,3	18,1	54,6	-0,12	11,7	19,1	55,9	-0,01
	C1B-t	2,7	10,2	70,7	-0,08	4,1	6,7	39,9	0,00
	C1C-b	8,2	16,4	56,1	-0,06	13,2	17,6	57,3	0,06
	C1C-t	2,6	7,5	30,3	-0,11	3,8	9,4	63,0	-0,05
	C2A-b	1,9	23,0	69,0	-0,29	3,0	25,2	69,6	-0,30
	C2A-t	1,0	10,2	58,1	-0,15	1,6	11,5	61,7	-0,15
	C2B-b	2,6	12,7	47,6	-0,18	4,3	13,5	49,2	-0,13
	C2B-t	0,4	7,6	54,4	-0,13	0,8	7,4	52,8	-0,12
	C2C-b	2,1	12,0	49,4	-0,18	3,7	12,9	50,9	-0,14
	C2C-t	0,2	8,0	53,7	-0,14	0,5	7,7	52,1	-0,13
	C3A-b	0,6	15,5	62,5	-0,23	0,9	15,3	62,5	-0,22
	C3A-t	0,2	6,6	34,3	-0,18	0,2	6,8	38,9	-0,17
	C3B-b	0,9	10,5	44,3	-0,20	1,4	10,9	45,4	-0,19
	C3B-t	0,6	9,7	63,6	-0,14	0,7	9,8	64,3	-0,14
	C3C-b	0,9	10,1	45,9	-0,19	1,3	10,4	46,5	-0,18
	C3C-t	0,7	9,8	60,4	-0,14	0,9	10,0	61,6	-0,14
	C4A-b	0,1	8,7	44,4	-0,19	0,3	7,8	40,4	-0,18
	C4A-t	0,7	13,8	68,4	-0,19	1,4	15,4	71,8	-0,18
	C4B-b	0,6	10,0	42,9	-0,21	0,3	9,8	42,3	-0,22
	C4B-t	1,9	11,7	71,9	-0,12	3,5	12,5	74,4	-0,09
	C4C-b	0,5	9,8	45,2	-0,20	0,2	9,5	43,8	-0,21
	C4C-t	2,2	11,6	67,0	-0,12	3,8	12,4	70,1	-0,09
	C5A-b	1,0	16,3	65,1	-0,23	2,1	10,1	50,5	-0,14
	C5A-t	1,7	32,2	80,3	-0,37	3,0	10,1	56,5	-0,10
	C5B-b	0,1	9,2	42,4	-0,21	0,3	8,7	40,8	-0,20
	C5B-t	2,6	12,2	70,2	-0,12	4,5	13,0	72,8	-0,08
	C5C-b	0,3	9,3	45,2	-0,20	0,2	8,7	42,9	-0,20
	C5C-t	2,7	11,8	65,2	-0,11	4,6	12,6	68,2	-0,08
	C6A-b	1,0	126,2	72,1	-1,73	2,1	10,1	51,1	-0,13
	C6A-t	1,0	135,4	79,3	-1,69	2,6	10,1	55,8	-0,11
	C6B-b	0,0	8,9	43,1	-0,20	0,6	8,1	40,0	-0,18
	C6B-t	2,4	12,2	67,4	-0,12	4,3	13,2	70,2	-0,09
	C6C-b	0,1	8,9	45,3	-0,19	0,5	8,2	42,0	-0,17
	C6C-t	2,9	11,9	63,4	-0,12	4,3	12,9	66,4	-0,09
	C7A-b	1,5	11,1	54,3	-0,16	2,1	11,1	54,4	-0,14
	C7A-t	1,2	11,1	58,9	-0,16	2,1	11,1	58,8	-0,13
	C7B-b	0,1	9,4	45,8	-0,20	0,2	9,3	45,3	-0,20
	C7B-t	2,7	13,5	69,7	-0,13	3,6	13,6	70,2	-0,11
	C7C-b	0,4	9,7	48,9	-0,19	0,0	9,3	47,4	-0,20
	C7C-t	3,4	12,8	65,2	-0,11	4,2	13,3	66,6	-0,10
	C8A-b	1,8	12,5	59,7	-0,16	2,0	12,9	60,8	-0,16
	C8A-t	0,3	9,6	52,1	-0,17	0,0	9,2	50,4	-0,18

	C8B-b	0,3	8,2	42,8	-0,18	0,4	8,2	43,2	-0,18
	C8B-t	1,7	14,5	68,5	-0,17	2,0	14,4	68,3	-0,16
	C8C-b	0,3	9,5	49,6	-0,18	0,2	9,3	49,1	-0,18
	C8C-t	3,3	12,8	63,0	-0,12	3,6	13,0	63,5	-0,12

TABLE J.2 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC3-0,67g

8S-TypeB-DC3-0,44g

Portique 8S-TypeB-DC3-0,44g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	5,8	6,6	33,4	0,07	8,5	6,9	29,8	0,22
	B1AB-r	5,5	9,6	45,8	-0,02	8,2	10,1	47,4	0,06
	B1BC-l	5,7	6,7	32,0	0,07	8,4	6,6	34,1	0,19
	B1BC-r	5,9	9,7	46,2	-0,01	9,0	10,3	48,3	0,08
	B2AB-l	7,2	19,8	78,0	-0,11	10,6	7,2	44,0	0,22
	B2AB-r	6,9	9,9	47,0	0,02	10,3	10,5	48,8	0,12
	B2BC-l	7,2	19,7	78,0	-0,11	10,6	7,2	44,2	0,22
	B2BC-r	7,2	9,9	47,1	0,03	10,7	10,6	48,9	0,13
	B3AB-l	7,8	19,7	78,4	-0,09	11,6	7,1	43,9	0,25
	B3AB-r	7,3	10,0	46,9	0,03	10,9	10,6	48,7	0,13
	B3BC-l	7,7	19,6	78,0	-0,10	11,3	7,3	45,0	0,23
	B3BC-r	7,6	10,0	47,3	0,04	11,2	10,6	49,2	0,14
	B4AB-l	7,4	15,0	16,5	-0,20	10,8	6,7	41,7	0,25
	B4AB-r	6,9	9,6	47,1	0,03	9,9	10,1	48,6	0,11
	B4BC-l	7,3	36,8	11,2	-2,25	10,4	6,9	43,2	0,22
	B4BC-r	7,0	9,7	47,5	0,03	10,1	10,2	49,2	0,12
	B5AB-l	6,7	7,0	27,5	0,13	9,4	6,4	34,9	0,24
	B5AB-r	5,9	9,4	46,7	0,00	8,1	9,9	48,1	0,06
	B5BC-l	6,4	6,8	28,4	0,11	8,7	6,4	32,0	0,23
	B5BC-r	5,7	9,4	46,9	-0,01	8,0	9,9	48,5	0,06
	B6AB-l	5,4	6,4	39,0	0,05	7,1	7,0	28,8	0,15
	B6AB-r	3,9	9,1	43,7	-0,07	5,2	9,4	44,7	-0,03
	B6BC-l	4,5	6,5	41,1	0,01	5,8	6,4	34,4	0,08
	B6BC-r	3,4	9,0	43,6	-0,08	4,8	9,3	44,8	-0,04
	B7AB-l	3,3	20,7	81,1	-0,19	4,3	6,7	43,2	0,00
	B7AB-r	2,2	8,6	41,9	-0,12	3,0	8,8	42,7	-0,10
	B7BC-l	2,9	20,7	80,6	-0,20	3,7	6,8	43,8	-0,02
	B7BC-r	1,9	8,5	42,0	-0,13	2,7	8,8	42,9	-0,11
	B8AB-l	2,9	6,7	41,4	-0,05	3,4	6,6	40,2	-0,03
	B8AB-r	0,9	8,1	45,3	-0,15	1,3	8,2	45,9	-0,14
	B8BC-l	1,7	7,0	43,2	-0,10	2,1	6,8	42,3	-0,08
	B8BC-r	0,2	7,7	43,8	-0,17	0,2	7,9	44,7	-0,17
	C1A-b	3,4	45,9	64,3	-0,63	5,2	30,6	65,2	-0,34
	C1A-t	2,5	31,8	80,3	-0,35	3,4	17,1	74,5	-0,16

C1B-b	3,9	19,2	54,0	-0,24	6,0	18,6	53,3	-0,17
C1B-t	1,8	10,2	68,1	-0,11	2,4	6,6	39,7	-0,07
C1C-b	4,4	16,4	55,4	-0,17	6,7	16,5	54,7	-0,11
C1C-t	1,5	9,3	23,8	-0,30	2,2	8,2	26,7	-0,18
C2A-b	0,8	41,8	65,3	-0,62	1,4	24,2	66,0	-0,33
C2A-t	0,6	26,5	79,1	-0,32	0,8	11,2	59,6	-0,17
C2B-b	1,2	12,8	46,2	-0,24	1,9	12,6	45,8	-0,21
C2B-t	0,2	7,3	50,2	-0,14	0,3	7,6	52,4	-0,14
C2C-b	1,1	11,8	48,1	-0,21	1,6	12,0	47,9	-0,20
C2C-t	0,1	7,9	49,8	-0,16	0,1	8,0	50,9	-0,15
C3A-b	0,5	18,7	63,8	-0,28	0,8	15,2	58,6	-0,24
C3A-t	0,2	10,3	21,1	-0,47	0,2	7,5	43,4	-0,17
C3B-b	0,8	11,5	43,1	-0,24	1,2	11,5	42,9	-0,22
C3B-t	0,4	10,1	66,0	-0,14	0,6	10,4	67,0	-0,14
C3C-b	0,9	10,9	45,8	-0,21	1,2	11,0	45,5	-0,20
C3C-t	0,5	10,2	60,6	-0,15	0,8	10,4	62,0	-0,15
C4A-b	0,1	6,8	28,1	-0,24	0,2	7,5	36,5	-0,20
C4A-t	0,2	20,2	79,2	-0,25	0,6	15,5	70,1	-0,21
C4B-b	0,4	10,2	41,7	-0,23	0,5	10,0	41,4	-0,22
C4B-t	0,8	11,3	67,7	-0,15	1,4	11,6	68,6	-0,14
C4C-b	0,5	10,0	44,6	-0,21	0,5	9,9	43,9	-0,21
C4C-t	1,0	11,0	61,6	-0,15	1,6	11,4	63,2	-0,14
C5A-b	0,4	26,1	67,7	-0,38	0,6	10,1	48,1	-0,19
C5A-t	0,3	19,9	77,9	-0,25	0,8	10,1	54,7	-0,16
C5B-b	0,1	9,1	40,2	-0,22	0,1	9,2	40,6	-0,22
C5B-t	1,1	12,3	67,7	-0,16	1,9	12,2	67,5	-0,14
C5C-b	0,2	9,3	44,0	-0,20	0,2	9,2	43,4	-0,21
C5C-t	1,6	11,5	61,2	-0,15	2,3	11,8	62,3	-0,13
C6A-b	0,8	23,9	68,7	-0,33	1,0	11,1	50,7	-0,19
C6A-t	0,5	13,6	65,1	-0,20	1,2	11,1	57,6	-0,16
C6B-b	0,1	9,2	40,9	-0,22	0,0	9,7	42,5	-0,23
C6B-t	1,8	13,9	71,7	-0,15	2,9	13,4	70,4	-0,13
C6C-b	0,3	10,1	46,4	-0,20	0,3	9,9	45,9	-0,21
C6C-t	2,7	12,6	63,7	-0,13	3,6	12,8	64,6	-0,11
C7A-b	1,5	11,1	51,7	-0,17	1,9	19,0	68,6	-0,23
C7A-t	0,4	11,1	56,5	-0,18	0,8	7,4	39,2	-0,16
C7B-b	0,3	8,2	38,9	-0,20	0,2	8,8	41,5	-0,20
C7B-t	1,4	14,7	69,9	-0,18	1,9	14,1	68,3	-0,16
C7C-b	0,7	10,2	48,5	-0,19	0,6	10,0	47,9	-0,19
C7C-t	2,2	12,2	60,4	-0,14	2,7	12,4	61,2	-0,13
C8A-b	1,3	11,5	54,2	-0,17	1,5	12,0	55,6	-0,17
C8A-t	0,9	10,6	53,7	-0,17	0,6	10,1	52,0	-0,18
C8B-b	0,3	7,7	24,2	-0,30	0,4	7,2	33,6	-0,20
C8B-t	1,0	17,1	71,1	-0,22	1,3	15,9	68,7	-0,20
C8C-b	0,5	9,7	48,2	-0,18	0,4	9,5	47,8	-0,19
C8C-t	2,6	12,6	59,6	-0,14	2,9	12,7	60,0	-0,14

TABLE J.3 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC3-0,44g

8S-TypeB-DC3-0,22g

Portique 8S-TypeB-DC3-0,22g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta} [-]$	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta} [-]$
Poutres	B1AB-l	3,0	7,2	44,5	-0,06	4,6	6,7	39,4	0,01
	B1AB-r	2,7	8,8	43,2	-0,11	4,3	9,3	44,8	-0,06
	B1BC-l	2,9	7,2	44,5	-0,06	4,5	6,7	39,4	0,01
	B1BC-r	2,8	8,9	43,3	-0,10	4,4	9,3	44,9	-0,05
	B2AB-l	3,8	6,9	42,0	-0,02	5,7	6,6	34,1	0,07
	B2AB-r	3,5	9,1	44,1	-0,08	5,3	9,5	45,7	-0,03
	B2BC-l	3,7	6,9	41,7	-0,02	5,6	6,6	33,6	0,07
	B2BC-r	3,6	9,1	44,4	-0,08	5,5	9,6	45,9	-0,02
	B3AB-l	4,0	6,9	41,6	-0,02	5,9	6,6	33,4	0,08
	B3AB-r	3,6	9,1	44,2	-0,08	5,4	9,5	45,7	-0,02
	B3BC-l	4,0	6,9	41,1	-0,02	5,8	6,7	32,4	0,08
	B3BC-r	3,8	9,2	44,5	-0,07	5,7	9,6	46,0	-0,01
	B4AB-l	3,8	6,7	41,5	-0,02	5,6	6,4	34,3	0,07
	B4AB-r	3,4	8,8	44,7	-0,08	5,1	9,2	46,1	-0,03
	B4BC-l	3,8	6,7	41,2	-0,02	5,5	6,4	34,0	0,07
	B4BC-r	3,5	8,9	44,9	-0,08	5,1	9,3	46,4	-0,03
	B5AB-l	3,4	6,9	43,3	-0,03	5,0	6,5	38,5	0,03
	B5AB-r	2,7	8,6	43,9	-0,10	4,1	9,0	45,1	-0,06
	B5BC-l	3,3	6,9	43,3	-0,04	4,7	6,5	39,0	0,02
	B5BC-r	2,6	8,6	44,0	-0,10	3,8	9,0	45,2	-0,06
	B6AB-l	2,7	7,1	46,9	-0,06	3,8	6,8	44,0	-0,02
	B6AB-r	1,9	8,5	41,7	-0,13	2,8	8,8	42,7	-0,10
	B6BC-l	2,5	7,1	47,1	-0,07	3,4	6,8	44,6	-0,03
	B6BC-r	1,6	8,4	41,6	-0,14	2,4	8,7	42,6	-0,11
	B7AB-l	1,8	7,3	48,9	-0,09	2,5	7,2	47,7	-0,07
	B7AB-r	1,0	8,2	40,6	-0,16	1,6	8,4	41,2	-0,14
	B7BC-l	1,7	7,4	48,9	-0,10	2,3	7,2	47,6	-0,07
	B7BC-r	0,7	8,1	40,4	-0,17	1,3	8,3	41,2	-0,15
	B8AB-l	2,1	6,9	42,9	-0,08	2,5	6,8	42,2	-0,07
	B8AB-r	0,3	7,9	44,5	-0,17	0,6	8,0	44,8	-0,16
	B8BC-l	1,1	7,2	44,6	-0,12	1,4	7,1	43,9	-0,11
	B8BC-r	0,6	7,3	42,0	-0,15	0,4	7,5	42,9	-0,16
	C1A-b	1,5	11,1	44,9	-0,19	2,6	10,1	43,0	-0,14
	C1A-t	1,5	11,1	61,5	-0,14	2,1	10,1	57,7	-0,12
	C1B-b	1,8	20,2	50,2	-0,34	3,0	19,4	49,8	-0,30
	C1B-t	1,0	11,1	73,9	-0,13	1,4	7,8	32,2	-0,18
	C1C-b	2,1	16,3	52,8	-0,25	3,4	16,6	52,7	-0,21
	C1C-t	0,6	6,9	41,2	-0,14	1,0	6,9	40,7	-0,13

C2A-b	0,4	13,6	51,5	-0,25	0,6	10,1	43,9	-0,21
C2A-t	0,5	22,3	80,8	-0,27	0,5	10,1	56,6	-0,16
C2B-b	0,7	13,7	44,0	-0,29	1,0	13,4	43,4	-0,27
C2B-t	0,1	8,1	56,6	-0,14	0,1	8,5	58,6	-0,14
C2C-b	0,9	12,1	46,5	-0,23	1,1	12,1	46,2	-0,22
C2C-t	0,1	8,8	53,7	-0,16	0,1	9,0	54,8	-0,16
C3A-b	0,0	7,0	30,6	-0,23	0,1	36,3	63,2	-0,57
C3A-t	0,2	11,6	60,9	-0,19	0,1	22,8	78,7	-0,29
C3B-b	0,4	11,5	41,8	-0,26	0,5	11,3	41,4	-0,25
C3B-t	0,2	10,2	64,3	-0,15	0,3	10,4	65,1	-0,15
C3C-b	0,5	10,7	44,5	-0,22	0,6	10,7	44,1	-0,22
C3C-t	0,4	10,2	57,7	-0,17	0,5	10,3	58,8	-0,16
C4A-b	0,1	10,2	45,4	-0,22	0,1	11,4	48,8	-0,23
C4A-t	0,1	8,9	50,0	-0,18	0,1	7,1	28,8	-0,24
C4B-b	0,2	10,0	40,1	-0,24	0,2	9,9	39,9	-0,24
C4B-t	0,4	11,5	66,1	-0,16	0,6	11,5	66,4	-0,16
C4C-b	0,3	9,8	43,1	-0,22	0,3	9,8	42,9	-0,22
C4C-t	0,7	11,0	58,9	-0,17	0,9	11,1	59,7	-0,16
C5A-b	0,3	12,9	51,8	-0,24	0,4	17,5	60,8	-0,28
C5A-t	0,0	8,3	46,5	-0,18	0,3	8,1	45,2	-0,17
C5B-b	0,1	9,9	39,5	-0,25	0,1	9,9	39,6	-0,25
C5B-t	0,7	13,5	72,1	-0,17	1,0	13,5	72,1	-0,16
C5C-b	0,3	10,4	44,6	-0,22	0,4	10,4	44,5	-0,22
C5C-t	1,3	12,2	62,4	-0,16	1,7	12,4	63,1	-0,15
C6A-b	0,7	13,0	53,5	-0,22	0,8	15,3	58,4	-0,24
C6A-t	0,0	8,8	47,6	-0,18	0,3	7,1	31,9	-0,21
C6B-b	0,1	8,5	37,0	-0,23	0,1	8,8	38,0	-0,23
C6B-t	0,7	14,6	71,2	-0,19	1,1	14,4	70,6	-0,18
C6C-b	0,5	10,4	46,3	-0,21	0,5	10,4	46,0	-0,21
C6C-t	1,5	12,0	59,7	-0,16	2,0	12,1	60,3	-0,15
C7A-b	0,9	11,1	50,0	-0,19	1,1	13,4	55,8	-0,21
C7A-t	0,1	11,1	54,9	-0,20	0,1	8,6	45,5	-0,18
C7B-b	0,2	7,2	30,1	-0,23	0,3	7,5	33,8	-0,21
C7B-t	0,6	16,3	71,2	-0,22	0,9	15,6	69,7	-0,20
C7C-b	0,6	10,5	47,9	-0,20	0,7	10,3	47,5	-0,20
C7C-t	1,5	11,8	57,4	-0,16	1,8	12,0	57,9	-0,16
C8A-b	1,0	10,7	50,3	-0,18	1,1	11,0	51,3	-0,18
C8A-t	1,3	11,4	54,3	-0,17	1,1	11,1	53,3	-0,17
C8B-b	0,2	7,4	34,3	-0,20	0,3	8,1	22,1	-0,35
C8B-t	0,5	20,0	74,1	-0,26	0,7	18,4	71,4	-0,24
C8C-b	0,6	10,0	47,8	-0,19	0,6	9,8	47,3	-0,19
C8C-t	2,0	12,2	56,8	-0,16	2,3	12,4	57,2	-0,15

TABLE J.4 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC3-0,22g

8S-TypeB-DC2-0,44g

Portique 8S-TypeB-DC2-0,44g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	6,2	6,7	31,0	0,10	9,1	6,7	37,3	0,20
	B1AB-r	5,8	9,8	39,5	-0,02	8,5	10,5	41,4	0,07
	B1BC-l	6,0	6,7	30,9	0,09	8,8	6,9	39,2	0,18
	B1BC-r	6,1	9,8	39,8	-0,01	9,3	10,6	42,0	0,10
	B2AB-l	7,4	11,7	18,2	0,00	11,1	7,3	43,3	0,23
	B2AB-r	6,9	10,0	40,3	0,02	10,5	10,8	42,3	0,13
	B2BC-l	7,3	13,6	16,7	-0,13	10,8	7,4	43,6	0,22
	B2BC-r	7,2	10,1	40,5	0,03	10,9	10,9	42,5	0,15
	B3AB-l	7,6	14,7	16,1	-0,17	11,3	7,2	42,3	0,25
	B3AB-r	7,0	10,0	40,2	0,03	10,5	10,8	42,1	0,14
	B3BC-l	7,4	33,8	11,2	-1,98	11,0	7,4	43,5	0,23
	B3BC-r	7,3	10,1	40,6	0,03	10,8	10,9	42,5	0,14
	B4AB-l	7,3	8,3	21,7	0,14	10,7	6,9	40,6	0,24
	B4AB-r	6,5	9,6	41,1	0,02	9,4	10,3	42,8	0,11
	B4BC-l	7,0	8,3	21,7	0,13	10,0	7,0	41,2	0,21
	B4BC-r	6,6	9,7	41,3	0,02	9,5	10,3	43,1	0,11
	B5AB-l	6,4	6,4	30,9	0,12	8,9	6,5	28,8	0,26
	B5AB-r	5,3	9,3	40,1	-0,02	7,3	9,9	41,5	0,04
	B5BC-l	5,9	6,4	32,1	0,09	7,9	8,0	22,3	0,20
	B5BC-r	5,0	9,3	40,2	-0,04	7,0	9,8	41,8	0,03
	B6AB-l	5,0	6,5	36,8	0,04	6,7	6,7	27,2	0,14
	B6AB-r	3,8	9,0	39,1	-0,08	5,0	9,4	40,2	-0,04
	B6BC-l	4,4	6,6	37,7	0,01	5,7	6,4	30,9	0,09
	B6BC-r	3,3	8,9	39,1	-0,09	4,6	9,3	40,4	-0,05
	B7AB-l	3,4	6,9	41,3	-0,04	4,5	6,6	38,4	0,01
	B7AB-r	2,1	8,5	37,7	-0,14	2,9	8,8	38,4	-0,11
	B7BC-l	2,9	7,0	41,8	-0,06	3,7	6,8	39,6	-0,03
	B7BC-r	1,6	8,4	37,4	-0,16	2,3	8,7	38,4	-0,13
	B8AB-l	3,3	6,6	36,9	-0,04	3,7	6,5	35,8	-0,02
	B8AB-r	0,7	8,0	40,6	-0,17	1,0	8,2	41,1	-0,16
	B8BC-l	1,7	7,1	39,5	-0,11	2,0	6,9	38,6	-0,10
	B8BC-r	0,6	7,4	38,0	-0,17	0,4	7,6	39,1	-0,18
	C1A-b	3,8	45,0	57,0	-0,68	5,9	10,1	41,1	-0,02
	C1A-t	2,5	29,0	74,9	-0,33	3,3	13,8	61,8	-0,14
	C1B-b	4,3	18,4	45,0	-0,26	6,7	17,7	44,1	-0,16
	C1B-t	1,6	11,1	68,5	-0,12	2,0	6,8	40,2	-0,09
	C1C-b	4,8	16,2	47,8	-0,18	7,5	16,2	46,9	-0,10
	C1C-t	1,2	7,2	41,6	-0,13	1,8	7,3	44,0	-0,10
	C2A-b	0,7	34,4	58,0	-0,57	1,4	21,8	59,0	-0,33
	C2A-t	0,5	17,3	69,2	-0,24	0,7	7,7	41,0	-0,16
	C2B-b	1,3	12,8	39,3	-0,27	2,2	12,6	39,0	-0,24

