

Evaluation et proposition d'optimisation ex-post de constructions post-catastrophes en acier formé à froid au Vietnam

par
LAURA LYON



Thèse soumise à l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne en conformité avec les
exigences du diplôme de Master of Science en génie civil

Superviseur

Prof. Dr. Alain Nussbaumer
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL
Faculté ENAC – Institut d'Ingénierie Civile
Laboratoire des structures métalliques résilientes RESSLAB

Assistant

Mr. Martin Garcia
Assistant – doctorant
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL
Faculté ENAC – Institut d'Ingénierie Civile
Laboratoire des structures métalliques résilientes RESSLAB

Expert externe

Mr. Thierry Meystre

Collaborateur

Mr. Antoine Weber
Consultant
Ancien collaborateur du CICR

PHOTOGRAPHIE DE COUVERTURE

UNE DES 1000 MAISONS CONSTRUITES
DANS LA PROVINCE DE KIEN GIANG EN
2002 PAR LA CROIX-ROUGE SUISSE.

Table des matières

Index des figures	VI
Introduction.....	1
Partie 1 – Analyse in situ des structures	3
1 Projet initial	3
1.1 Contexte	3
1.2 Reconstructions.....	4
1.2.1 Types de maisons	5
1.2.2 Mise en œuvre du projet.....	7
1.2.3 Profilés Lysaght.....	7
1.2.4 Réception par les bénéficiaires	8
1.3 Seconde phase de projet de reconstruction à Kien-Giang	9
2 Suivi des reconstructions.....	9
2.1 Evaluation de la qualité des reconstructions en 2005	9
2.2 Campagne de maintenance et réparation en 2006	13
2.3 M & R dans la province de Kien-Giang	14
3 Examen approfondi sur place des constructions existantes	14
3.1 Méthode adoptée.....	14
3.1.1 Lieux visités.....	15
3.1.2 Instruments de mesure	17
3.2 Observation des structures	18
3.2.1 Localisation.....	18
3.2.2 Réponses au questionnaire aux bénéficiaires.....	21
3.2.3 Dégâts / défauts observés.....	28
4 Analyse des données obtenues.....	33
4.1 Les éléments de structure	33
4.2 La corrosion	35
4.2.1 Méthodes de protection	37
4.2.2 Reconstructions au Vietnam	48
Partie 2 – Analyse de la résistance et proposition d’optimisation.....	50
1 Charges de dimensionnement actualisées.....	50
1.1 Généralités	50
1.1.1 Classification du bâtiment.....	50
1.1.2 Combinaisons de charges.....	52
1.2 Poids propre	52

1.2.1	Les profilés en acier formés à froid	53
1.2.2	Le plancher	53
1.2.3	Les murs.....	53
1.2.4	La toiture	53
1.3	Charges utiles	53
1.4	Charges naturelles actualisées	54
1.4.1	Inondations.....	55
1.4.2	Vents et typhons.....	59
1.4.3	Charges sismiques	70
1.4.4	Charges non considérées.....	74
2	Résistance du système construit	75
2.1	Dimensions de la maison.....	75
2.2	Qualité et nuance d'acier	75
2.3	Modèle informatique	75
2.4	Méthode de dimensionnement – largeurs efficaces	76
2.5	Modèle avec rotules.....	77
2.6	Cas