C2B-t	0,1	8,9	56,7	-0,16	0,1	9,2	58,1	-0,16
C2C-b	1,3	11,9	42,0	-0,23	1,8	11,9	41,4	-0,22
C2C-t	0,2	9,3	52,7	-0,17	0,3	9,6	54,6	-0,17
C3A-b	0,2	19,5	58,5	-0,33	0,3	12,9	48,6	-0,26
C3A-t	0,0	8,1	43,2	-0,19	0,1	9,8	49,4	-0,20
C3B-b	0,7	11,1	37,9	-0,26	1,0	11,0	37,7	-0,25
C3B-t	0,5	10,5	60,9	-0,16	0,9	10,8	61,9	-0,15
C3C-b	0,7	10,6	40,5	-0,23	1,0	10,6	40,0	-0,23
C3C-t	0,7	10,5	55,3	-0,17	1,1	10,8	57,0	-0,16
C4A-b	0,1	14,3	51,4	-0,28	0,2	13,4	13,7	-0,96
C4A-t	0,1	13,9	60,2	-0,23	0,4	20,4	70,6	-0,28
C4B-b	0,4	10,0	37,2	-0,25	0,5	9,9	37,0	-0,25
C4B-t	0,8	11,4	61,0	-0,17	1,5	11,6	61,8	-0,15
C4C-b	0,5	9,9	39,9	-0,23	0,6	9,8	39,4	-0,23
C4C-t	1,2	11,1	55,3	-0,17	1,9	11,4	56,7	-0,15
C5A-b	0,4	61,9	60,5	-1,01	0,6	8,3	36,2	-0,21
C5A-t	0,4	74,6	72,3	-1,02	1,2	24,9	71,8	-0,32
C5B-b	0,3	10,3	37,6	-0,26	0,5	10,5	38,2	-0,25
C5B-t	1,5	13,1	66,0	-0,16	2,6	12,9	65,6	-0,13
C5C-b	0,6	10,5	41,6	-0,23	0,7	10,5	41,2	-0,23
C5C-t	2,3	12,3	58,6	-0,15	3,3	12,5	59,6	-0,12
C6A-b	0,9	17,4	57,8	-0,28	1,2	11,1	45,7	-0,20
C6A-t	0,5	7,1	29,1	-0,22	1,0	11,1	51,9	-0,18
C6B-b	0,0	9,5	37,7	-0,25	0,2	10,1	39,3	-0,25
C6B-t	1,6	13,5	63,6	-0,17	2,5	13,0	62,2	-0,15
C6C-b	0,8	10,5	43,0	-0,21	0,9	10,4	42,5	-0,21
C6C-t	2,5	12,1	55,9	-0,14	3,4	12,3	56,8	-0,12
C7A-b	1,3	11,1	46,6	-0,19	1,6	17,4	59,3	-0,25
C7A-t	0,3	11,1	50,9	-0,21	0,6	7,9	23,1	-0,30
C7B-b	0,2	8,5	36,2	-0,23	0,1	9,3	39,0	-0,23
C7B-t	1,4	14,4	62,2	-0,20	2,0	13,5	60,2	-0,17
C7C-b	0,8	10,3	44,0	-0,20	0,8	10,1	43,5	-0,20
C7C-t	2,6	12,1	54,1	-0,15	3,2	12,3	54,7	-0,13
C8A-b	1,5	11,1	47,7	-0,18	1,8	11,6	49,2	-0,18
C8A-t	1,3	11,0	49,5	-0,18	1,0	10,5	47,8	-0,19
C8B-b	0,3	7,1	28,5	-0,23	0,3	7,9	35,8	-0,21
C8B-t	1,1	16,2	62,5	-0,23	1,5	14,8	59,6	-0,21
C8C-b	0,9	9,9	44,3	-0,19	0,8	9,8	43,8	-0,19
C8C-t	3,2	12,3	52,9	-0,14	3,6	12,5	53,4	-0,13

TABLE J.5 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC2-0,44g

8S-TypeB-DC2-0,22g

Portique 8S-TypeB-DC2-0,22g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
Poutres	B1AB-l	3,0	7,2	40,0	-0,06	4,5	6,7	35,8	0,01
	B1AB-r	2,8	8,9	38,9	-0,12	4,2	9,2	40,2	-0,07
	B1BC-l	2,9	7,2	40,0	-0,06	4,4	6,7	35,7	0,00
	B1BC-r	2,8	8,9	39,0	-0,11	4,3	9,3	40,4	-0,06
	B2AB-l	3,8	6,9	37,7	-0,02	5,5	6,6	31,4	0,07
	B2AB-r	3,5	9,1	39,7	-0,09	5,2	9,5	41,0	-0,03
	B2BC-l	3,8	6,9	37,5	-0,03	5,5	6,6	30,9	0,06
	B2BC-r	3,7	9,1	40,0	-0,08	5,4	9,6	41,3	-0,03
	B3AB-l	4,0	6,9	37,4	-0,02	5,7	6,6	31,0	0,08
	B3AB-r	3,6	9,1	39,8	-0,09	5,3	9,5	41,0	-0,03
	B3BC-l	4,0	6,9	37,0	-0,02	5,7	6,6	30,1	0,08
	B3BC-r	3,8	9,2	40,1	-0,08	5,5	9,6	41,3	-0,02
	B4AB-l	3,8	6,7	37,3	-0,02	5,4	6,4	31,4	0,07
	B4AB-r	3,3	8,9	40,5	-0,09	4,8	9,3	41,7	-0,04
	B4BC-l	3,7	6,7	37,1	-0,02	5,3	6,4	31,2	0,06
	B4BC-r	3,4	8,9	40,7	-0,09	4,9	9,3	41,9	-0,04
	B5AB-l	3,3	6,9	39,0	-0,04	4,7	6,5	35,1	0,03
	B5AB-r	2,7	8,7	39,7	-0,11	3,9	9,1	40,8	-0,07
	B5BC-l	3,2	6,9	39,0	-0,05	4,4	6,5	35,5	0,01
	B5BC-r	2,5	8,7	39,8	-0,12	3,6	9,0	40,9	-0,08
	B6AB-l	2,6	7,1	42,1	-0,07	3,7	6,8	39,7	-0,02
	B6AB-r	1,9	8,5	37,6	-0,15	2,7	8,7	38,4	-0,12
	B6BC-l	2,5	7,1	42,2	-0,08	3,4	6,8	40,1	-0,04
	B6BC-r	1,5	8,4	37,4	-0,16	2,3	8,7	38,3	-0,13
	B7AB-l	2,0	7,3	43,7	-0,10	2,6	7,1	42,6	-0,07
	B7AB-r	1,0	8,2	36,6	-0,18	1,6	8,4	37,2	-0,16
	B7BC-l	1,7	7,4	44,0	-0,11	2,3	7,2	42,9	-0,08
	B7BC-r	0,5	8,1	36,2	-0,20	1,0	8,2	36,8	-0,18
	B8AB-l	2,6	6,8	38,0	-0,07	2,9	6,7	37,5	-0,06
	B8AB-r	0,3	7,9	40,0	-0,19	0,5	8,0	40,3	-0,18
	B8BC-l	1,1	7,2	40,5	-0,13	1,4	7,1	40,0	-0,12
	B8BC-r	1,2	7,2	37,1	-0,14	0,9	7,3	37,5	-0,16
	C1A-b	1,6	11,1	41,7	-0,21	2,5	10,1	39,9	-0,15
	C1A-t	1,5	11,1	57,0	-0,15	2,1	10,1	53,4	-0,13
	C1B-b	1,8	20,1	46,5	-0,37	2,9	19,4	46,1	-0,32
	C1B-t	1,0	6,8	39,0	-0,13	1,4	7,9	29,8	-0,19
	C1C-b	2,1	16,3	49,0	-0,27	3,3	16,6	48,9	-0,23
	C1C-t	0,7	6,9	38,2	-0,15	1,0	6,9	37,8	-0,14
	C2A-b	0,4	14,2	48,7	-0,28	0,6	10,1	40,7	-0,23
	C2A-t	0,5	22,8	74,8	-0,29	0,5	10,1	52,4	-0,18
	C2B-b	0,7	13,6	40,7	-0,31	1,0	13,3	40,2	-0,29
	C2B-t	0,1	8,2	52,8	-0,15	0,1	8,5	54,5	-0,15
	C2C-b	0,9	12,0	43,0	-0,25	1,1	12,1	42,8	-0,24
	C2C-t	0,1	8,9	49,9	-0,18	0,1	9,0	50,8	-0,17
	C3A-b	0,0	7,1	29,4	-0,24	0,1	26,1	58,6	-0,44

C3A-t	0,2	11,4	55,6	-0,20	0,1	17,4	68,6	-0,25
C3B-b	0,4	11,4	38,5	-0,28	0,5	11,2	38,2	-0,27
C3B-t	0,2	10,3	60,0	-0,17	0,3	10,5	60,7	-0,16
C3C-b	0,5	10,6	41,0	-0,24	0,6	10,6	40,7	-0,24
C3C-t	0,4	10,2	53,7	-0,18	0,5	10,4	54,7	-0,18
C4A-b	0,2	10,6	43,2	-0,24	0,2	12,4	47,4	-0,26
C4A-t	0,0	8,5	44,6	-0,19	0,1	12,7	16,7	-0,75
C4B-b	0,1	9,7	36,5	-0,26	0,2	9,7	36,3	-0,26
C4B-t	0,4	11,7	62,0	-0,18	0,6	11,8	62,3	-0,17
C4C-b	0,3	9,6	39,6	-0,23	0,3	9,6	39,3	-0,23
C4C-t	0,7	11,1	55,0	-0,18	1,0	11,3	55,7	-0,18
C5A-b	0,4	13,0	48,4	-0,26	0,4	16,7	55,3	-0,29
C5A-t	0,0	8,3	43,0	-0,19	0,2	7,2	34,5	-0,20
C5B-b	0,1	9,9	36,7	-0,27	0,1	9,9	36,8	-0,27
C5B-t	0,7	13,4	66,9	-0,18	1,0	13,4	66,9	-0,18
C5C-b	0,4	10,4	41,6	-0,24	0,4	10,4	41,5	-0,23
C5C-t	1,3	12,2	57,8	-0,18	1,7	12,3	58,4	-0,16
C6A-b	0,7	12,8	49,2	-0,24	0,8	14,5	52,8	-0,25
C6A-t	0,0	9,0	45,3	-0,20	0,2	7,3	35,5	-0,20
C6B-b	0,1	8,9	35,6	-0,25	0,1	9,1	36,4	-0,25
C6B-t	0,7	14,2	65,4	-0,20	1,0	14,0	64,8	-0,19
C6C-b	0,5	10,5	43,2	-0,22	0,6	10,5	43,1	-0,22
C6C-t	1,6	11,9	55,3	-0,17	2,0	12,0	55,7	-0,16
C7A-b	0,9	11,8	48,2	-0,22	1,1	12,6	50,2	-0,22
C7A-t	0,3	10,2	48,4	-0,20	0,0	9,3	45,2	-0,21
C7B-b	0,2	7,4	30,9	-0,23	0,2	7,9	33,7	-0,23
C7B-t	0,6	15,7	65,0	-0,23	0,9	15,1	63,7	-0,21
C7C-b	0,7	10,4	44,5	-0,21	0,8	10,4	44,2	-0,21
C7C-t	1,8	11,8	53,4	-0,17	2,2	12,0	53,7	-0,16
C8A-b	1,1	10,6	46,3	-0,19	1,2	10,8	46,9	-0,19
C8A-t	1,8	11,6	50,9	-0,17	1,6	11,3	50,3	-0,18
C8B-b	0,2	7,2	30,3	-0,23	0,3	14,6	13,9	-1,02
C8B-t	0,5	19,7	68,5	-0,28	0,7	17,6	65,0	-0,25
C8C-b	0,9	10,0	44,7	-0,19	0,9	10,0	44,5	-0,19
C8C-t	2,7	12,2	52,6	-0,15	2,9	12,2	52,7	-0,15

TABLE J.6 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC2-0,22g

8S-TypeB-DC1-0,22g

Portique 8S-TypeB-DC1-0,22g									
Element	Section	θ_{SD}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{SD,\theta}$ [-]	θ_{NC}	θ_y	θ_u^{pl}	$\alpha_{NC,\theta}$ [-]
	B1AB-l	3,0	7,2	35,6	-0,07	4,4	6,8	31,9	0,01
	B1AB-r	2,7	8,9	34,6	-0,13	4,2	9,2	35,7	-0,08
	B1BC-l	2,9	7,2	35,6	-0,07	4,3	6,8	31,9	0,00

B1BC-r	2,8	8,9	34,7	-0,13	4,3	9,3	35,8	-0,07
B2AB-l	3,7	6,9	35,5	-0,03	5,4	6,6	29,3	0,06
B2AB-r	3,4	9,2	33,8	-0,11	5,0	9,7	34,9	-0,05
B2BC-l	3,6	6,9	35,3	-0,03	5,3	6,6	29,0	0,06
B2BC-r	3,5	9,3	34,0	-0,11	5,2	9,7	35,1	-0,04
B3AB-l	3,9	6,9	35,2	-0,02	5,5	6,6	28,8	0,07
B3AB-r	3,5	9,2	33,8	-0,11	5,1	9,7	35,0	-0,05
B3BC-l	3,8	6,9	34,8	-0,02	5,5	6,6	28,0	0,07
B3BC-r	3,7	9,3	34,1	-0,10	5,3	9,8	35,2	-0,04
B4AB-l	3,8	6,7	34,5	-0,02	5,4	6,4	29,0	0,07
B4AB-r	3,3	8,9	34,7	-0,11	4,8	9,3	35,7	-0,05
B4BC-l	3,7	6,7	34,2	-0,02	5,3	6,4	28,7	0,07
B4BC-r	3,4	8,9	34,9	-0,10	4,9	9,4	35,9	-0,05
B5AB-l	3,4	6,9	34,6	-0,04	4,8	6,5	31,1	0,04
B5AB-r	2,8	8,6	35,1	-0,12	4,0	9,0	36,0	-0,07
B5BC-l	3,3	6,9	34,6	-0,05	4,6	6,5	31,3	0,02
B5BC-r	2,6	8,6	35,2	-0,13	3,8	9,0	36,2	-0,08
B6AB-l	2,7	7,0	37,3	-0,07	3,8	6,7	35,0	-0,02
B6AB-r	2,0	8,5	33,5	-0,16	2,8	8,8	34,2	-0,13
B6BC-l	2,6	7,1	37,5	-0,08	3,5	6,8	35,5	-0,04
B6BC-r	1,6	8,4	33,3	-0,18	2,4	8,7	34,1	-0,14
B7AB-l	2,0	7,3	38,8	-0,11	2,7	7,1	37,7	-0,08
B7AB-r	1,1	8,2	32,6	-0,20	1,6	8,4	33,1	-0,18
B7BC-l	1,8	7,4	39,1	-0,12	2,3	7,2	38,0	-0,09
B7BC-r	0,5	8,1	32,2	-0,23	1,0	8,3	32,8	-0,20
B8AB-l	2,6	6,8	33,8	-0,08	2,9	6,7	33,3	-0,06
B8AB-r	0,3	7,9	35,6	-0,21	0,5	8,0	35,9	-0,20
B8BC-l	1,1	7,2	35,9	-0,15	1,4	7,1	35,5	-0,14
B8BC-r	1,2	7,2	33,0	-0,16	0,9	7,3	33,4	-0,18
C1A-b	1,6	11,1	34,4	-0,25	2,5	10,1	32,9	-0,19
C1A-t	1,5	11,1	47,0	-0,18	2,0	10,1	44,1	-0,16
C1B-b	1,8	19,9	38,4	-0,44	2,9	19,3	37,9	-0,39
C1B-t	1,0	6,9	30,8	-0,17	1,4	8,8	22,3	-0,30
C1C-b	2,1	16,2	40,3	-0,32	3,3	16,5	40,2	-0,28
C1C-t	0,6	7,0	32,1	-0,19	0,9	6,9	31,9	-0,17
C2A-b	0,4	14,1	40,1	-0,34	0,5	10,1	33,6	-0,28
C2A-t	0,5	22,5	61,7	-0,35	0,5	10,1	43,2	-0,22
C2B-b	0,7	13,2	33,1	-0,37	0,9	12,9	32,7	-0,35
C2B-t	0,0	8,5	45,0	-0,19	0,0	8,8	46,3	-0,19
C2C-b	0,8	11,8	35,2	-0,30	1,0	11,8	34,9	-0,29
C2C-t	0,1	9,0	41,8	-0,21	0,2	9,2	42,8	-0,21
C3A-b	0,0	7,4	26,1	-0,28	0,1	12,4	38,5	-0,32
C3A-t	0,2	11,1	45,3	-0,24	0,1	13,2	49,5	-0,26
C3B-b	0,4	11,3	31,7	-0,34	0,5	11,2	31,4	-0,33
C3B-t	0,2	10,2	49,4	-0,20	0,4	10,4	50,0	-0,20
C3C-b	0,5	10,6	33,9	-0,29	0,6	10,6	33,6	-0,29

C3C-t	0,4	10,2	44,3	-0,22	0,5	10,4	45,0	-0,21
C4A-b	0,1	10,0	34,3	-0,29	0,1	10,6	35,7	-0,29
C4A-t	0,1	9,1	39,1	-0,23	0,0	7,3	31,0	-0,23
C4B-b	0,2	10,1	30,9	-0,32	0,3	10,1	30,8	-0,31
C4B-t	0,4	11,3	50,1	-0,21	0,5	11,3	50,3	-0,21
C4C-b	0,3	9,8	33,2	-0,28	0,4	9,9	33,1	-0,28
C4C-t	0,7	10,9	44,8	-0,22	0,9	11,0	45,3	-0,21
C5A-b	0,3	12,4	38,7	-0,31	0,3	15,7	43,9	-0,35
C5A-t	0,0	8,7	37,0	-0,24	0,2	7,1	24,7	-0,28
C5B-b	0,1	10,3	30,8	-0,33	0,2	10,3	30,9	-0,32
C5B-t	0,6	13,1	54,1	-0,22	0,9	13,1	54,1	-0,21
C5C-b	0,4	10,5	34,4	-0,29	0,5	10,5	34,3	-0,28
C5C-t	1,2	12,1	47,2	-0,21	1,6	12,2	47,5	-0,20
C6A-b	0,6	12,9	40,5	-0,29	0,7	14,9	43,8	-0,31
C6A-t	0,0	8,9	36,7	-0,24	0,2	7,2	27,1	-0,25
C6B-b	0,1	8,8	28,9	-0,30	0,1	9,0	29,6	-0,30
C6B-t	0,7	14,4	53,8	-0,25	1,1	14,1	53,3	-0,23
C6C-b	0,5	10,4	35,3	-0,27	0,6	10,4	35,1	-0,27
C6C-t	1,6	12,0	45,5	-0,21	2,0	12,1	45,8	-0,19
C7A-b	0,9	11,9	39,7	-0,26	1,1	12,8	41,4	-0,27
C7A-t	0,2	10,1	39,4	-0,25	0,0	9,2	36,6	-0,25
C7B-b	0,2	7,4	25,2	-0,28	0,2	7,9	27,7	-0,27
C7B-t	0,6	15,8	53,4	-0,28	1,0	15,1	52,2	-0,26
C7C-b	0,7	10,4	36,5	-0,26	0,8	10,3	36,2	-0,25
C7C-t	1,8	11,9	43,8	-0,21	2,2	12,0	44,1	-0,19
C8A-b	1,1	10,6	38,0	-0,23	1,3	10,8	38,5	-0,23
C8A-t	1,8	11,5	41,7	-0,21	1,6	11,3	41,2	-0,21
C8B-b	0,2	7,2	24,4	-0,28	0,3	10,8	13,5	-0,77
C8B-t	0,5	19,6	56,0	-0,34	0,7	17,5	53,1	-0,31
C8C-b	0,9	10,0	36,6	-0,23	0,9	10,0	36,5	-0,23
C8C-t	2,7	12,2	43,1	-0,18	2,9	12,2	43,2	-0,18

TABLE J.7 – Coefficient de vérification local $\alpha_{SD,\theta}$ et $\alpha_{NC,\theta}$ des portiques 8S-TypeB-DC1-0,22g

Annexe K

Dimensionnement des portiques 5S-TypeB

Portique 5S-TypeB-DC3-0,85g

Efforts Internes

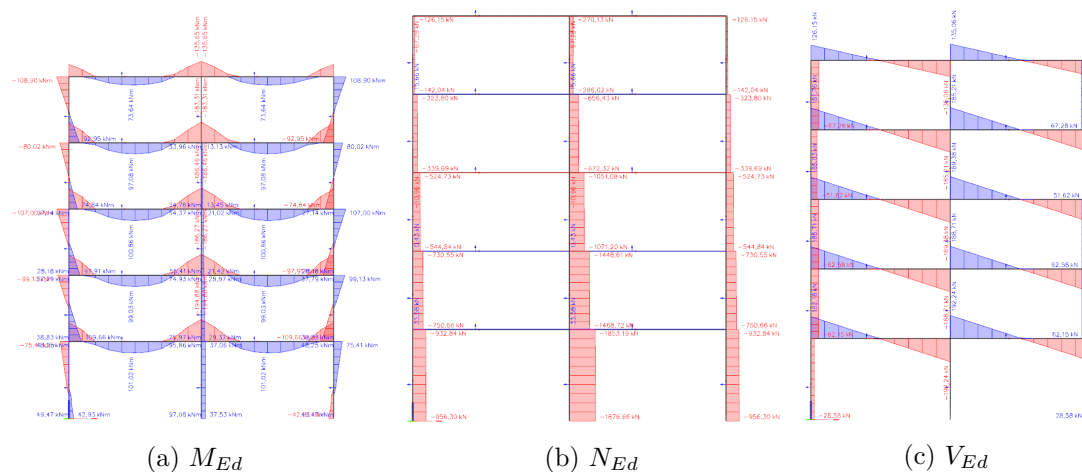


FIGURE K.1 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g

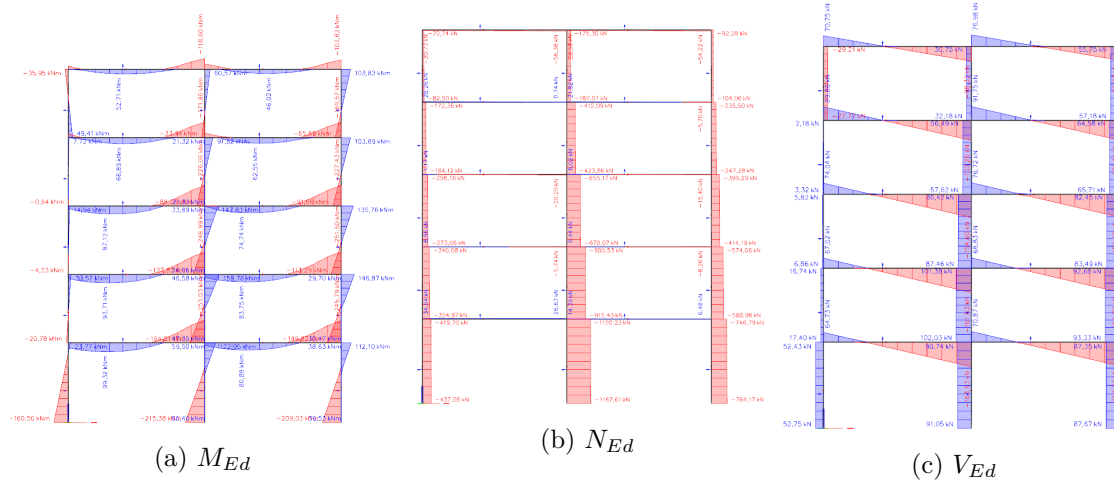


FIGURE K.2 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC3-0,85g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,67g

Efforts Internes

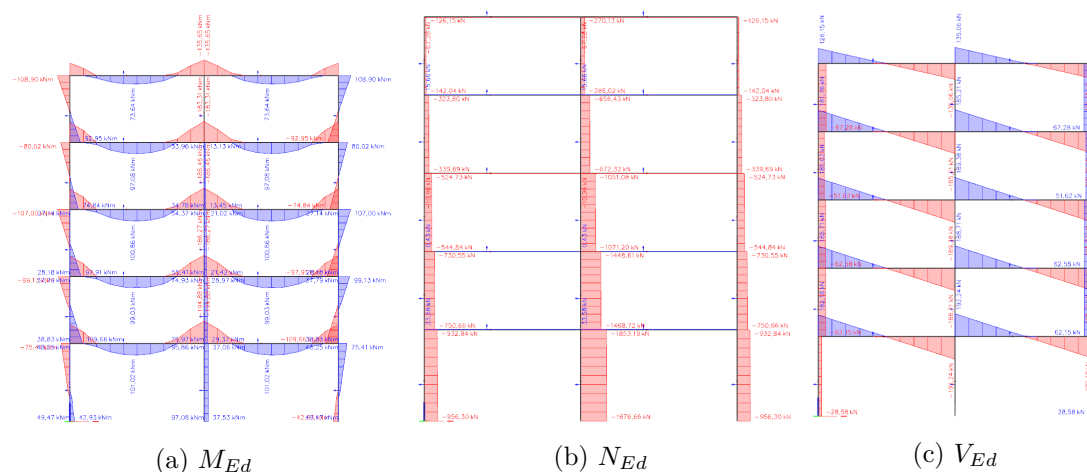


FIGURE K.3 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g

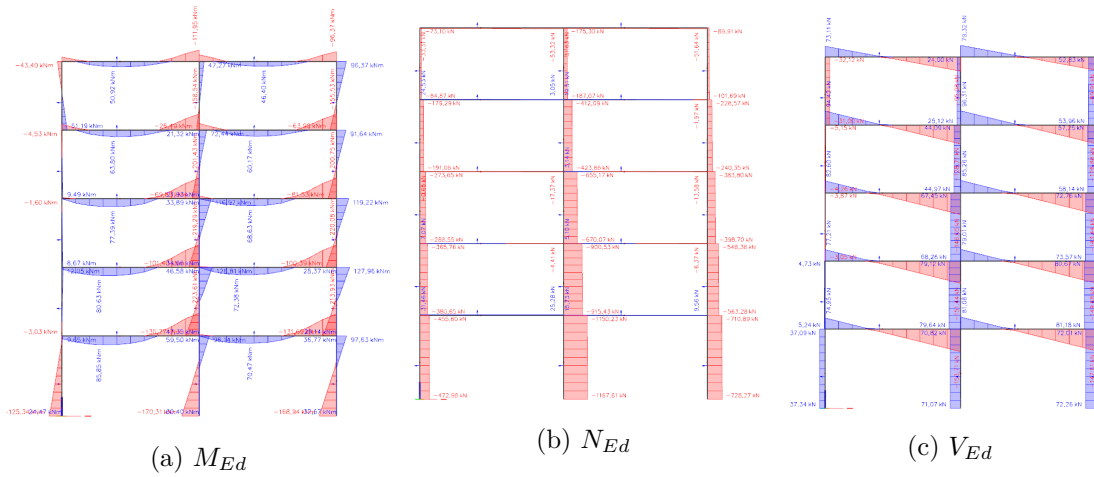


FIGURE K.4 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC3-0,67g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,44g

Efforts Internes

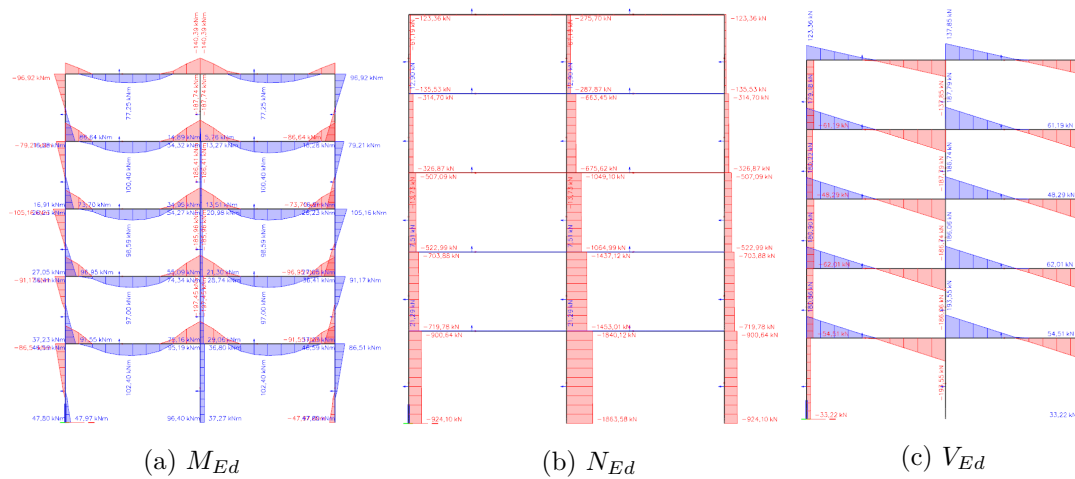


FIGURE K.5 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g

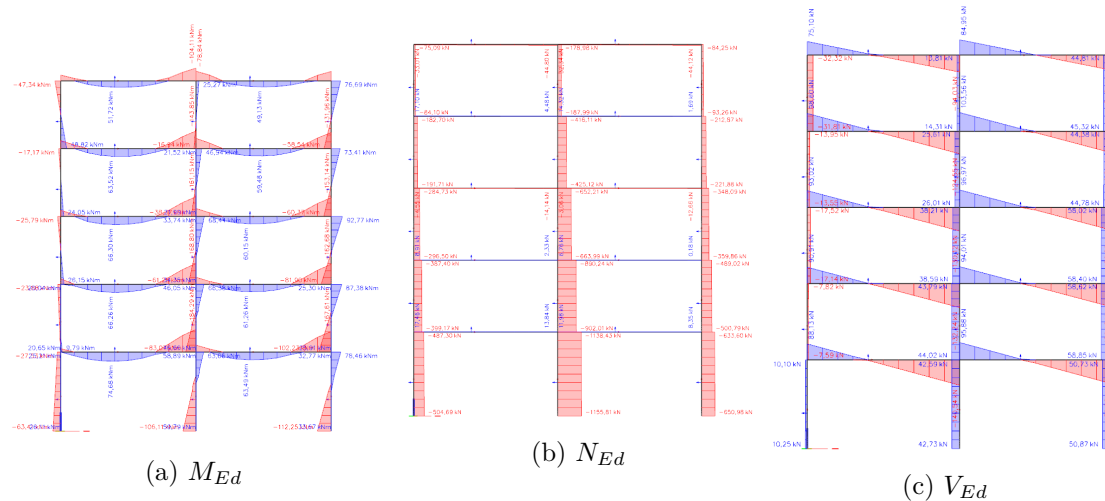


FIGURE K.6 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC3-0,44g

Portique 5S-TypeB-DC3-0,22g

Efforts Internes

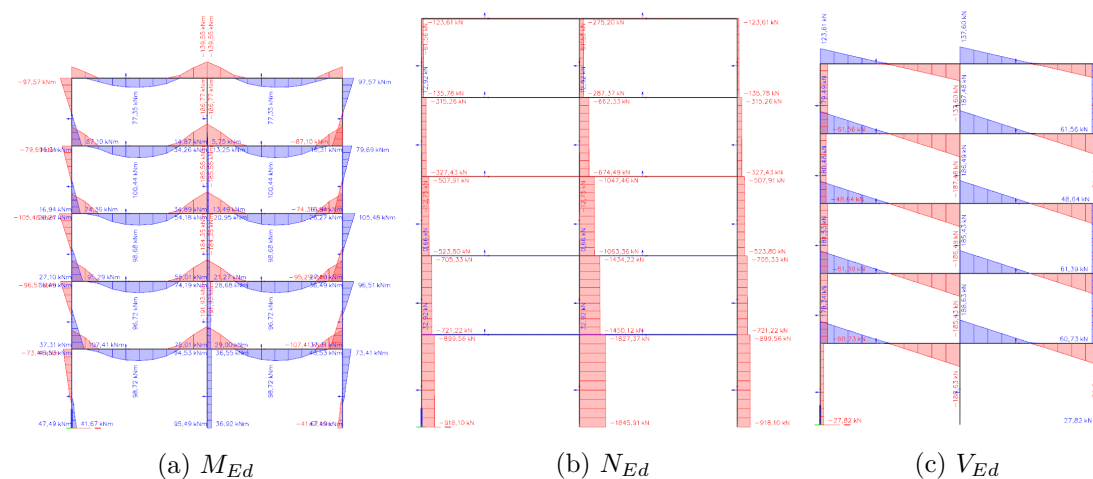


FIGURE K.7 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g

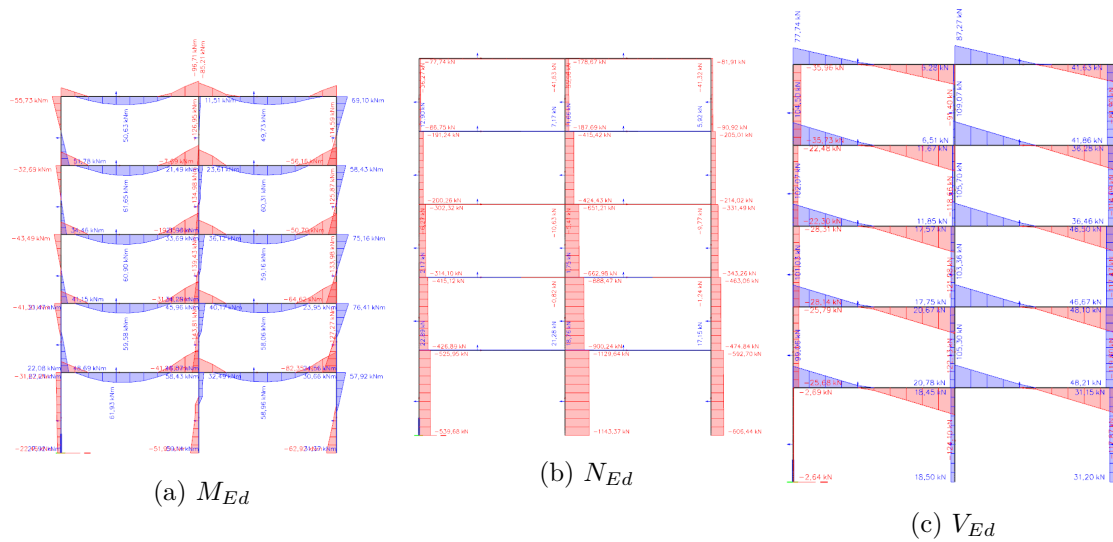


FIGURE K.8 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC3-0,22g

Portique 5S-TypeB-DC2-0,44g

Efforts Internes

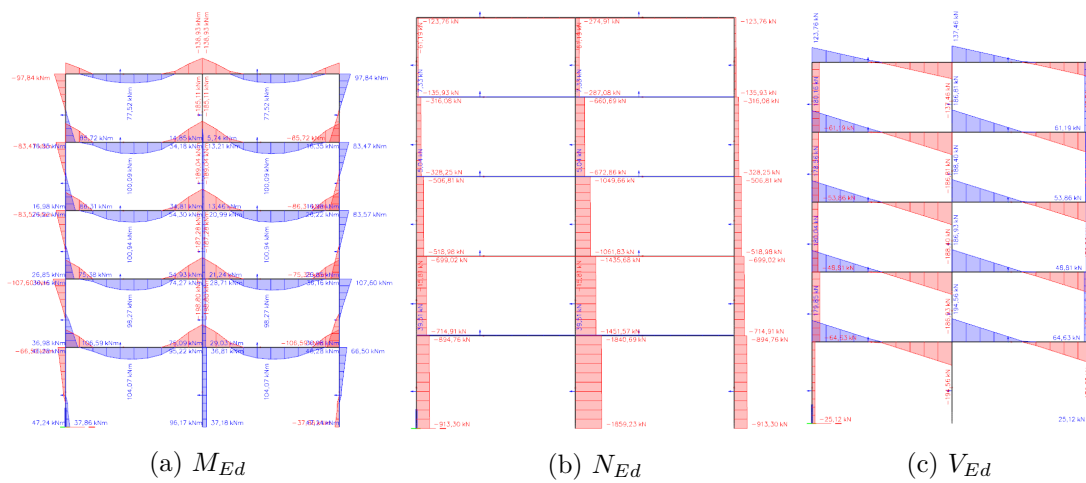


FIGURE K.9 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g

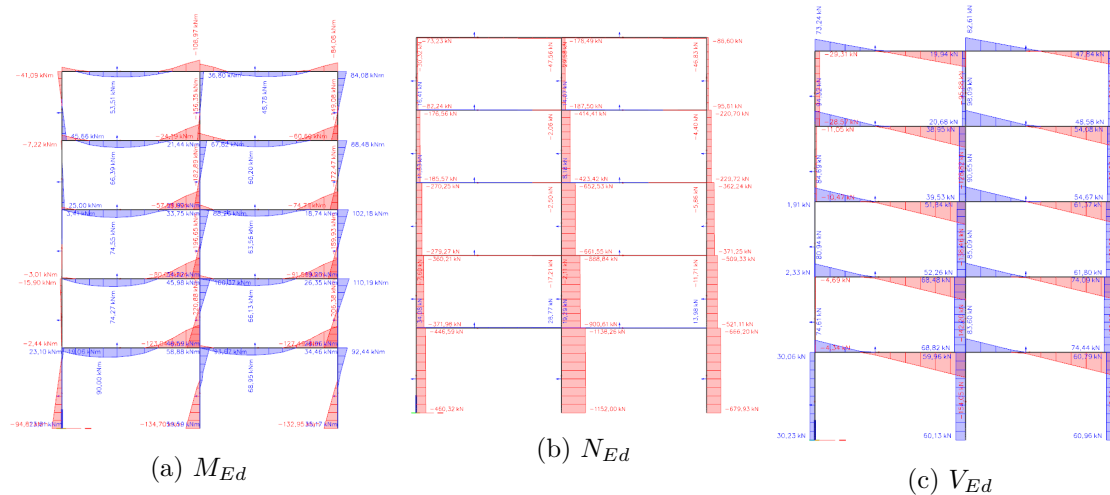


FIGURE K.10 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC2-0,44g

Portique 5S-TypeB-DC2-0,22g

Efforts Internes

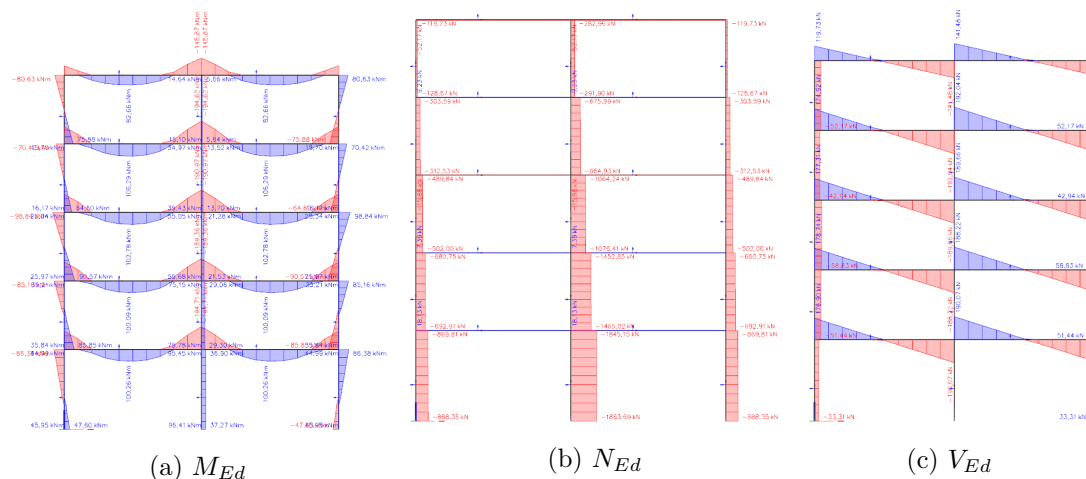


FIGURE K.11 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g

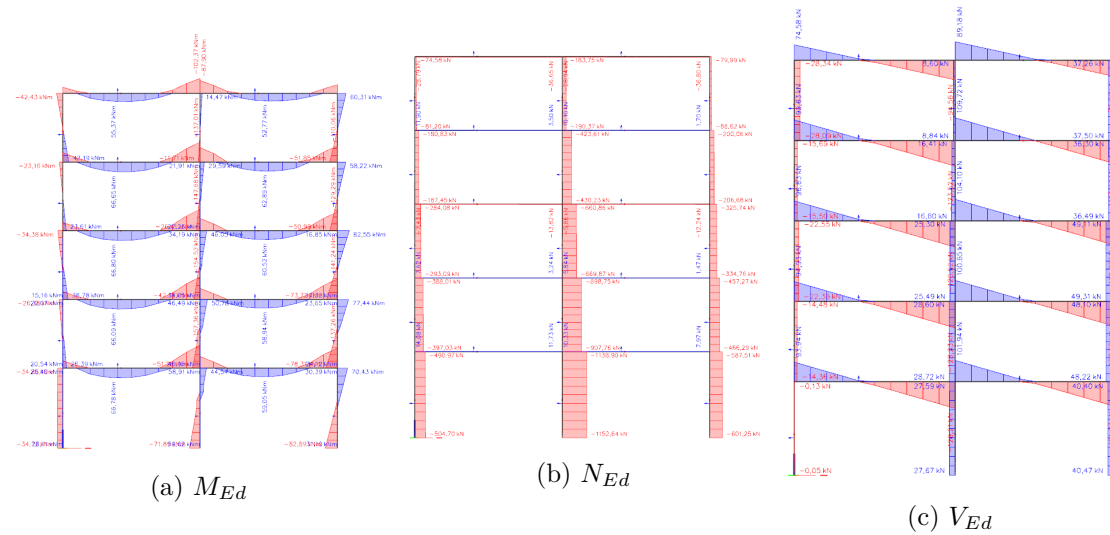


FIGURE K.12 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC2-0,22g

Portique 5S-TypeB-DC1-0,22g

Efforts Internes

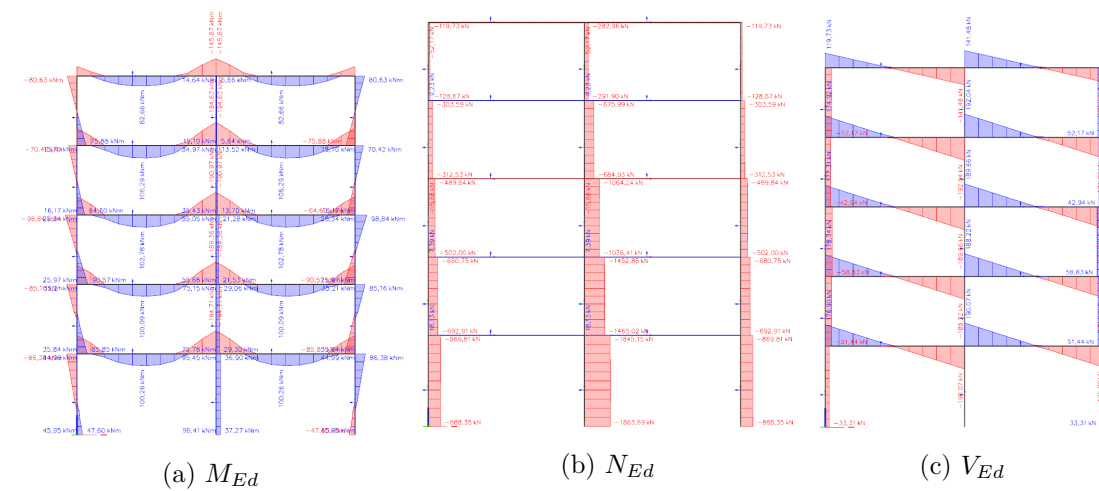


FIGURE K.13 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g

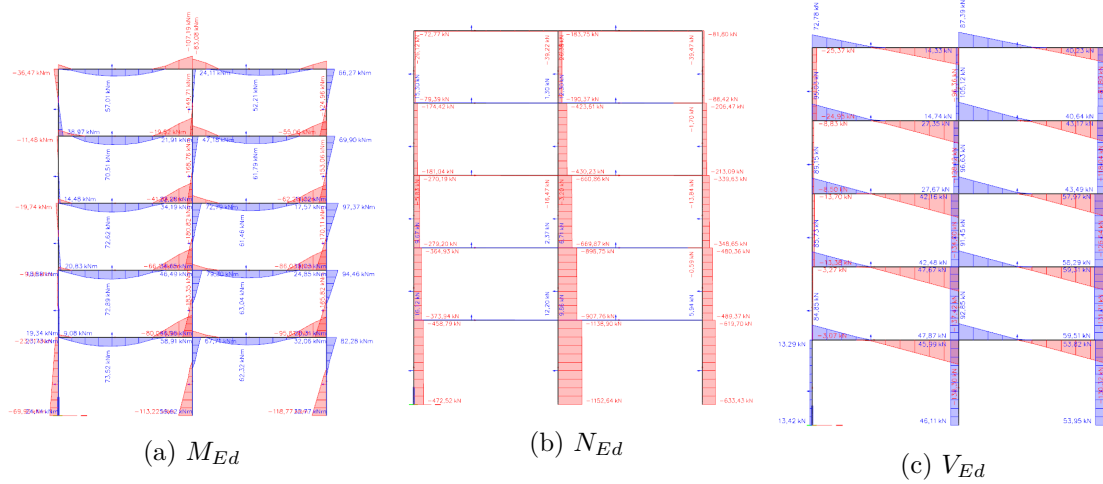


FIGURE K.14 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeB-DC1-0,22g

Annexe L

Dimensionnement des portiques 5S-TypeD

Portique 5S-TypeD-DC3-0,96g

Efforts Internes

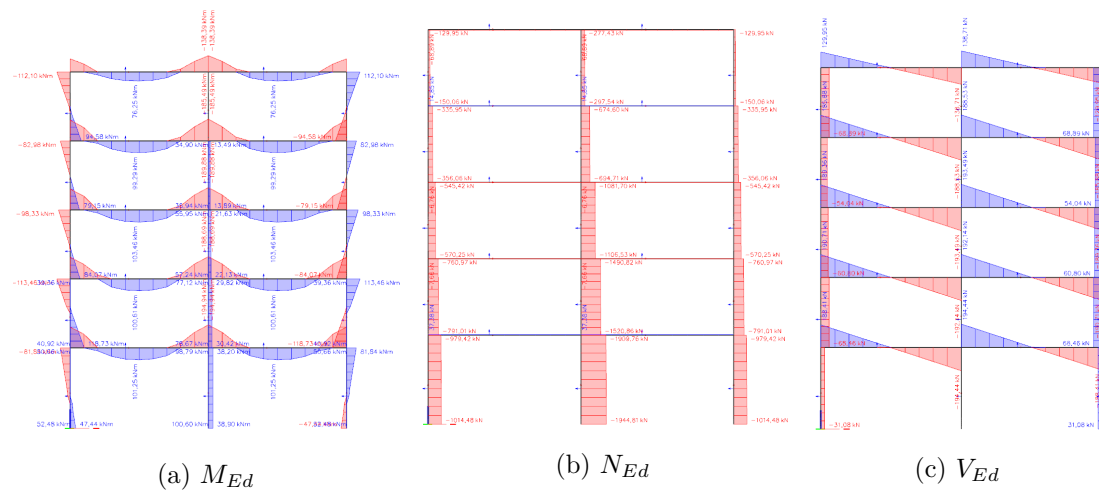


FIGURE L.1 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g

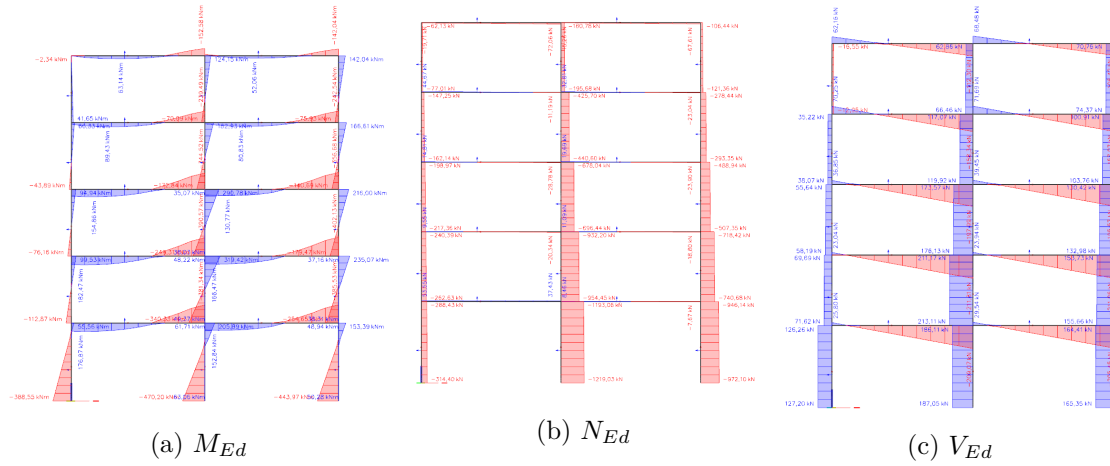


FIGURE L.2 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	400	500	7 ϕ 20	6 ϕ 16	1,10	0,60	3 ϕ 8/0,1
2	400	500	8 ϕ 20	7 ϕ 16	1,26	0,70	3 ϕ 8/0,1
3	400	500	7 ϕ 20	6 ϕ 16	1,10	0,60	3 ϕ 8/0,1
4	350	450	8 ϕ 16	5 ϕ 16	1,02	0,64	3 ϕ 8/0,1
5	350	450	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,64	0,36	3 ϕ 8/0,1

TABLE L.1 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC3-0,96g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	385,5	176,9	421,9	230,8	0,91	0,77	328,7	360,5	0,91
2	402,1	182,5	480,7	269,2	0,84	0,68	349,3	360,5	0,97
3	356,7	154,9	421,9	230,8	0,85	0,67	317,7	360,5	0,88
4	242,5	99,3	275,7	170,5	0,88	0,58	240,1	247,8	0,97
5	152,6	76,3	173,6	98,9	0,88	0,77	162,3	247,8	0,65

TABLE L.2 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g (UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 5S-TypeD-DC3-0,96g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	550	550	4 ϕ 25	8 ϕ 20	1,48	4 ϕ 8/0,75
	2	550	550	4 ϕ 25	8 ϕ 20	1,48	4 ϕ 8/0,075
	3	500	500	4 ϕ 25	8 ϕ 20	1,79	4 ϕ 8/0,075
	4	450	450	4 ϕ 25	8 ϕ 20	2,21	4 ϕ 8/0,075
	5	450	450	4 ϕ 25	8 ϕ 20	2,21	4 ϕ 8/0,075
Extérieure	1	550	550	4 ϕ 25	8 ϕ 20	1,48	4 ϕ 8/0,75
	2	550	550	4 ϕ 20	8 ϕ 20	1,25	4 ϕ 8/0,075
	3	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0,075
	4	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 8/0,075
	5	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 8/0,075

TABLE L.3 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g

Vérification des joints

5S-TypeD-DC3-0,96g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$	$\sum M_{Rb}$	Ratio
Intérieurs	1	1151,0	652,7	1,8
	2	1028,3	749,9	1,4
	3	859,8	652,7	1,3
	4	751,0	446,1	1,7
	5	361,5	272,5	1,3
Extérieurs	1	1014,0	421,9	2,4
	2	761,6	480,7	1,6
	3	557,6	421,9	1,3
	4	478,9	275,7	1,7
	5	229,3	173,6	1,3

TABLE L.4 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeD-DC3-0,96g

Portique 5S-TypeD-DC3-0,75g

Efforts Internes

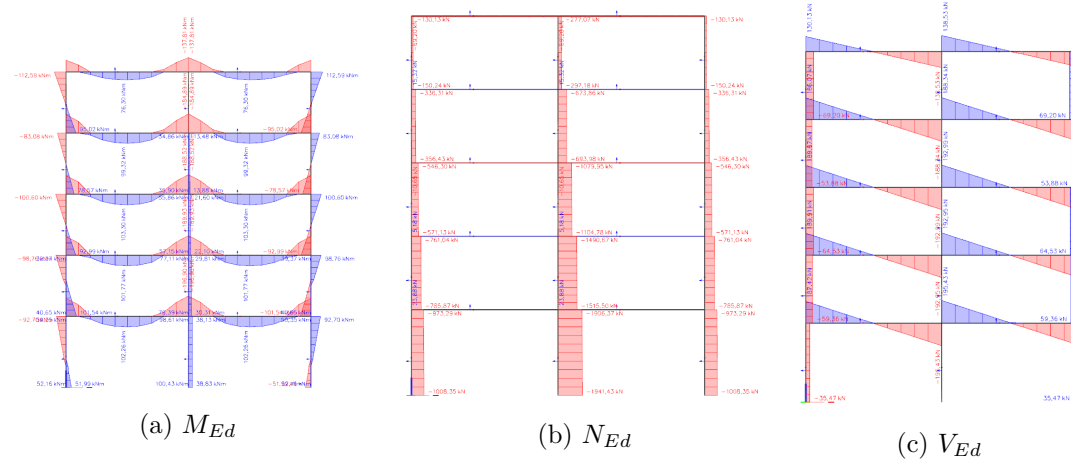


FIGURE L.3 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g

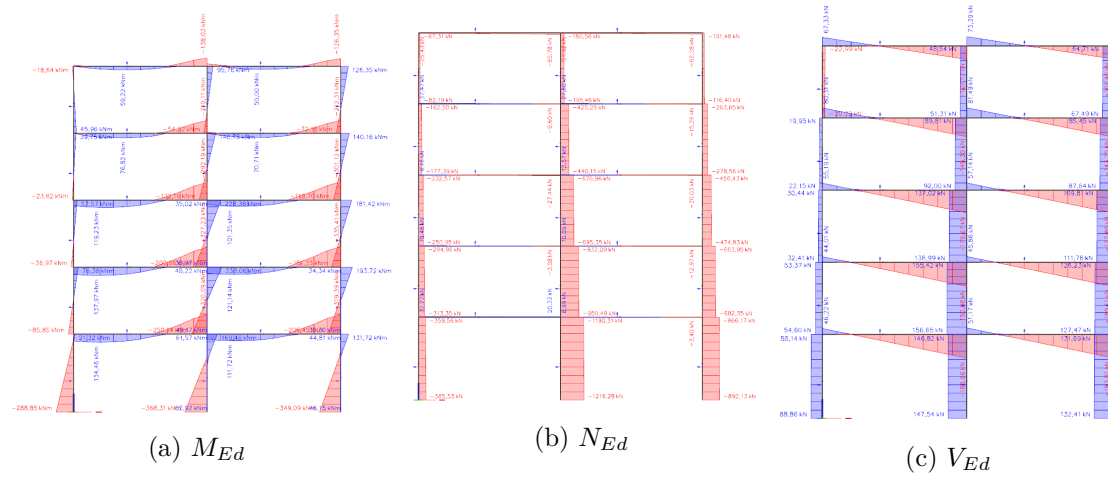


FIGURE L.4 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g

Dimensionnement des poutres

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC3-0,75g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	400	500	6 ϕ 20	5 ϕ 16	0,94	0,50	3 ϕ 8/0,1
2	400	500	6 ϕ 20	5 ϕ 16	0,94	0,50	3 ϕ 8/0,1
3	400	500	6 ϕ 20	5 ϕ 16	0,94	0,50	3 ϕ 8/0,1
4	350	450	7 ϕ 16	4 ϕ 16	0,89	0,51	3 ϕ 8/0,1
5	350	450	4 ϕ 16	5 ϕ 12	0,51	0,36	3 ϕ 8/0,1

TABLE L.5 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC3-0,75g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	320,1	134,5	362,9	193,4	0,88	0,70	297,4	305,1	0,97
2	335,4	138,0	362,9	193,4	0,92	0,71	294,9	305,1	0,97
3	301,1	119,2	362,9	193,4	0,83	0,62	295,0	305,1	0,97
4	212,3	99,3	241,6	138,1	0,88	0,72	257,9	272,6	0,95
5	138,0	76,3	138,7	98,9	1,00	0,77	182,1	247,8	0,73

TABLE L.6 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g (UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 5S-TypeD-DC3-0,75g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	550	550	4 ϕ 20	8 ϕ 20	1,25	4 ϕ 8/0, 1
	2	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 20	1,51	4 ϕ 8/0, 1
	3	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 20	1,51	4 ϕ 8/0, 1
	4	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 20	1,86	4 ϕ 8/0, 1
	5	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 20	1,86	4 ϕ 8/0, 1
Extérieure	1	550	550	4 ϕ 20	8 ϕ 20	1,25	4 ϕ 8/0, 1
	2	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0, 1
	3	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0, 1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	5	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1

TABLE L.7 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g

Vérification des joints

5S-TypeD-DC3-0,75g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	950,4	556,2	1,7
	2	835,6	556,2	1,5
	3	732,1	556,2	1,3
	4	631,1	379,6	1,7
	5	301,5	237,6	1,3
Extérieurs	1	804,4	362,9	2,2
	2	633,9	362,9	1,7
	3	513,4	362,9	1,4
	4	399,8	241,6	1,7
	5	190,3	138,7	1,4

TABLE L.8 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeD-DC3-0,75g

Portique 5S-TypeD-DC3-0,50g

Efforts Internes

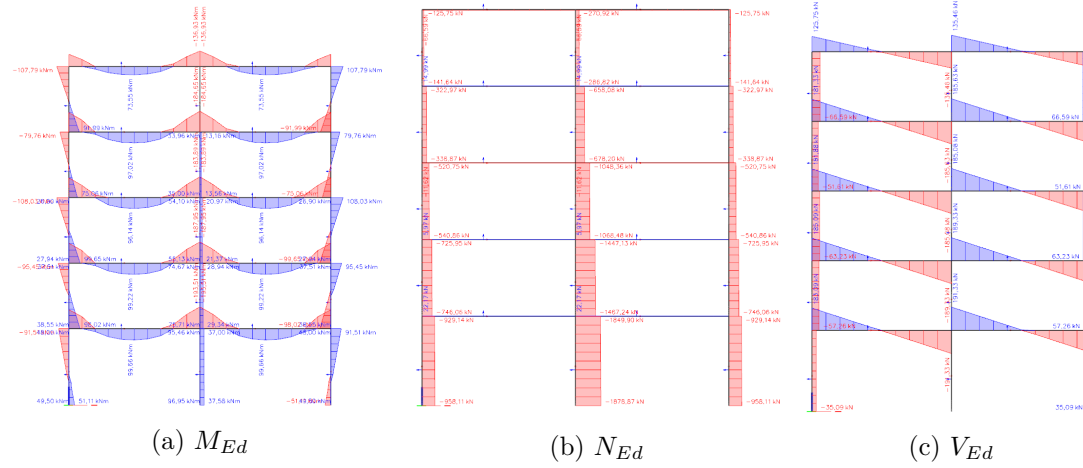


FIGURE L.5 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g

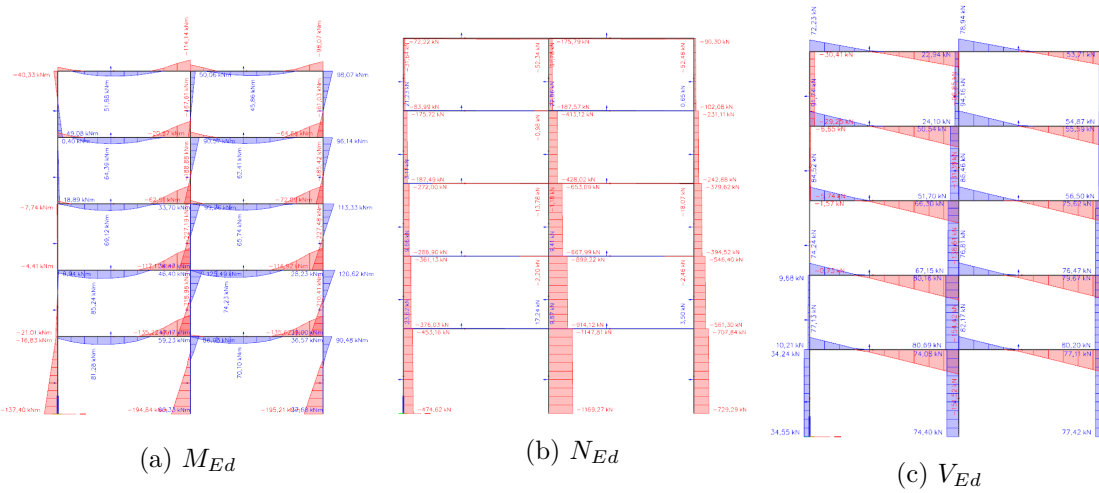


FIGURE L.6 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g

Dimensionnement des poutres

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC3-0,50g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	350	450	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,00	0,51	3 ϕ 8/0,1
2	350	450	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,00	0,51	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
4	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
5	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE L.9 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC3-0,50g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	219,0	99,7	268,4	138,1	0,82	0,72	226,0	247,8	0,91
2	227,5	99,2	268,4	138,1	0,85	0,72	228,9	247,8	0,92
3	188,9	96,1	210,1	119,1	0,90	0,81	199,0	218,3	0,91
4	184,7	97,0	210,1	119,1	0,88	0,81	191,8	218,3	0,88
5	136,9	73,6	151,3	85,9	0,91	0,86	140,3	218,3	0,64

TABLE L.10 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 5S-TypeD-DC3-0,50g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0,12
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0,12
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0,12
	4	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 8/0,12
	5	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0,12
Extérieure	1	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0,12
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0,12
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0,12
	4	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0,12
	5	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0,12

TABLE L.11 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g

Vérification des joints

5S-TypeD-DC3-0,50g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	668,0	406,4	1,6
	2	532,7	406,4	1,3
	3	518,4	329,2	1,6
	4	439,4	329,2	1,3
	5	174,3	237,2	0,7
Extérieurs	1	577,5	268,4	2,2
	2	464,5	268,4	1,7
	3	402,9	210,1	1,9
	4	345,4	210,1	1,6
	5	165,4	151,3	1,1

TABLE L.12 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeD-DC3-0,50g

Portique 5S-TypeD-DC3-0,25g

Efforts Internes

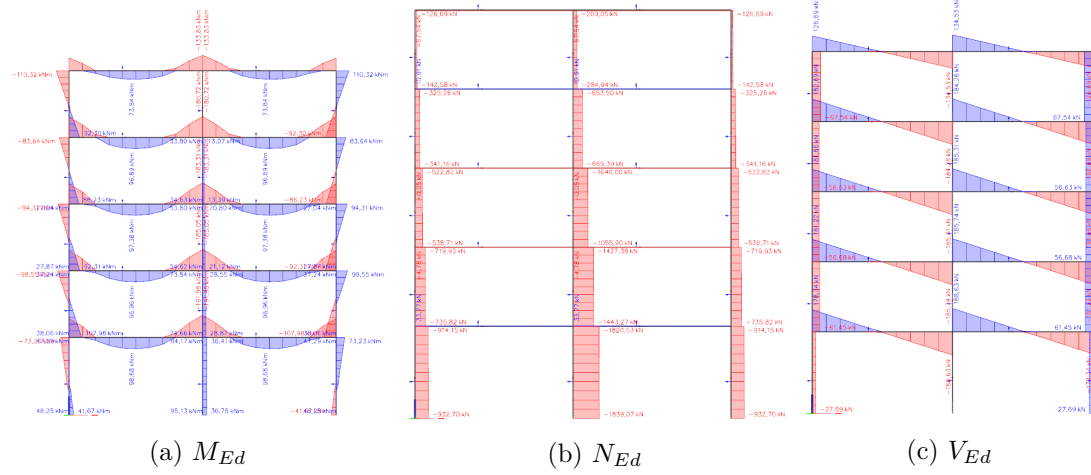


FIGURE L.7 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g

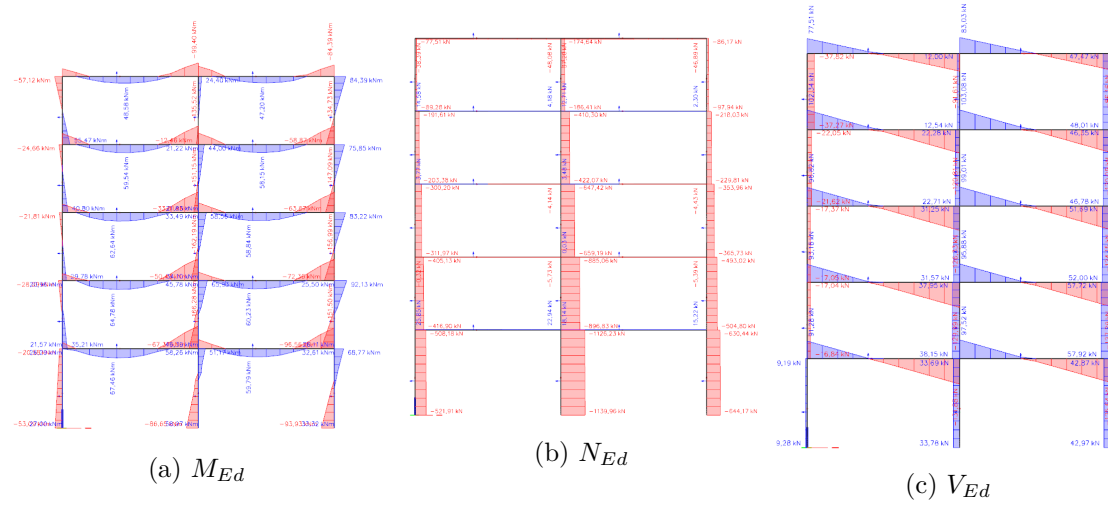


FIGURE L.8 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g

Dimensionnement des poutres

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC3-0,25g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
2	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
3	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
4	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
5	300	400	9 ϕ 12	5 ϕ 12	0,85	0,47	3 ϕ 8/0, 1

TABLE L.13 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC3-0,25g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	192,0	98,7	210,1	117,4	0,91	0,84	191,9	218,3	0,88
2	185,1	96,7	210,1	117,4	0,88	0,82	190,0	218,3	0,87
3	183,3	97,4	210,1	117,4	0,87	0,83	186,4	218,3	0,85
4	180,7	96,9	210,1	117,4	0,86	0,83	180,8	218,3	0,83
5	133,8	73,8	153,1	85,9	0,87	0,86	135,4	218,3	0,62

TABLE L.14 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g (UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 5S-TypeD-DC3-0,25g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0, 12
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	3	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	4	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 8/0, 12
	5	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 6/0, 1
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	3	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	4	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	5	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0, 1

TABLE L.15 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g

Vérification des joints

5S-TypeD-DC3-0,25g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	501,5	327,5	1,5
	2	461,0	327,5	1,4
	3	451,4	327,5	1,4
	4	494,4	327,5	1,5
	5	263,1	239,0	1,1
Extérieurs	1	424,6	210,1	2,0
	2	398,2	210,1	1,9
	3	371,0	210,1	1,8
	4	377,1	210,1	1,8
	5	198,4	153,1	1,3

TABLE L.16 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 5S-TypeD-DC3-0,25g

Portique 5S-TypeD-DC2-0,50g

Efforts Internes

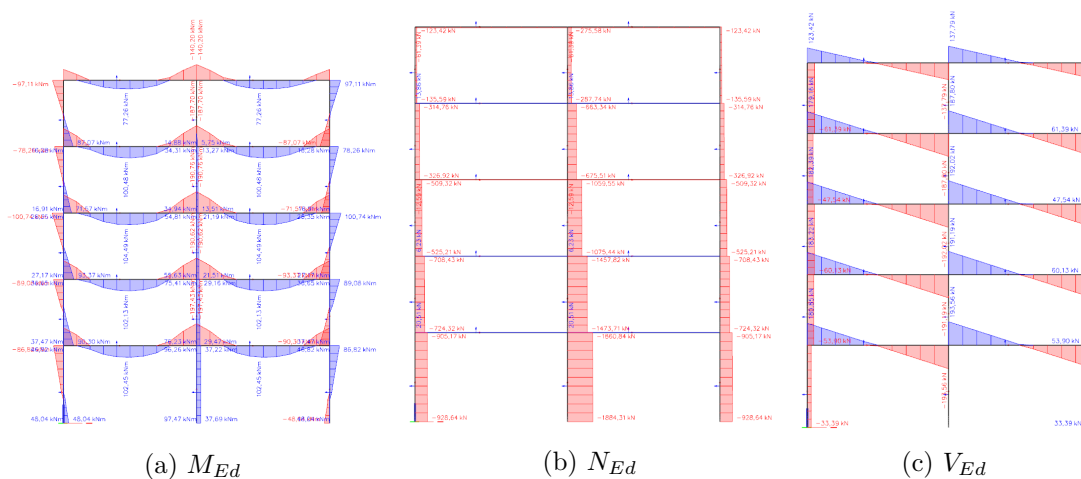


FIGURE L.9 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC2-0,50g

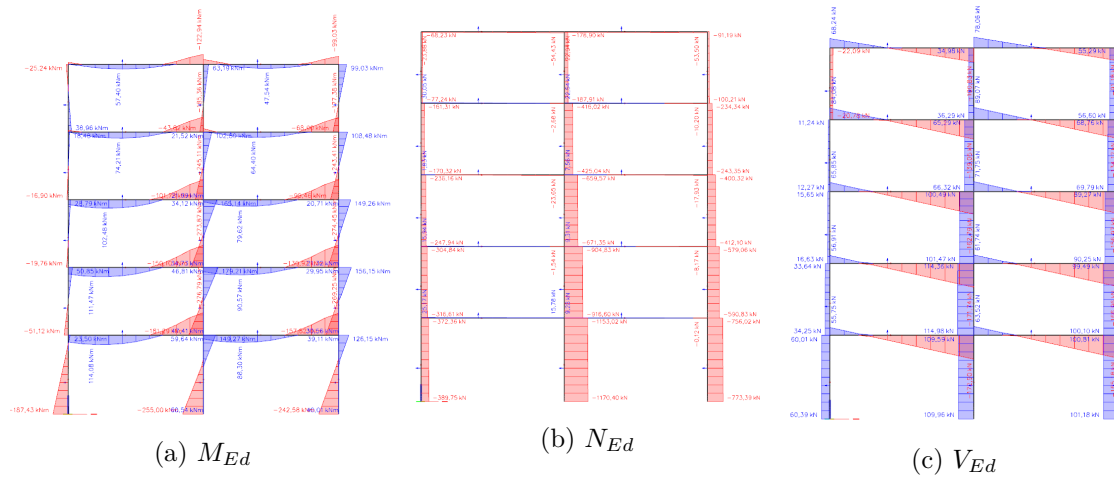


FIGURE L.10 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC2-0,50g

Dimensionnement des poutres

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC2-0,50g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	350	450	9 ϕ 16	5 ϕ 16	1,15	0,64	3 ϕ 8/0,1
2	350	450	8 ϕ 16	5 ϕ 16	1,15	0,64	3 ϕ 8/0,1
3	350	450	9 ϕ 16	5 ϕ 16	1,02	0,64	3 ϕ 8/0,1
4	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0,1
5	300	400	9 ϕ 12	5 ϕ 12	0,85	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE L.17 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC2-0,50g

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC2-0,50g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	276,8	114,1	308,5	170,5	0,90	0,67	260,7	272,6	0,96
2	273,9	111,5	308,5	170,5	0,89	0,65	259,6	272,6	0,95
3	245,1	104,5	275,7	170,5	0,89	0,61	244,6	272,6	0,90
4	187,7	100,5	210,1	117,4	0,89	0,86	199,1	218,3	0,91
5	140,2	77,3	153,1	85,9	0,92	0,90	144,6	218,3	0,66

TABLE L.18 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC2-0,50g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 5S-TypeD-DC2-0,50g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 8/0,1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0,1
	3	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 8/0,1
	4	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 8/0,1
	5	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 8/0,1
Extérieure	1	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,41	4 ϕ 8/0,1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 8/0,1
	3	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 8/0,1
	4	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,97	4 ϕ 8/0,1
	5	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 8/0,1

TABLE L.19 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC2-0,50g

Portique 5S-TypeD-DC2-0,25g

Efforts Internes

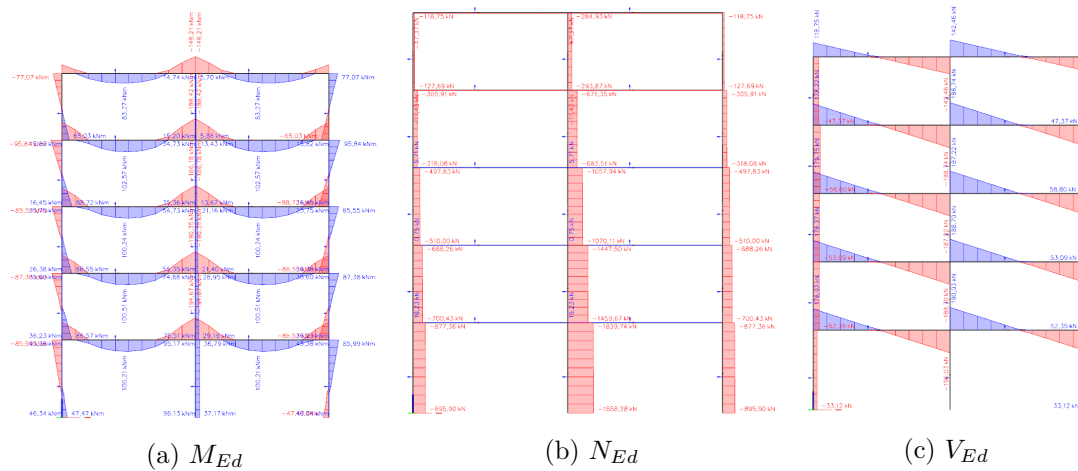


FIGURE L.11 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC2-0,25g

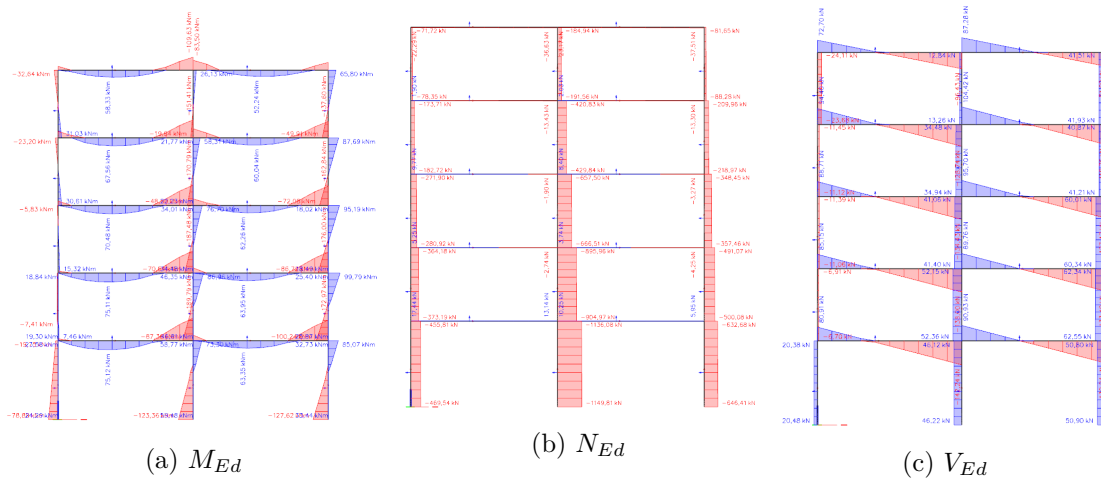


FIGURE L.12 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC2-0,25g

Dimensionnement des poutres

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC2-0,25g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0,1
4	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0,1
5	300	400	9 ϕ 12	7 ϕ 10	0,85	0,46	3 ϕ 8/0,1

TABLE L.20 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC2-0,25g

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC2-0,25g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	194,7	100,2	210,1	117,4	0,93	0,85	202,3	218,3	0,93
2	190,4	100,5	210,1	117,4	0,91	0,86	198,0	218,3	0,91
3	186,2	100,2	210,1	117,4	0,89	0,85	194,5	218,3	0,89
4	188,4	102,6	210,1	117,4	0,90	0,87	188,8	218,3	0,86
5	148,2	83,3	153,1	83,6	0,97	1,00	139,8	218,3	0,64

TABLE L.21 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC2-0,25g ($UC = Unity\ Check$)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 5S-TypeD-DC2-0,25g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 8/0,1
	2	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 8/0,1
	3	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 8/0,1
	4	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 8/0,1
	5	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 8/0,1
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 8/0,1
	2	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 8/0,1
	3	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 8/0,1
	4	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 8/0,1
	5	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 8/0,1

TABLE L.22 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC2-0,25g

Portique 5S-TypeD-DC1-0,25g

Efforts Internes

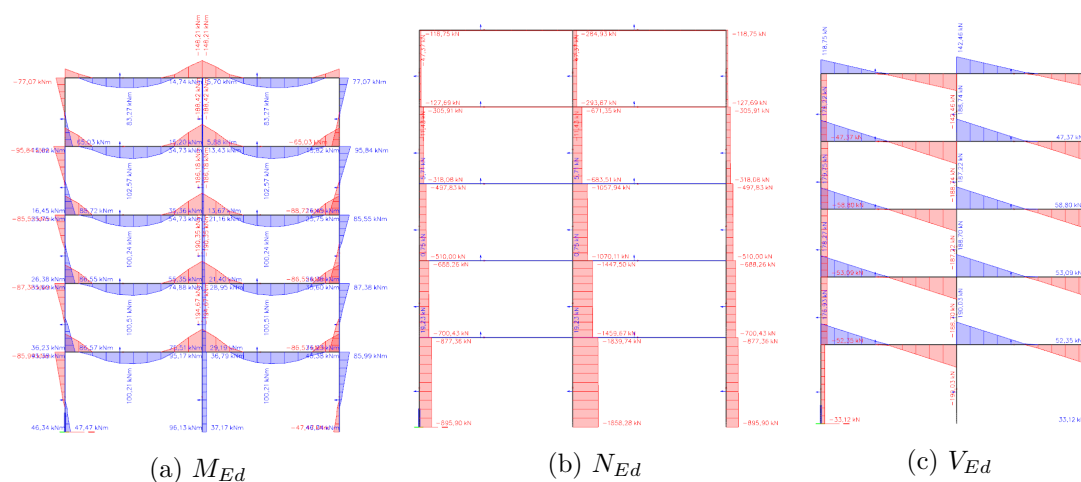


FIGURE L.13 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 5S-TypeD-DC1-0,25g

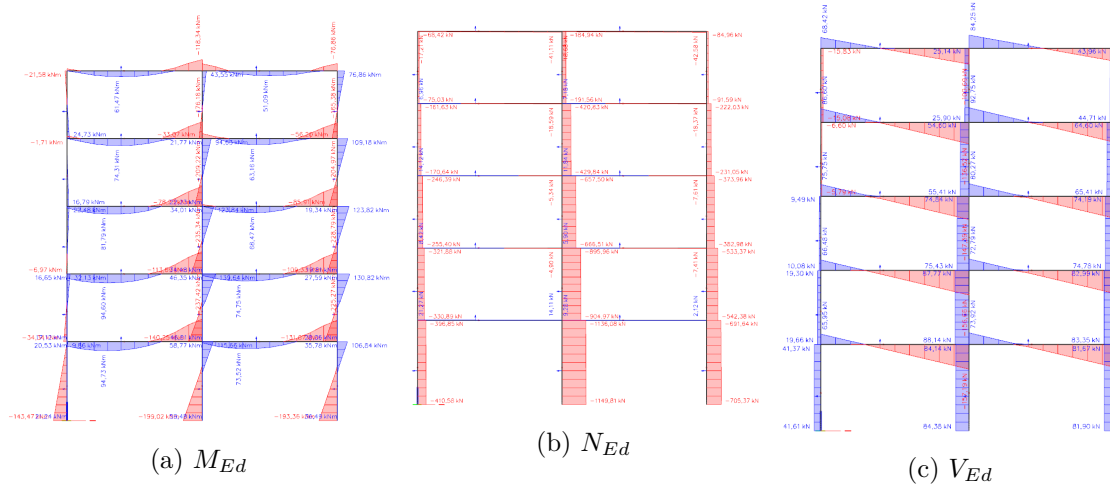


FIGURE L.14 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 5S-TypeD-DC1-0,25g

Dimensionnement des poutres

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC1-0,25g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	6 ϕ 20	5 ϕ 16	1,57	0,84	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	6 ϕ 20	5 ϕ 16	1,57	0,84	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
4	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
5	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0,1

TABLE L.23 – Dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC1-0,25g

Poutres du Portique 5S-TypeD-DC1-0,25g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	237,4	100,2	277,8	148,6	0,85	0,67	190,0	218,3	0,87
2	235,3	100,5	277,8	148,6	0,85	0,68	188,7	218,3	0,86
3	209,2	100,2	232,9	119,1	0,90	0,84	187,2	218,3	0,86
4	188,4	102,6	232,9	119,1	0,81	0,86	188,7	218,3	0,86
5	148,2	83,3	188,4	119,1	0,79	0,70	142,5	218,3	0,65

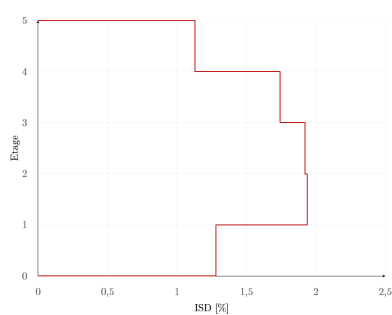
TABLE L.24 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 5S-TypeD-DC1-0,25g ($UC = Unity\ Check$)

Dimensionnement des colonnes

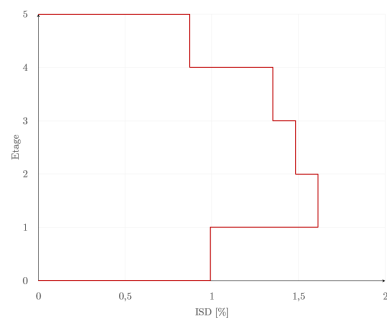
Colonnes du Portique 5S-TypeD-DC1-0,25g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0,1
	2	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,97	4 ϕ 6/0,1
	3	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 6/0,1
	4	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0,1
	5	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0,1
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0,1
	2	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,97	4 ϕ 6/0,1
	3	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,97	4 ϕ 6/0,1
	4	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 6/0,1
	5	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0,1

TABLE L.25 – Dimensionnement des colonnes du portique 5S-TypeD-DC1-0,25g

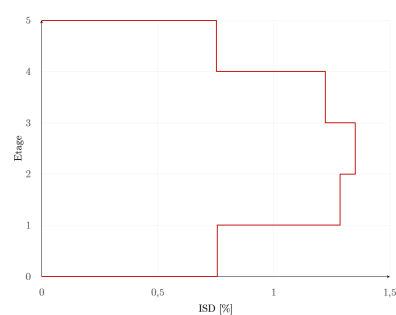
Déplacement entre étage



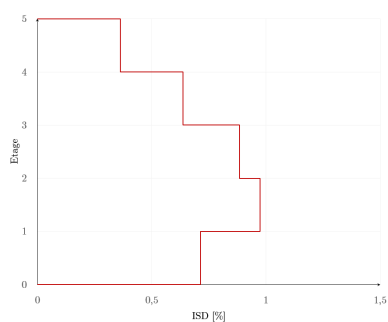
(a) 5S-TypeD-DC3-0,96g



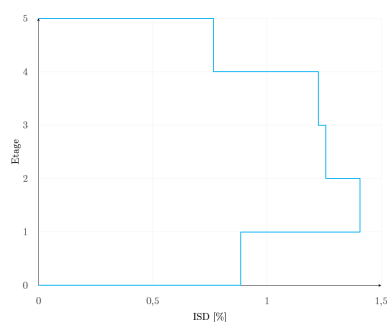
(b) 5S-TypeD-DC3-0,75g



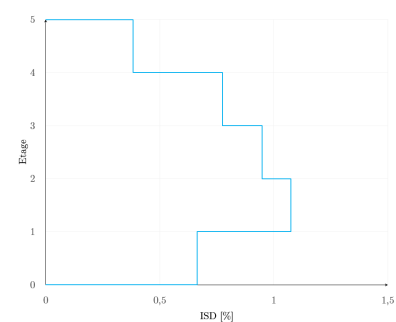
(c) 5S-TypeD-DC3-0,50g



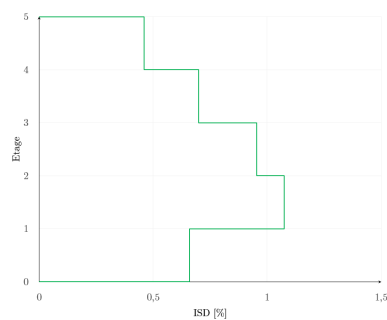
(d) 5S-TypeD-DC3-0,25g



(e) 5S-TypeD-DC2-0,50g



(f) 5S-TypeD-DC2-0,25g



(g) 5S-TypeD-DC1-0,25g

FIGURE L.15 – Déplacement entre étage (*inter storey drift* ISD) des portiques 5S-TypeD

Dimensionnement des portiques 3S-TypeB

Efforts Internes



Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE M.1 – Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g

Poutres du Portique 3S-TypeB-DC3-0,85g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	197,2	98,7	210,1	119,1	0,94	0,83	203,0	218,3	0,93
2	188,0	96,5	210,1	119,1	0,89	0,81	195,5	218,3	0,90
3	141,0	73,4	151,3	85,9	0,93	0,85	143,4	218,3	0,66

TABLE M.2 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 3S-TypeB-DC3-0,85g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,75
	2	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 6/0,75
	3	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 6/0,75
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,75
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,75
	3	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0,75

TABLE M.3 – Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g

Vérification des joints

3S-TypeB-DC3-0,85g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	507,8	329,2	1,5
	2	549,9	329,2	1,7
	3	263,4	237,2	1,1
Extérieurs	1	375,8	210,1	1,8
	2	379,4	210,1	1,8
	3	199,0	151,3	1,3

TABLE M.4 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 3S-TypeB-DC3-0,85g

Portique 3S-TypeB-DC3-0,67g

Efforts Internes

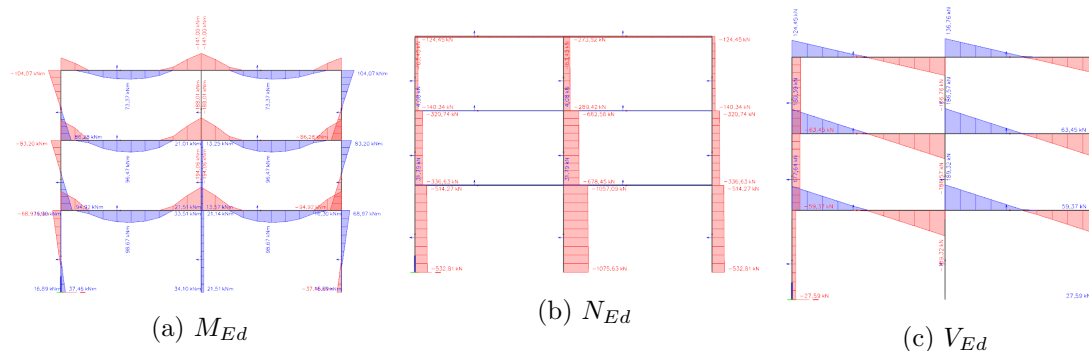


FIGURE M.3 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g

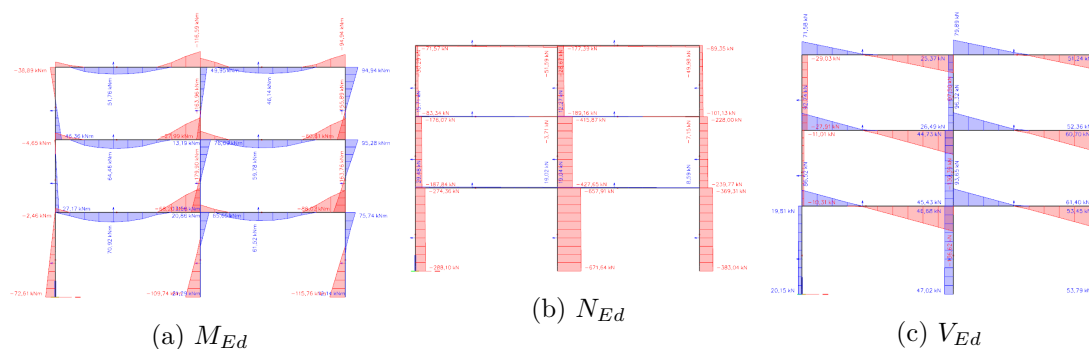


FIGURE M.4 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE M.5 – Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g

Poutres du Portique 3S-TypeB-DC3-0,67g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	194,1	98,7	210,1	119,1	0,92	0,83	197,0	218,3	0,90
2	188,0	96,5	210,1	119,1	0,89	0,81	190,8	218,3	0,87
3	141,0	73,4	151,3	85,9	0,93	0,85	141,0	218,3	0,65

TABLE M.6 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g (UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 3S-TypeB-DC3-0,67g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,75
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,75
	3	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 6/0,75
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,75
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,75
	3	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0,75

TABLE M.7 – Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g

Vérification des joints

3S-TypeB-DC3-0,67g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	419,7	329,2	1,3
	2	461,8	329,2	1,4
	3	263,4	237,2	1,1
Extérieurs	1	330,9	210,1	1,6
	2	335,5	210,1	1,6
	3	198,7	151,3	1,3

TABLE M.8 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 3S-TypeB-DC3-0,67g

Portique 3S-TypeB-DC3-0,44g

Efforts Internes

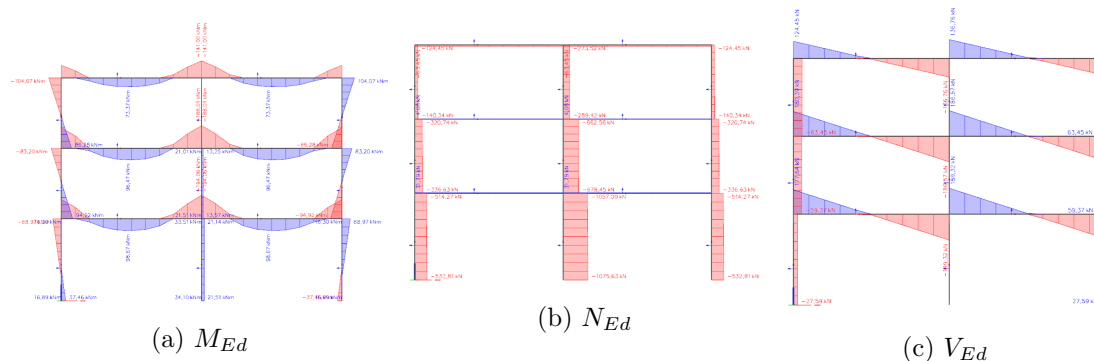


FIGURE M.5 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g

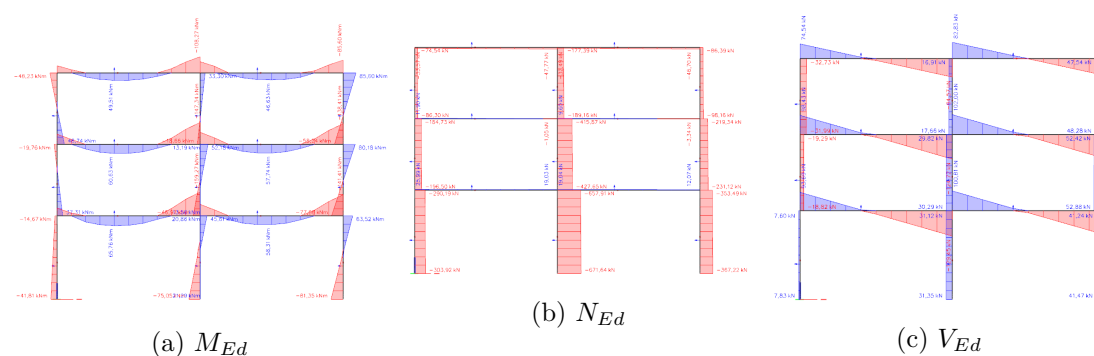


FIGURE M.6 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE M.9 – Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g

Poutres du Portique 3S-TypeB-DC3-0,44g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	194,1	98,7	210,1	119,1	0,92	0,83	189,8	218,3	0,87
2	188,0	96,5	210,1	119,1	0,89	0,81	185,1	218,3	0,85
3	141,0	73,4	151,3	85,9	0,93	0,85	138,1	218,3	0,63

TABLE M.10 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g (UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 3S-TypeB-DC3-0,44g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,1
	3	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 6/0,1
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,1
	3	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0,1

TABLE M.11 – Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g

Vérification des joints

3S-TypeB-DC3-0,44g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	419,7	329,2	1,3
	2	461,8	329,2	1,4
	3	263,4	237,2	1,1
Extérieurs	1	330,9	210,1	1,6
	2	335,5	210,1	1,6
	3	198,7	151,3	1,3

TABLE M.12 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 3S-TypeB-DC3-0,44g

Portique 3S-TypeB-DC3-0,25g

Efforts Internes

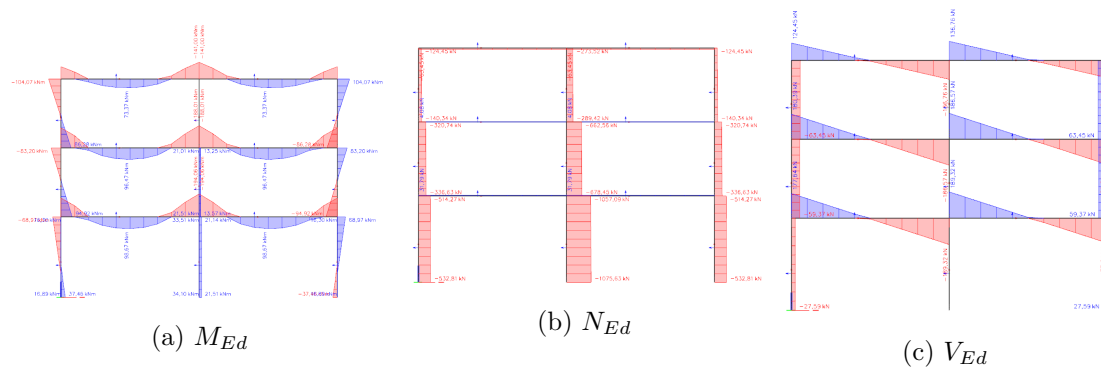


FIGURE M.7 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g

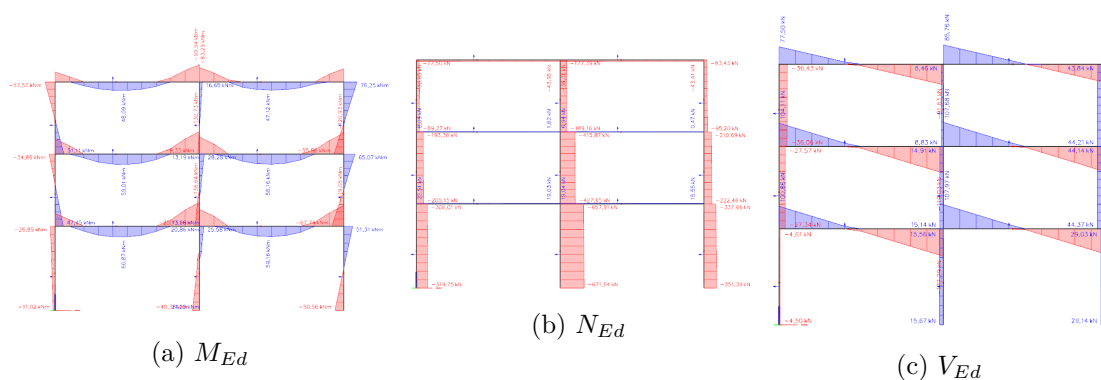


FIGURE M.8 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE M.13 – Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g

Poutres du Portique 3S-TypeB-DC3-0,22g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	194,1	98,7	210,1	119,1	0,92	0,83	189,3	218,3	0,87
2	188,0	96,5	210,1	119,1	0,89	0,81	186,6	218,3	0,85
3	141,0	73,4	151,3	85,9	0,93	0,85	136,8	218,3	0,63

TABLE M.14 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g (UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 3S-TypeB-DC3-0,22g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,1
	3	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 6/0,1
Extérieure	1	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,1
	2	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,1
	3	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0,1

TABLE M.15 – Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g

Vérification des joints

3S-TypeB-DC3-0,22g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	419,7	329,2	1,3
	2	461,8	329,2	1,4
	3	263,4	237,2	1,1
Extérieurs	1	283,1	210,1	1,3
	2	333,1	210,1	1,6
	3	198,1	151,3	1,3

TABLE M.16 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 3S-TypeB-DC3-0,22g

Portique 3S-TypeB-DC2-0,44g

Efforts Internes

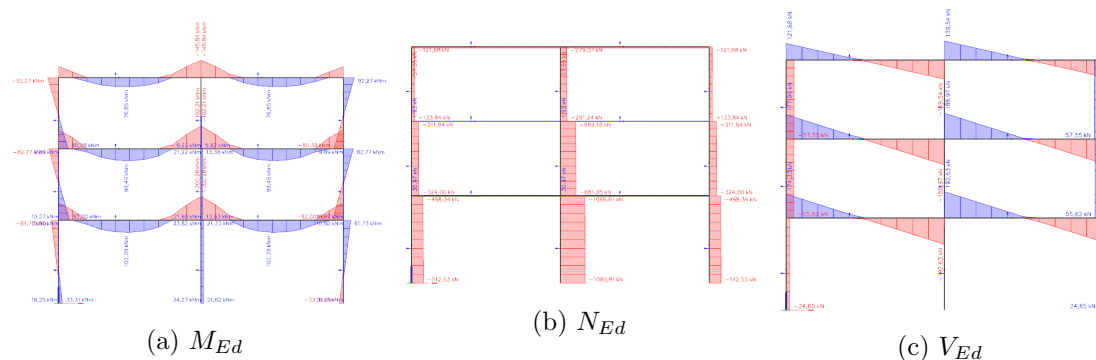


FIGURE M.9 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g

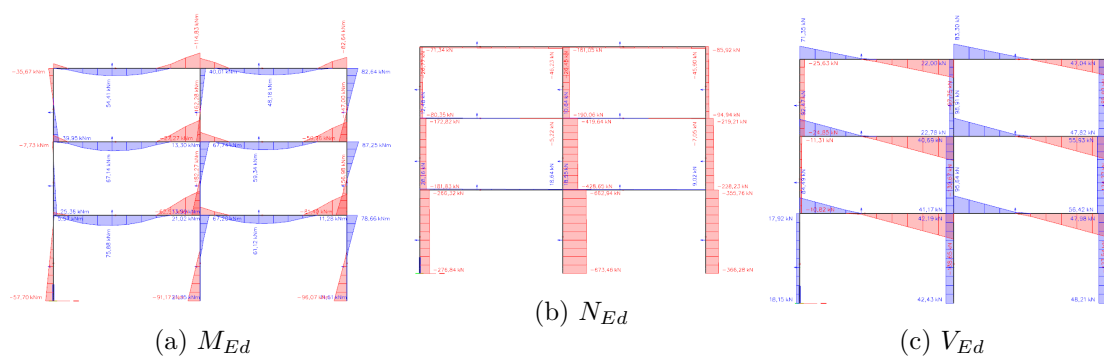


FIGURE M.10 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	9 ϕ 12	5 ϕ 12	0,85	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE M.17 – Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g

Poutres du Portique 3S-TypeB-DC2-0,44g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	200,3	102,4	210,1	117,4	0,95	0,87	193,7	218,3	0,89
2	192,2	99,5	210,1	117,4	0,92	0,85	190,7	218,3	0,87
3	145,8	76,9	153,1	85,9	0,95	0,89	141,6	218,3	0,65

TABLE M.18 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g ($UC = Unity\ Check$)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 3S-TypeB-DC2-0,44g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0,1
	2	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0,1
	3	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0,1
Extérieure	1	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 6/0,1
	2	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 6/0,1
	3	350	350	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,40	4 ϕ 6/0,1

TABLE M.19 – Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC2-0,44g

Portique 3S-TypeB-DC2-0,22g

Efforts Internes

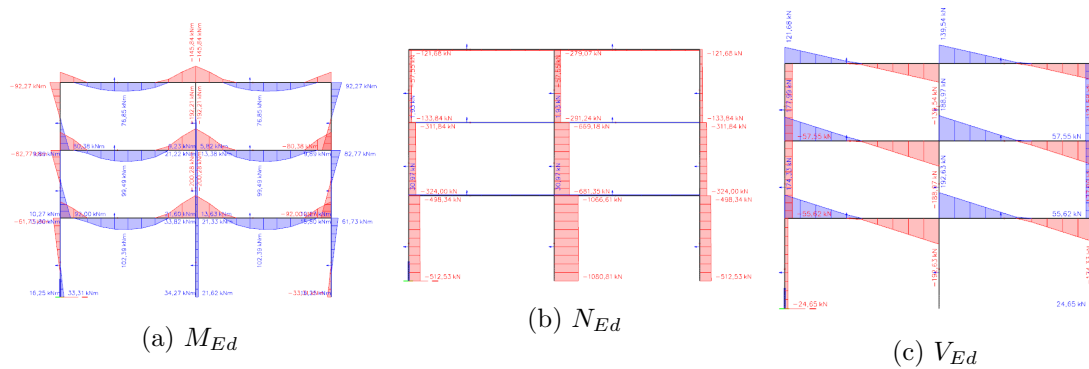


FIGURE M.11 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g

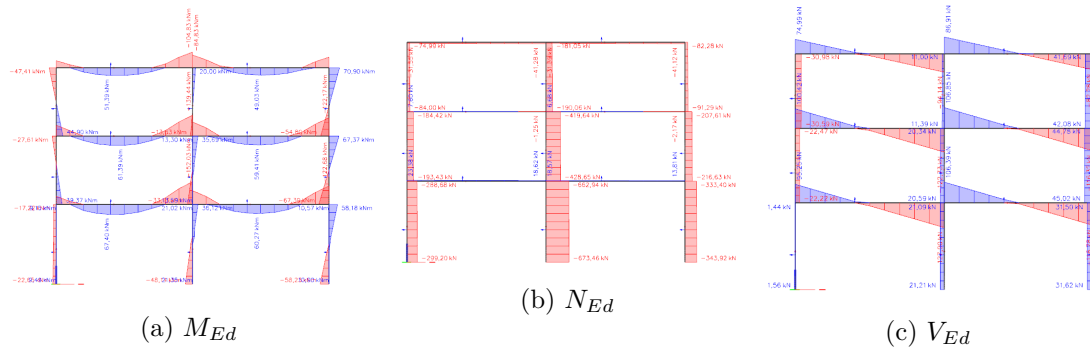


FIGURE M.12 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
2	300	400	7 ϕ 16	7 ϕ 12	1,17	0,66	3 ϕ 8/0, 1
3	300	400	9 ϕ 12	5 ϕ 12	0,85	0,47	3 ϕ 8/0, 1

TABLE M.20 – Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g

Poutres du Portique 3S-TypeB-DC2-0,22g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	200,3	102,4	210,1	117,4	0,95	0,87	187,9	218,3	0,86
2	192,2	99,5	210,1	117,4	0,92	0,85	182,8	218,3	0,84
3	145,8	76,9	153,1	85,9	0,95	0,89	138,0	218,3	0,63

TABLE M.21 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g ($UC = Unity\ Check$)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 3S-TypeB-DC2-0,22g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1
	2	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1
	3	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1
Extérieure	1	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1
	2	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1
	3	350	350	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,11	4 ϕ 6/0, 1

TABLE M.22 – Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC2-0,22g

Portique 3S-TypeB-DC1-0,22g

Efforts Internes

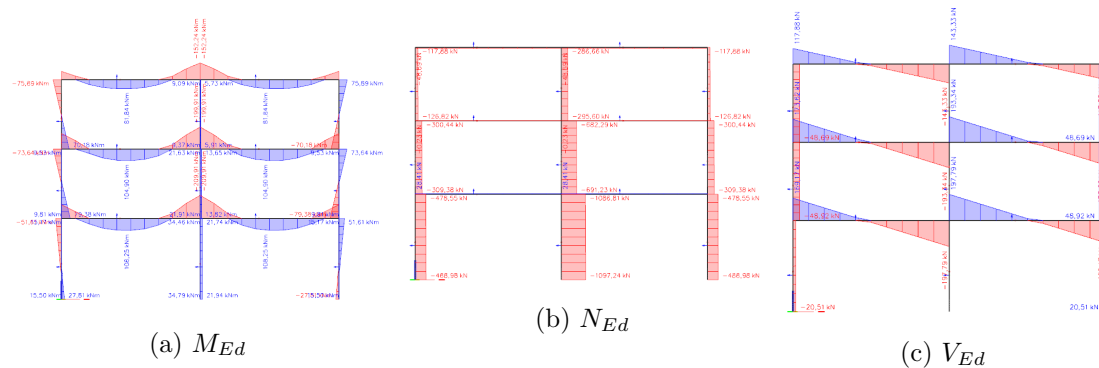


FIGURE M.13 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g

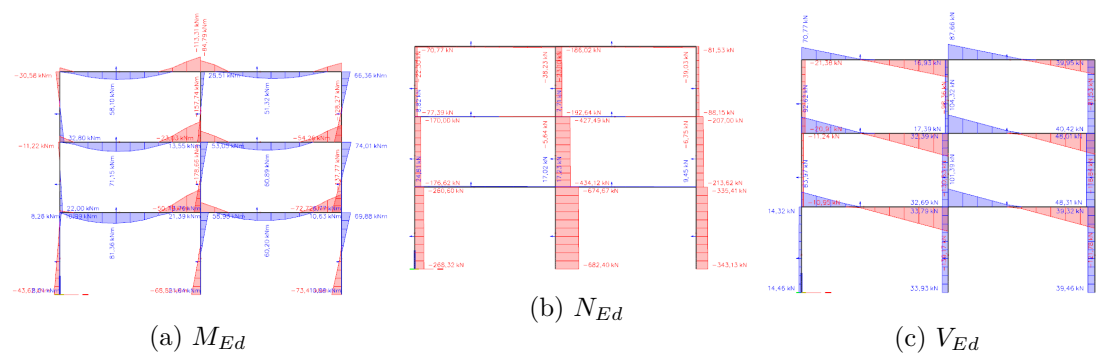


FIGURE M.14 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0,1

TABLE M.23 – Dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g

Poutres du Portique 3S-TypeB-DC1-0,22g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	209,9	108,3	232,9	119,1	0,90	0,91	197,8	218,3	0,91
2	199,9	104,9	232,9	119,1	0,86	0,88	193,3	218,3	0,89
3	152,2	81,8	188,4	119,1	0,81	0,69	143,3	218,3	0,66

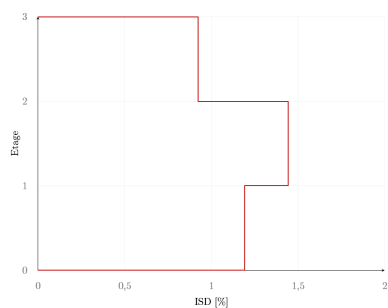
TABLE M.24 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

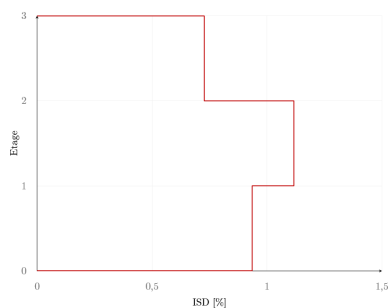
Colonnes du Portique 3S-TypeB-DC1-0,22g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0,1
	2	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0,1
	3	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0,1
Extérieure	1	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0,1
	2	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0,1
	3	300	300	4 ϕ 12	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0,1

TABLE M.25 – Dimensionnement des colonnes du portique 3S-TypeB-DC1-0,22g

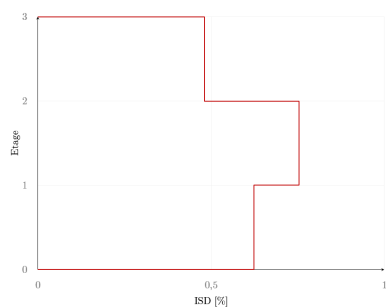
Déplacement entre étage



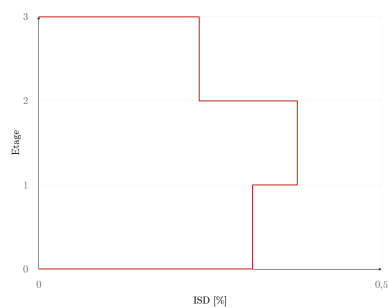
(a) 3S-TypeB-DC3-0,85g



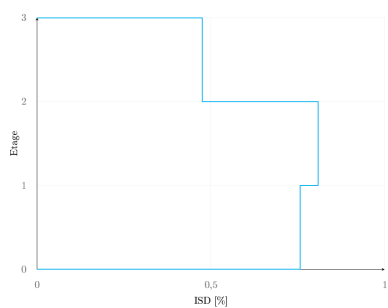
(b) 3S-TypeB-DC3-0,67g



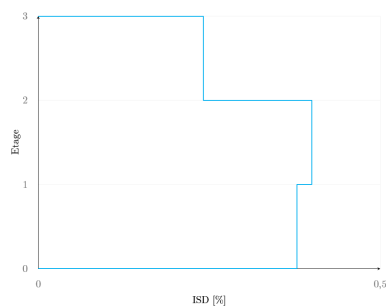
(c) 3S-TypeB-DC3-0,44g



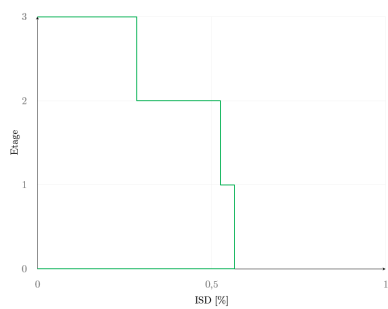
(d) 3S-TypeB-DC3-0,22g



(e) 3S-TypeB-DC2-0,44g



(f) 3S-TypeB-DC2-0,22g



(g) 3S-TypeB-DC1-0,22g

FIGURE M.15 – Déplacement entre étage (*inter storey drift* ISD) des portiques 3S-TypeB

Annexe N

Dimensionnement des portiques 8S-TypeB

Portique 8S-TypeB-DC3-0,85g

Efforts Internes

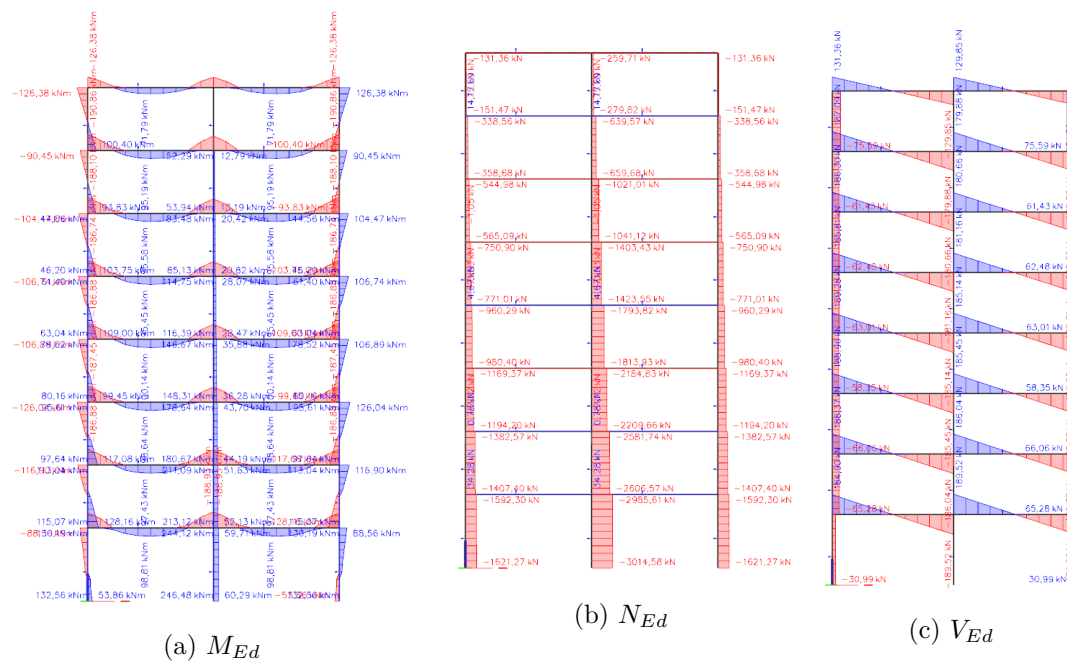


FIGURE N.1 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g

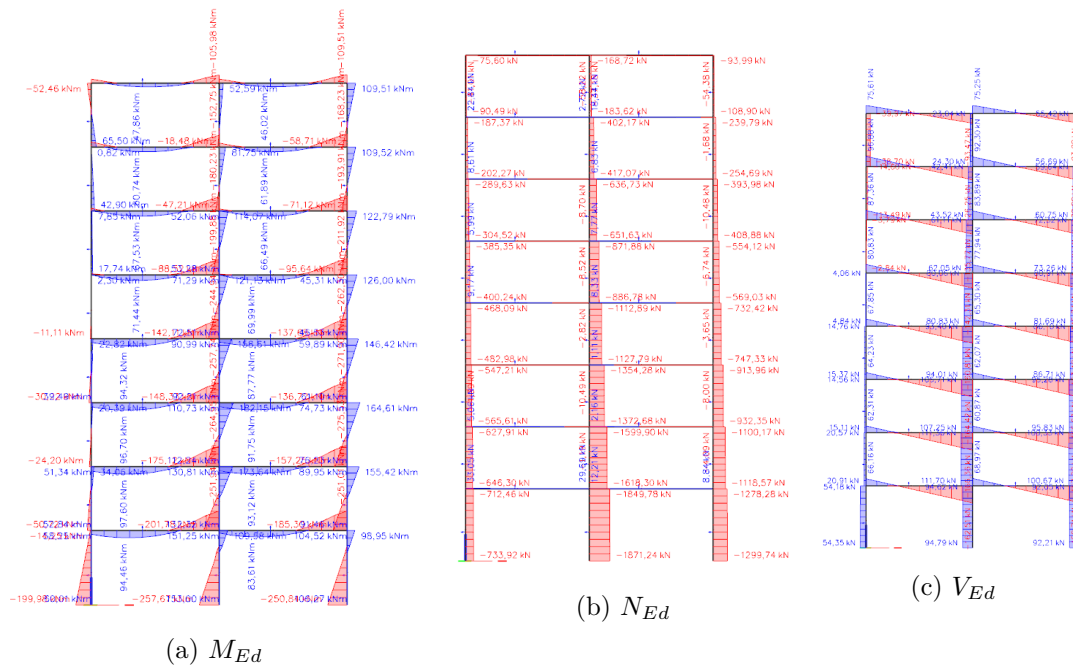


FIGURE N.2 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	350	450	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,00	0,51	3 ϕ 8/0,1
2	350	450	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,00	0,51	3 ϕ 8/0,1
3	350	450	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,00	0,51	3 ϕ 8/0,1
4	350	450	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,00	0,51	3 ϕ 8/0,1
5	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
6	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
7	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
8	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE N.1 – Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g

Poutres du Portique 8S-TypeB-DC3-0,85g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	251,9	98,8	268,4	138,1	0,94	0,72	237,0	247,8	0,96
2	275,5	97,4	268,4	138,1	1,03	0,71	242,3	247,8	0,98
3	271,9	98,6	268,4	138,1	1,01	0,71	241,1	247,8	0,97
4	262,3	100,1	268,4	138,1	0,98	0,73	237,9	247,8	0,96
5	211,9	95,5	210,1	119,1	1,01	0,80	205,6	218,3	0,94
6	193,9	95,6	210,1	119,1	0,92	0,80	199,7	218,3	0,91
7	190,9	95,2	210,1	119,1	0,91	0,80	191,2	218,3	0,88
8	126,4	71,8	151,3	85,9	0,84	0,84	137,5	218,3	0,63

TABLE N.2 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 8S-TypeB-DC3-0,85g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0,1
	2	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0,1
	3	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0,1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0,1
	5	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0,1
	6	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0,1
	7	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 8/0,1
	8	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 8/0,1
Extérieure	1	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0,1
	2	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0,1
	3	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0,1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0,1
	5	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0,1
	6	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0,1
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0,1
	8	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0,1

TABLE N.3 – Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g

Vérification des joints

8S-TypeB-DC3-0,85g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	905,5	406,4	2,2
	2	851,3	406,4	2,1
	3	712,9	406,4	1,8
	4	577,4	406,4	1,4
	5	528,1	329,2	1,6
	6	482,4	329,2	1,5
	7	493,6	329,2	1,5
	8	262,8	237,2	1,1
Extérieurs	1	786,5	268,4	2,9
	2	743,4	268,4	2,8
	3	622,5	268,4	2,3
	4	504,3	268,4	1,9
	5	467,0	210,1	2,2
	6	405,8	210,1	1,9
	7	347,3	210,1	1,7
	8	166,1	151,3	1,1

TABLE N.4 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 8S-TypeB-DC3-0,85g

Portique 8S-TypeB-DC3-0,67g

Efforts Internes

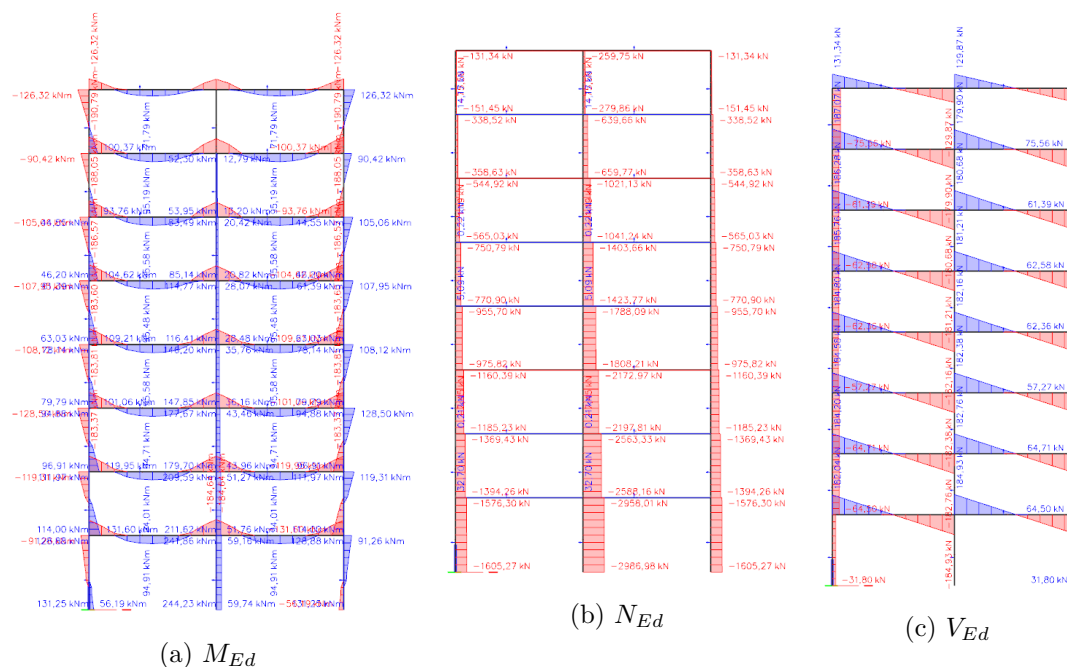


FIGURE N.3 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g

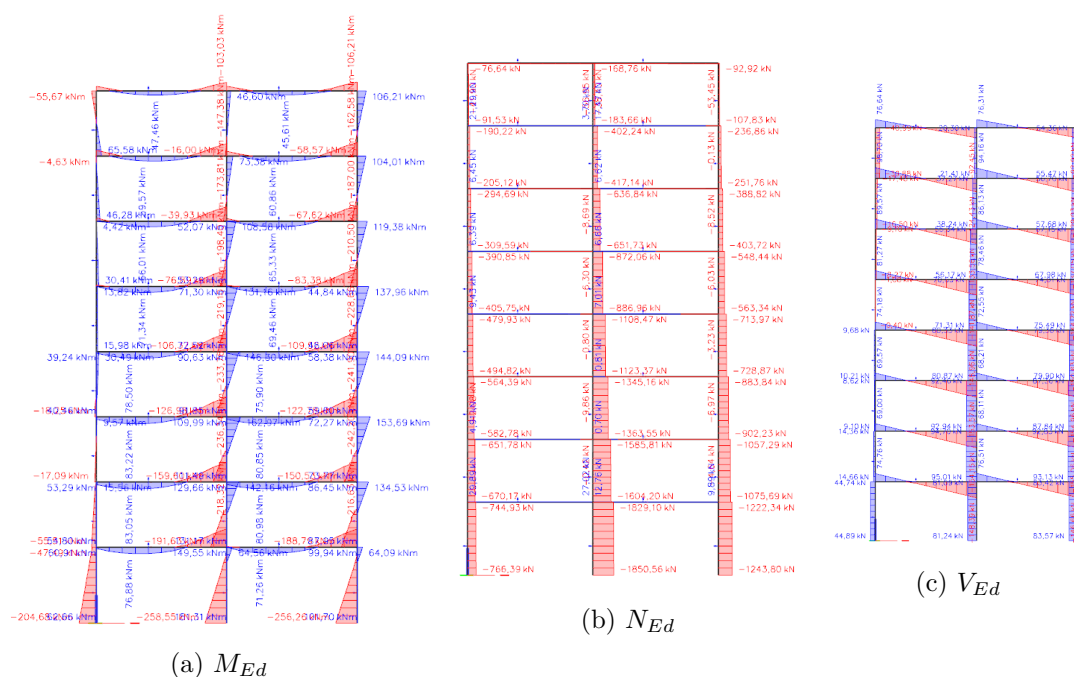


FIGURE N.4 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
4	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
5	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
6	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
7	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
8	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE N.5 – Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g

Poutres du Portique 8S-TypeB-DC3-0,67g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	216,6	94,9	232,9	119,1	0,93	0,80	212,9	218,3	0,98
2	242,2	94,0	232,9	119,1	1,04	0,79	219,6	218,3	1,01
3	241,9	94,7	232,9	119,1	1,04	0,80	219,5	218,3	1,01
4	228,7	95,6	232,9	119,1	0,98	0,80	215,2	218,3	0,99
5	210,5	95,5	210,1	119,1	1,00	0,80	205,1	218,3	0,94
6	188,1	95,6	210,1	119,1	0,89	0,80	197,4	218,3	0,90
7	190,8	95,2	210,1	119,1	0,91	0,80	189,4	218,3	0,87
8	126,3	71,8	151,3	85,9	0,84	0,84	136,4	218,3	0,62

TABLE N.6 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 8S-TypeB-DC3-0,67g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0, 1
	2	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0, 1
	3	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0, 1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	5	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	6	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0, 1
	8	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 8/0, 1
Extérieure	1	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0, 1
	2	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0, 1
	3	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 8/0, 1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	5	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	6	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 8/0, 1
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 8/0, 1
	8	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 8/0, 1

TABLE N.7 – Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g

Vérification des joints

8S-TypeB-DC3-0,67g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	901,8	352,0	2,6
	2	848,7	352,0	2,4
	3	711,5	352,0	2,0
	4	577,0	352,0	1,6
	5	528,1	329,2	1,6
	6	448,9	329,2	1,4
	7	460,2	329,2	1,4
	8	262,8	237,2	1,1
Extérieurs	1	775,0	232,9	3,3
	2	734,8	232,9	3,2
	3	616,9	232,9	2,6
	4	501,7	232,9	2,2
	5	465,8	210,1	2,2
	6	404,9	210,1	1,9
	7	380,4	210,1	1,8
	8	199,4	151,3	1,3

TABLE N.8 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 8S-TypeB-DC3-0,67g

Portique 8S-TypeB-DC3-0,44g

Efforts Internes

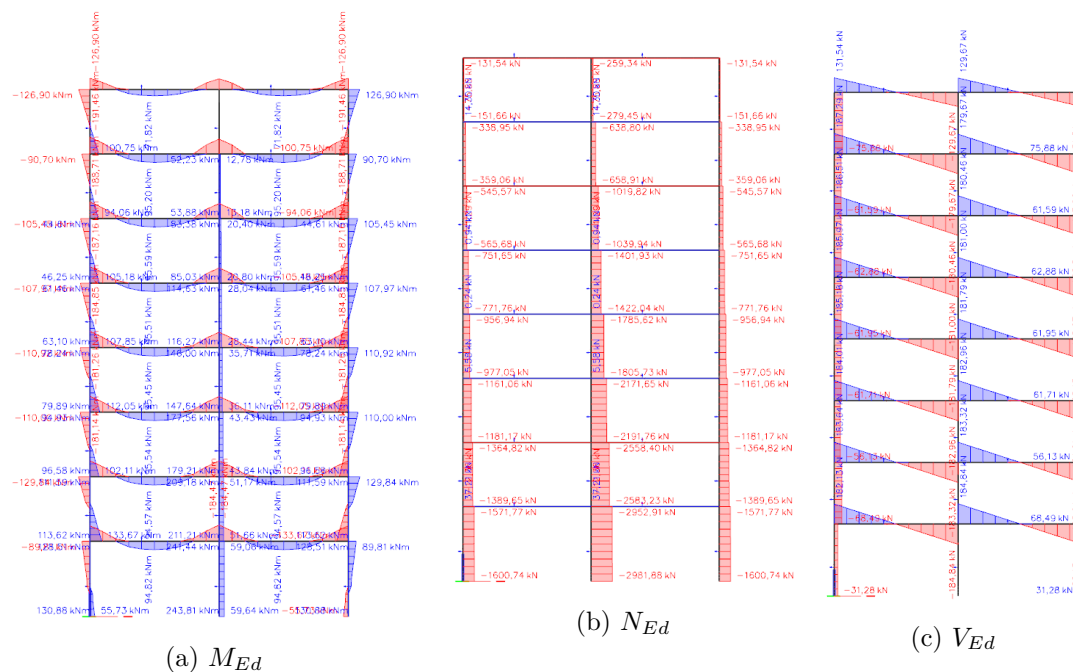


FIGURE N.5 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g

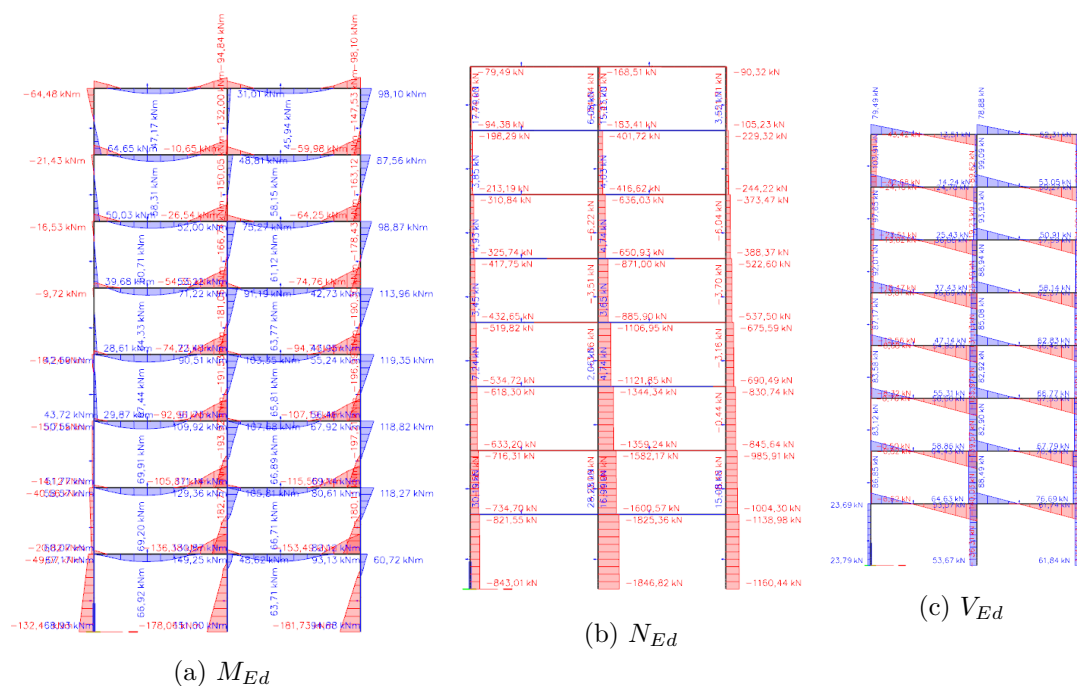


FIGURE N.6 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0,1
4	300	400	6 ϕ 20	4 ϕ 16	1,01	0,67	3 ϕ 8/0,1
5	300	400	6 ϕ 16	4 ϕ 16	1,01	0,67	3 ϕ 8/0,1
6	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
7	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
8	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE N.9 – Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g

Poutres du Portique 8S-TypeB-DC3-0,44g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	184,5	94,8	188,4	119,1	0,98	0,80	192,7	218,3	0,88
2	193,9	94,6	188,4	119,1	1,03	0,79	196,6	218,3	0,90
3	191,5	95,5	188,4	119,1	1,02	0,80	196,6	218,3	0,90
4	184,9	95,5	181,0	119,1	1,02	0,80	193,1	218,3	0,88
5	187,2	95,5	181,0	119,1	1,03	0,80	189,3	218,3	0,87
6	188,7	95,6	210,1	119,1	0,90	0,80	189,6	218,3	0,87
7	191,5	95,2	210,1	119,1	0,91	0,80	184,5	218,3	0,84
8	126,9	71,8	151,3	85,9	0,84	0,84	133,8	218,3	0,61

TABLE N.10 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 8S-TypeB-DC3-0,44g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 6/0,075
	2	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 6/0,075
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	5	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	6	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0,075
	7	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0,075
	8	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 6/0,075
Extérieure	1	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 6/0,075
	2	500	500	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,15	4 ϕ 6/0,075
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	5	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	6	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,07	4 ϕ 6/0,075
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,51	4 ϕ 6/0,075
	8	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0,075

TABLE N.11 – Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g

Vérification des joints

8S-TypeB-DC3-0,44g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	901,0	307,5	2,9
	2	760,5	307,5	2,5
	3	623,5	307,5	2,0
	4	576,8	300,1	1,9
	5	495,8	300,1	1,7
	6	450,1	329,2	1,4
	7	493,5	329,2	1,5
	8	262,8	237,2	1,1
Extérieurs	1	756,9	188,4	4,0
	2	641,5	188,4	3,4
	3	528,0	188,4	2,8
	4	494,7	181,0	2,7
	5	390,8	181,0	2,2
	6	331,9	210,1	1,6
	7	379,3	210,1	1,8
	8	199,2	151,3	1,3

TABLE N.12 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 8S-TypeB-DC3-0,44g

Portique 8S-TypeB-DC3-0,22g

Efforts Internes

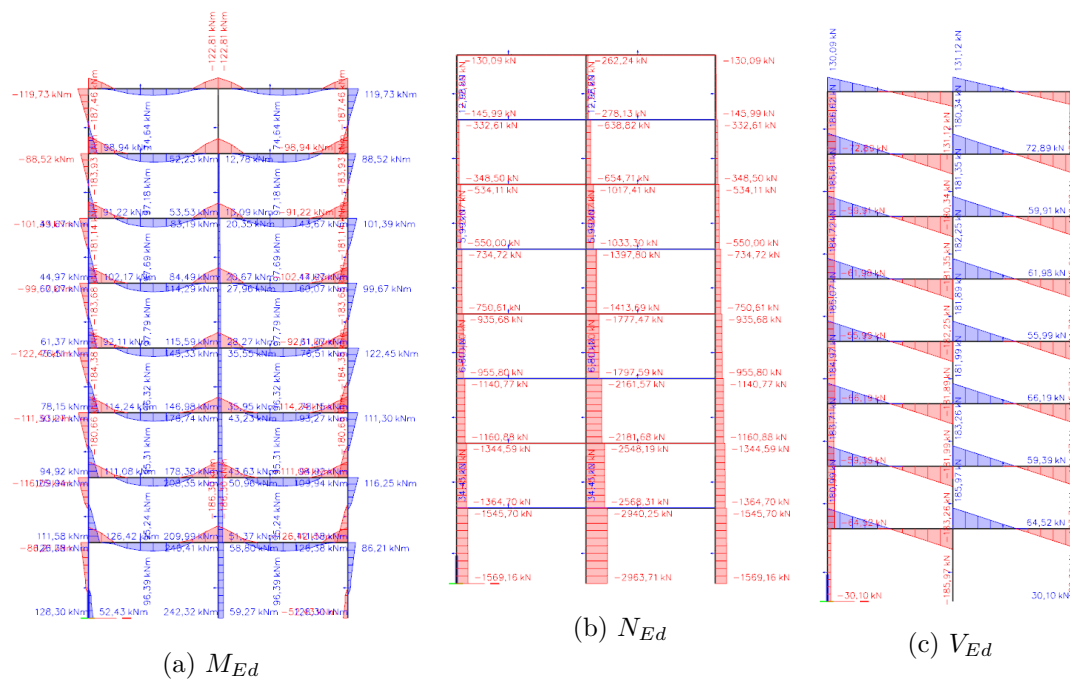


FIGURE N.7 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g

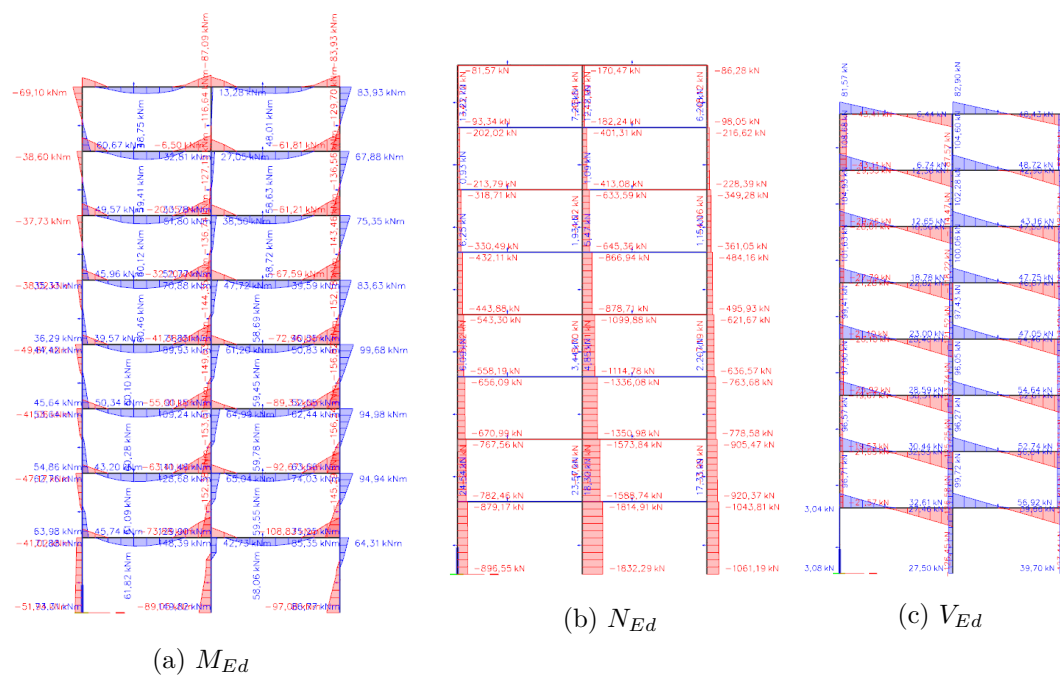


FIGURE N.8 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0,1
4	300	400	6 ϕ 20	4 ϕ 16	1,01	0,67	3 ϕ 8/0,1
5	300	400	6 ϕ 16	4 ϕ 16	1,01	0,67	3 ϕ 8/0,1
6	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
7	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
8	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE N.13 – Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g

Poutres du Portique 8S-TypeB-DC3-0,22g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	186,3	96,4	188,4	119,1	0,99	0,81	182,8	218,3	0,84
2	180,7	95,2	188,4	119,1	0,96	0,80	183,3	218,3	0,84
3	184,4	95,3	188,4	119,1	0,98	0,80	183,5	218,3	0,84
4	183,7	96,3	181,0	119,1	1,01	0,81	180,8	218,3	0,83
5	181,1	97,8	181,0	119,1	1,00	0,82	178,1	218,3	0,82
6	183,9	97,7	210,1	119,1	0,88	0,82	181,3	218,3	0,83
7	187,5	97,2	210,1	119,1	0,89	0,82	178,9	218,3	0,82
8	122,8	74,6	151,3	85,9	0,81	0,87	131,1	218,3	0,60

TABLE N.14 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 8S-TypeB-DC3-0,22g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	5	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	6	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	7	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0, 1
	8	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 20	2,36	4 ϕ 6/0, 1
Extérieure	1	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	2	450	450	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	5	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	6	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,51	4 ϕ 6/0, 1
	8	400	400	4 ϕ 20	8 ϕ 16	1,79	4 ϕ 6/0, 1

TABLE N.15 – Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g

Vérification des joints

8S-TypeB-DC3-0,22g				
Joints	Etage	$\sum M_{Rc}$ [kNm]	$\sum M_{Rb}$ [kNm]	Ratio [-]
Intérieurs	1	709,3	307,5	2,3
	2	666,6	307,5	2,2
	3	622,0	307,5	2,0
	4	497,7	300,1	1,7
	5	417,0	300,1	1,4
	6	449,3	329,2	1,4
	7	493,1	329,2	1,5
	8	262,7	237,2	1,1
Extérieurs	1	574,3	188,4	3,0
	2	545,2	188,4	2,9
	3	515,1	188,4	2,7
	4	412,2	181,0	2,3
	5	311,4	181,0	1,7
	6	327,6	210,1	1,6
	7	376,9	210,1	1,8
	8	198,4	151,3	1,3

TABLE N.16 – Vérification du critère de dimensionnement en capacité des joints du portique 8S-TypeB-DC3-0,22g

Portique 8S-TypeB-DC2-0,44g

Efforts Internes

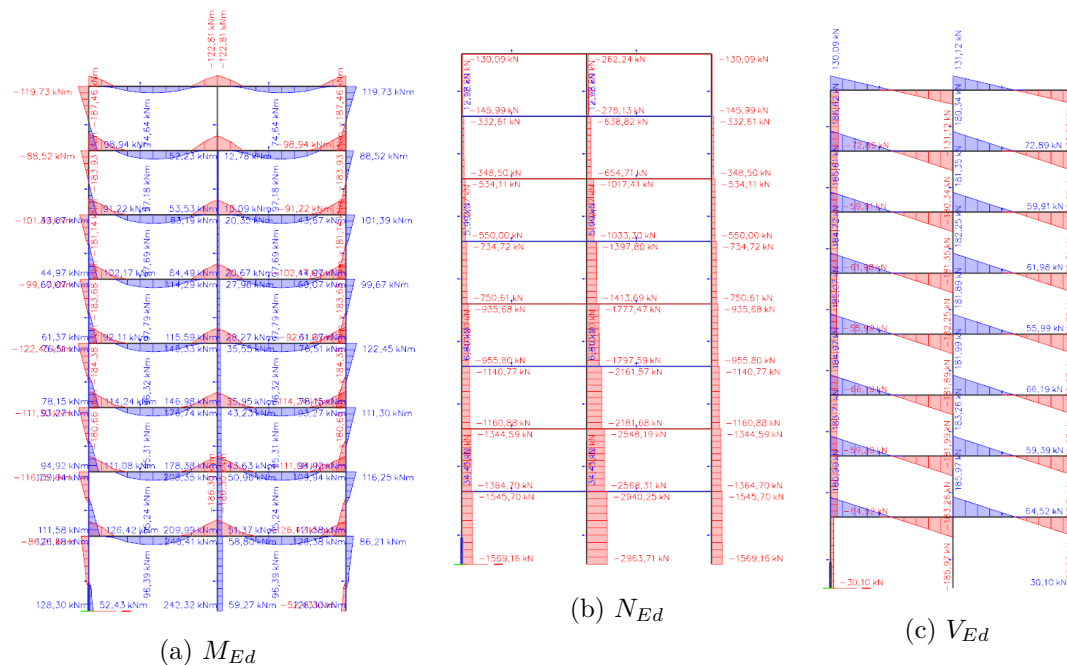


FIGURE N.9 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g

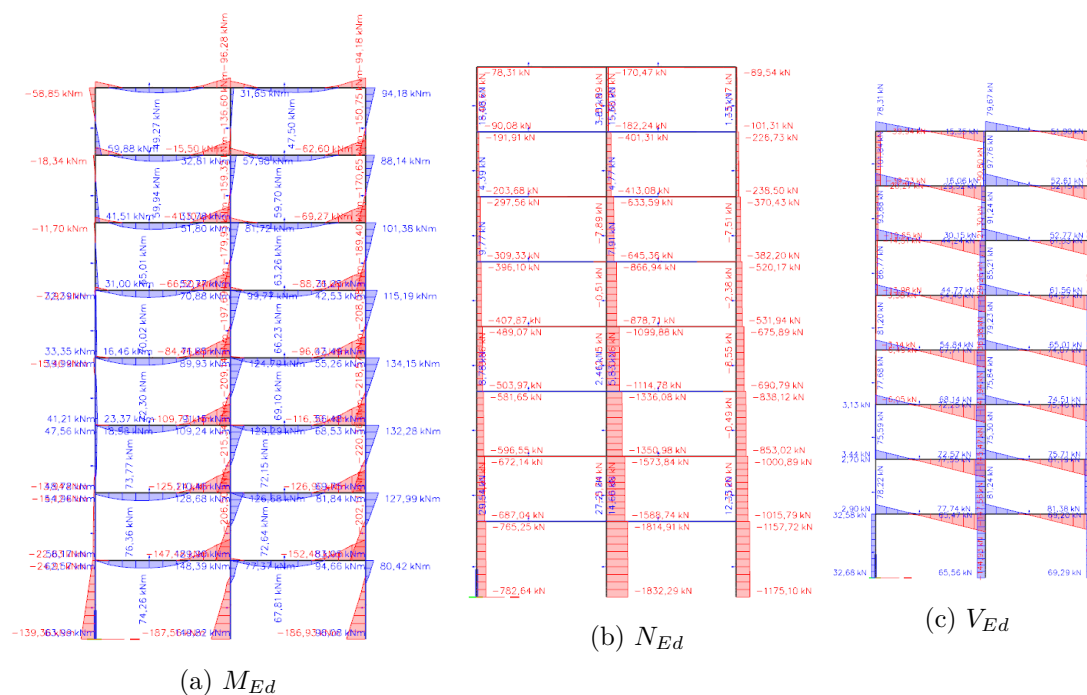


FIGURE N.10 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
4	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
5	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
6	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
7	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
8	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE N.17 – Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g

Poutres du Portique 8S-TypeB-DC2-0,44g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	202,1	96,4	232,9	119,1	0,87	0,81	209,5	218,3	0,96
2	220,4	95,2	232,9	119,1	0,95	0,80	212,4	218,3	0,97
3	218,6	95,3	232,9	119,1	0,94	0,80	211,9	218,3	0,97
4	208,1	96,3	210,1	119,1	0,99	0,81	204,3	218,3	0,94
5	189,4	97,8	210,1	119,1	0,90	0,82	198,3	218,3	0,91
6	181,1	97,7	210,1	119,1	0,86	0,82	192,3	218,3	0,88
7	187,5	97,2	210,1	119,1	0,89	0,82	185,8	218,3	0,85
8	122,8	74,6	151,3	85,9	0,81	0,87	134,3	218,3	0,62

TABLE N.18 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 8S-TypeB-DC2-0,44g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	5	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,075
	6	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,075
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,075
	8	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,075
Extérieure	1	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0,075
	5	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,075
	6	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,075
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,075
	8	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0,075

TABLE N.19 – Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC2-0,44g

Portique 8S-TypeB-DC2-0,22g

Efforts Internes

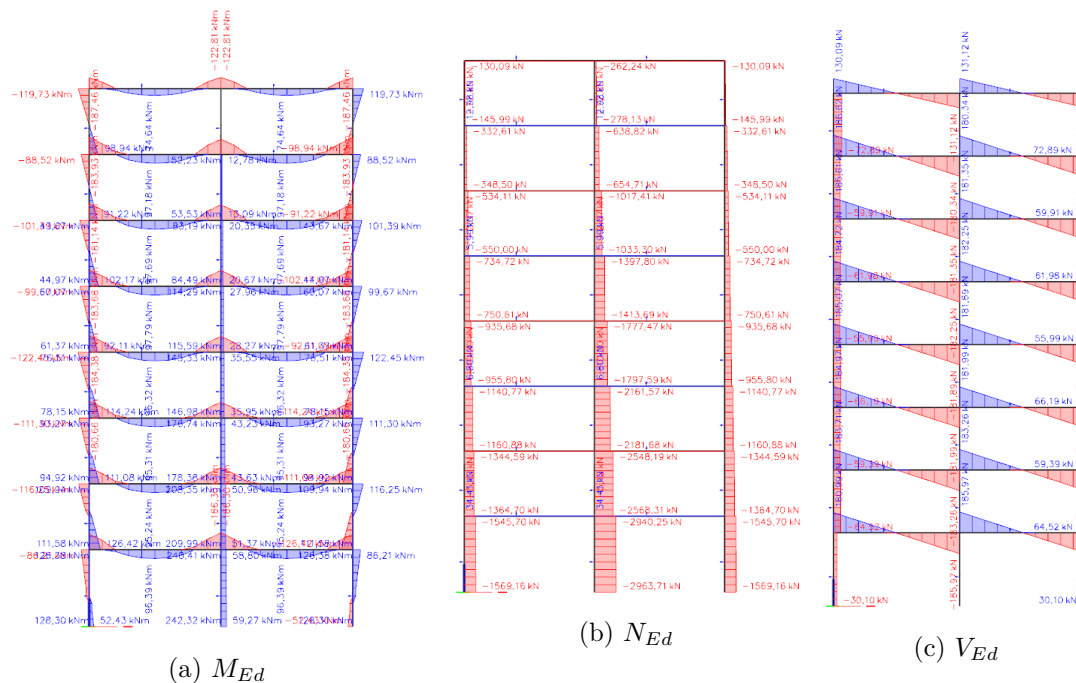


FIGURE N.11 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g

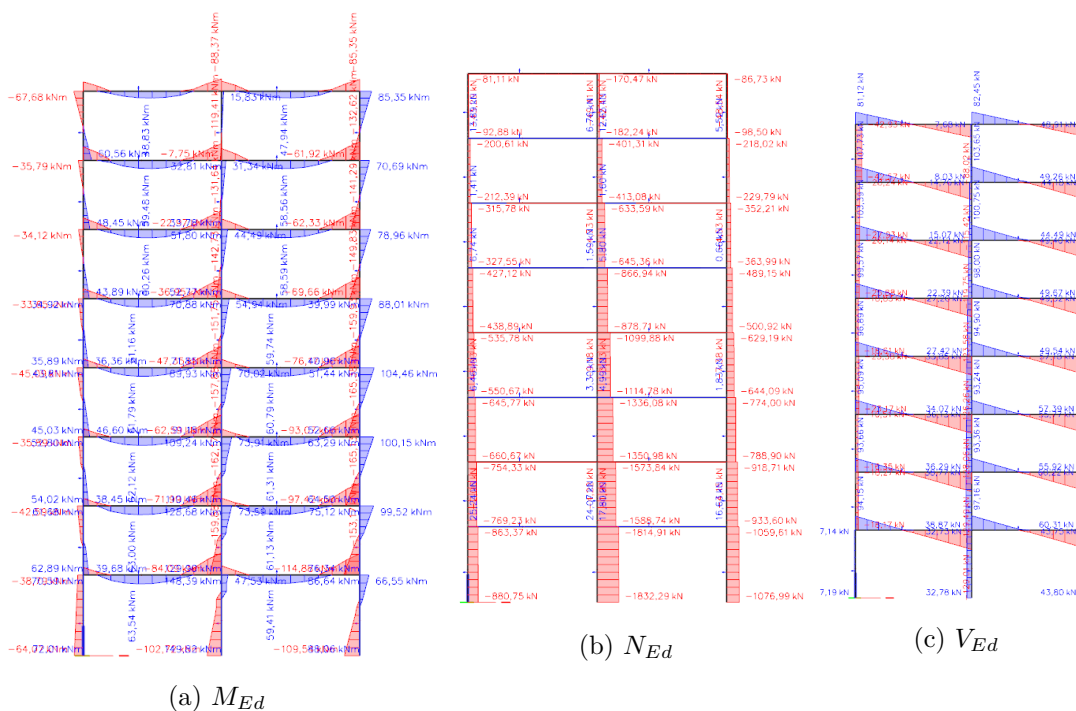


FIGURE N.12 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0, 1
2	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0, 1
3	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0, 1
4	300	400	6 ϕ 16	4 ϕ 16	1,01	0,67	3 ϕ 8/0, 1
5	300	400	6 ϕ 16	4 ϕ 16	1,01	0,67	3 ϕ 8/0, 1
6	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
7	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0, 1
8	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0, 1

TABLE N.20 – Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g

Poutres du Portique 8S-TypeB-DC2-0,22g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	186,3	96,4	188,4	119,1	0,99	0,81	185,4	218,3	0,85
2	180,7	95,2	188,4	119,1	0,96	0,80	186,2	218,3	0,85
3	184,4	95,3	188,4	119,1	0,98	0,80	186,3	218,3	0,85
4	183,7	96,3	181,0	119,1	1,01	0,81	183,3	218,3	0,84
5	181,1	97,8	181,0	119,1	1,00	0,82	180,2	218,3	0,83
6	183,9	97,7	210,1	119,1	0,88	0,82	182,8	218,3	0,84
7	187,5	97,2	210,1	119,1	0,89	0,82	179,9	218,3	0,82
8	122,8	74,6	151,3	85,9	0,81	0,87	131,5	218,3	0,60

TABLE N.21 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

Colonnes du Portique 8S-TypeB-DC2-0,22g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	5	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	6	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	8	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
Extérieure	1	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	4 ϕ 6/0, 1
	5	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	6	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1
	8	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	4 ϕ 6/0, 1

TABLE N.22 – Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC2-0,22g

Portique 8S-TypeB-DC1-0,22g

Efforts Internes

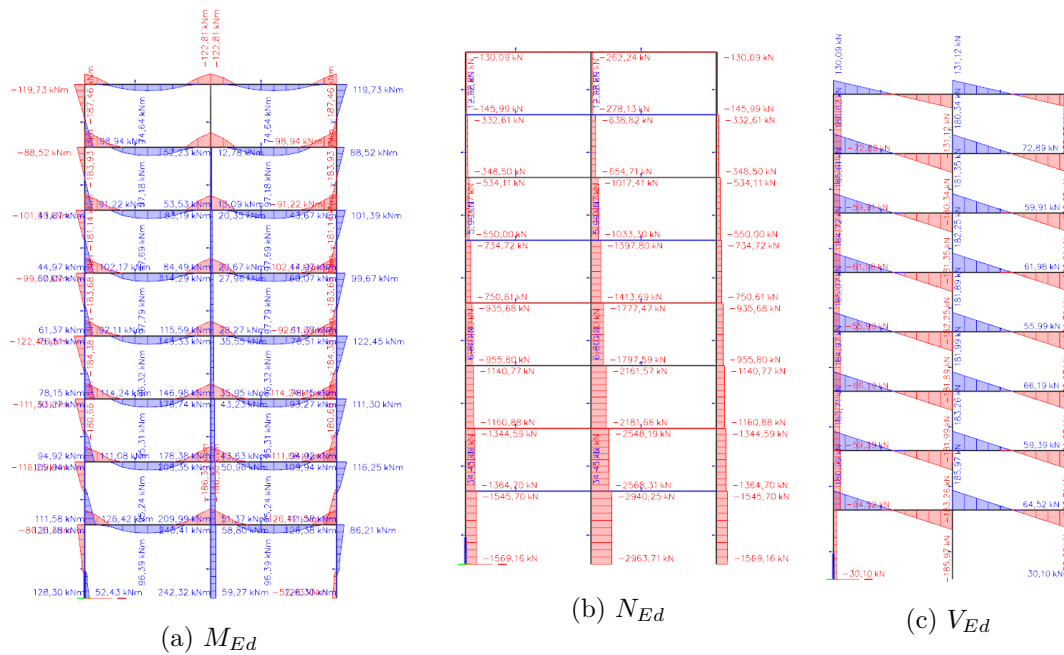


FIGURE N.13 – Efforts internes issus de la combinaison ELU du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g

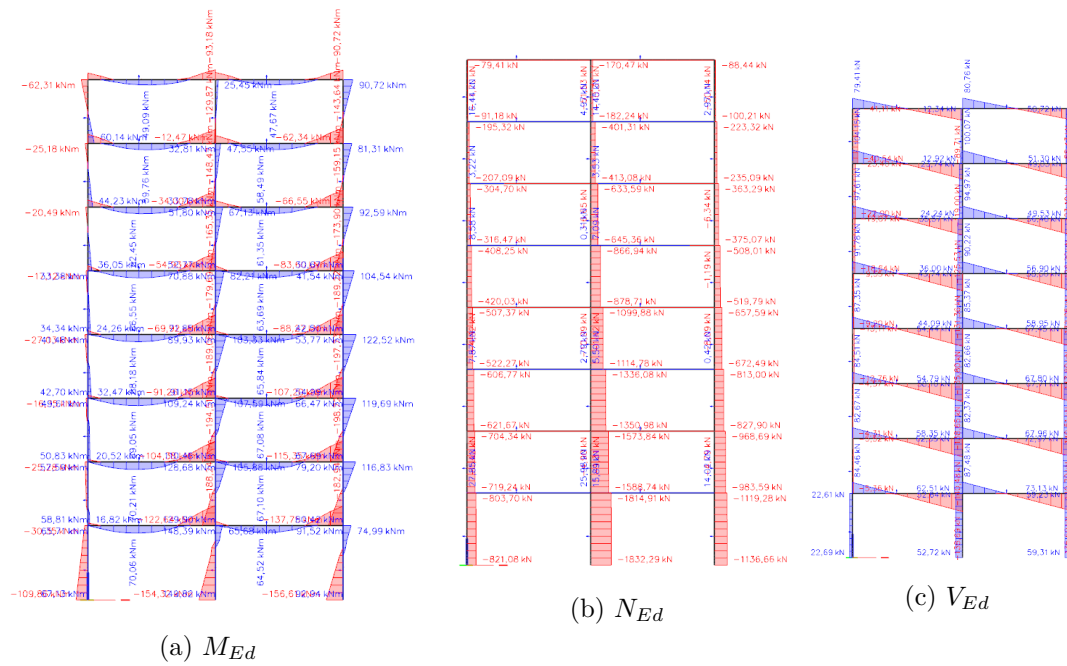


FIGURE N.14 – Efforts internes issus de la combinaison Sismique du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g

Dimensionnement des poutres

Poutres du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g							
Etage	b[mm]	h[mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_{s1} [%]	ρ_{s2} [%]	A_{sw}/s
1	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,05	0,67	3 ϕ 8/0,1
2	300	400	5 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
3	300	400	4 ϕ 20	4 ϕ 16	1,31	0,67	3 ϕ 8/0,1
4	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
5	300	400	6 ϕ 16	4 ϕ 16	1,01	0,67	3 ϕ 8/0,1
6	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
7	300	400	7 ϕ 16	4 ϕ 16	1,17	0,67	3 ϕ 8/0,1
8	300	400	5 ϕ 16	5 ϕ 12	0,84	0,47	3 ϕ 8/0,1

TABLE N.23 – Dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g

Poutres du Portique 8S-TypeB-DC1-0,22g									
Etage	M_{Ed}^+ [kNm]	M_{Ed}^- [kNm]	M_{Rb}^+ [kNm]	M_{Rb}^- [kNm]	UC^+ [-]	UC^- [-]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	UC [-]
1	188,2	96,4	188,4	119,1	1,00	0,81	186,0	218,3	0,85
2	194,5	95,2	232,9	119,1	0,84	0,80	183,7	218,3	0,84
3	197,7	95,3	232,9	119,1	0,85	0,80	185,0	218,3	0,85
4	189,2	96,3	210,1	119,1	0,90	0,81	185,1	218,3	0,85
5	181,1	97,8	181,0	119,1	1,00	0,82	184,7	218,3	0,85
6	183,9	97,7	210,1	119,1	0,88	0,82	185,6	218,3	0,85
7	187,5	97,2	210,1	119,1	0,89	0,82	186,6	218,3	0,85
8	122,8	74,6	151,3	85,9	0,81	0,87	131,1	218,3	0,60

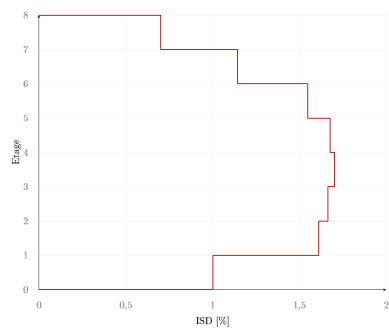
TABLE N.24 – Vérification du dimensionnement des poutres du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g
(UC = *Unity Check*)

Dimensionnement des colonnes

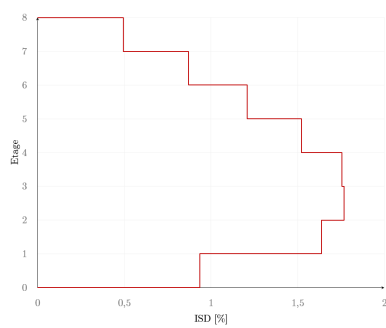
Colonnes du Portique 8S-TypeB-DC1-0,22g							
Colonne	Etage	b [mm]	h [mm]	A_{s1}	A_{s2}	ρ_s [%]	A_{sw}/s
Intérieure	1	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	2 ϕ 6/0,1
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	2 ϕ 6/0,1
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	2 ϕ 6/0,1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	2 ϕ 6/0,1
	5	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	2 ϕ 6/0,1
	6	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	2 ϕ 6/0,1
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	2 ϕ 6/0,1
	8	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	2 ϕ 6/0,1
Extérieure	1	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	2 ϕ 6/0,1
	2	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	2 ϕ 6/0,1
	3	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	2 ϕ 6/0,1
	4	450	450	4 ϕ 16	8 ϕ 16	1,19	2 ϕ 6/0,1
	5	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	2 ϕ 6/0,1
	6	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	2 ϕ 6/0,1
	7	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	2 ϕ 6/0,1
	8	400	400	4 ϕ 16	8 ϕ 12	1,07	2 ϕ 6/0,1

TABLE N.25 – Dimensionnement des colonnes du portique 8S-TypeB-DC1-0,22g

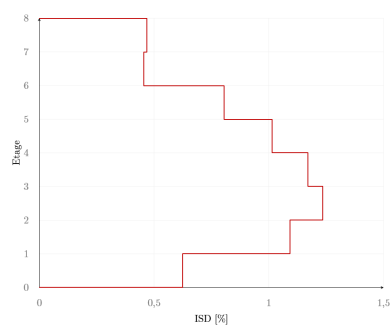
Déplacement entre étage



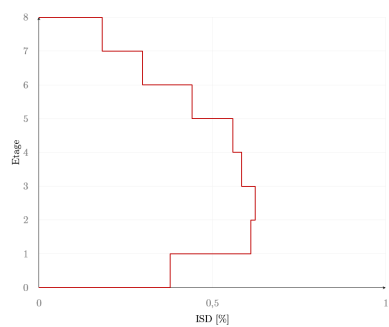
(a) 8S-TypeB-DC3-0,85g



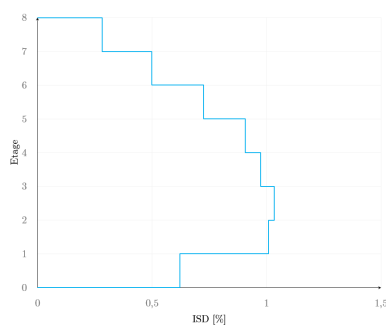
(b) 8S-TypeB-DC3-0,67g



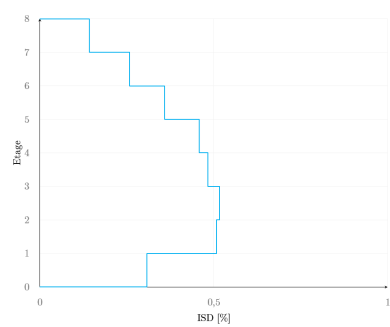
(c) 8S-TypeB-DC3-0,44g



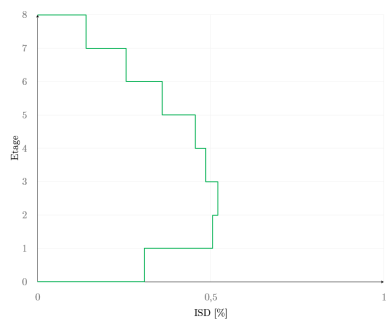
(d) 8S-TypeB-DC3-0,22g



(e) 8S-TypeB-DC2-0,44g



(f) 8S-TypeB-DC2-0,22g



(g) 8S-TypeB-DC1-0,22g

FIGURE N.15 – Déplacement entre étage (*inter storey drift* ISD) des portiques 8S-TypeB

Bibliographie

- [1] Commission Européenne. URL : <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/>. (Consulté le 28.02.2021).
- [2] *Eurocodes*. Wikipédia, l'encyclopédie libre. URL : <https://en.wikipedia.org/wiki/Eurocodes>. (Consulté le 27.02.2021).
- [3] Commission Européenne des NORMALISATION / COMITÉ TECHNIQUE 250 (CEN/TC 250). « N 1250 Policy Guidelines and Procedures (Version 8) ». In : (Avril 2019).
- [4] NBN EN 1998-1. *Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. Belgique : Bureau de Normalisation, 2004.
- [5] Pumier A. et Degée H. *Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8 [note de cours GCIV2042-1]*. Université de Liège, Belgique, 2011. DOI : <http://hdl.handle.net/2268/61649>.
- [6] Commission Européenne des NORMALISATION / COMITÉ TECHNIQUE 250 (CEN/TC 250). « The Eurocodes and the Construction Industry, medium-Term Strategy 2008 - 2013 ». In : (January 2009).
- [7] Service Sismologique Suisse. URL : <http://www.seismo.ethz.ch/fr/knowledge/things-to-know/causes-of-earthquakes/europe/>. (Consulté le 28.02.2021).
- [8] Dazio A. « Capacité portante des constructions en béton ». In : (). DOI : https://www.epfl.ch/labs/imac/wp-content/uploads/2018/10/D0211_Beton-1.pdf.
- [9] Fardis Michael N. *Seismic Design, Assessment and Retrofit of Concrete Buildings based on EN - Eurocode 8*. Springer, 2009. 743 p.
- [10] Fardis M.N et al. *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8*. CRC Press, 2015. 392 p.
- [11] Young H.D et Freedman R.A. *University Physics with modern Physics*. Pearson, 2009. 1593 p.
- [12] Chopra Anil K. *Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Pearson, 2020. 960 p.
- [13] Almeida J.P. *LGCIV2042 Dynamics Of Structures*. Université Catholique de Louvain, Belgique, 2020-2021.
- [14] Almeida J.P. *LGCIV2046 Earthquake Engineering*. Université Catholique de Louvain, Belgique, 2020-2021.
- [15] Urbanski A. et al. *Static Pushover Analysis - ZSoil .PC 070202 report*. URL : https://www.zsoil.com/zsoil_manual/Rep-Pushover.pdf.

- [16] Manohar S. et Madhekar S. *Seismic Design of RC Buildings - Theory and Practice*. Springer, 2015. 450 p.
- [17] Vidic T., Fajfar P. et Fischinger M. *Consistent Inelastic Design Spectra : Strength and Displacement - Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. T. 23. 1994.
- [18] CEN/TC 250/SC8 N966. *En1998-1-2 SC8 - Eurocode 8 : Earthquake resistance design of Structures (Working Draft)*. 2021.
- [19] CEN/TC 250/SC8 N969. *En1998-1-1 SC8 - Eurocode 8 : Earthquake resistance design of Structures (Working Draft)*. 2021.
- [20] ASCE/SEI 41-17. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. United States : American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017.
- [21] Applied Technology Council (ATC) et Federal Emergency Management Agency (FEMA). *NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA Publication 273)*. Washington, DC : Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997.
- [22] Fajfar P. « A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design ». In : 16 (August 2000).
- [23] Correia A. et Almeida J.P. *Nonlinear Response Analysis - Nonlinear Static Analysis (Course Notes)*. 2020-2021.
- [24] Newmark N.M et Hall W.J. *Earthquake Spectra and Design*. The Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- [25] Muho E., Papagiannopoulos G. et Baskos D. « A seismic design method for reinforced concrete moment resisting frames using modal strength reduction factors ». In : (January 2018).
- [26] EN 1992-1-1. *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*. Belgique : Bureau de Normalisation, 2005.
- [27] Applied Technology COUNCIL, Moehle J.P et Hooper J.D. *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames, A Guide for Practicing Engineers*. National Institute of Standards et Technology (NIST), 2015. 42 p. DOI : <http://dx.doi.org/10.6028/NIST.GCR.16-917-40>.
- [28] Cap J.F. *Structure en béton armé*. Université Catholique de Louvain, Belgique, 2018-2019.
- [29] Bond A.J. Brooker O. Harris A.J. Harrison T. Moss R.M. Narayanan R.S. et Webster R. *How to design Concrete Structures using Eurocode 2*. The Concrete Centre, December 2006. 98 p.
- [30] European COMMISSION. *Optimising the seismic performance of steel and steel-concrete structures by standardising material quality control*. 2013.
- [31] EN 1991-1-1. *Eurocode 1 : Actions on Structures - Part 1-1 : General actions - densities, self-weight, imposed loads for buildings*. Comité Européen de Normalisation CEN, 2002.
- [32] Scia Engineer a Nemetschek Company. URL : <https://www.scia.net/en/support/downloads/official-scia-logos>. (Consulté le 02.04.2021).
- [33] Seismosoft LTD. *SeismoStruct 2020 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*. Italy, 2020. DOI : <https://seismosoft.com/products/seismostruct/>.

- [34] Sousa R. et al. *Shake table blind prediction tests : Contributions for improved fiber-based frame modelling*. Journal of Earthquake Engineering 24(9), 2020. 1435-1476.
- [35] Crisfield Michael A. *A consistent co-rotational formulation for non-linear, three-dimensional, beam-elements*. Computer methods in applied mechanics et engineering 81.2, 1990. 131-150.
- [36] Almeida J. P., Danilo T. et Beyer K. *Modelling approaches for inelastic behaviour of RC walls : multi-level assessment and dependability of results*. Archives of Computational Methods in Engineering 23.1, 2016. 69-100.
- [37] Calabrese A., Almeida J.P. et Pinho R. *Numerical issues in distributed inelasticity modeling of RC frame elements for seismic analysis*. urnal of Earthquake Engineering 14.S1, 2010. 38-68.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl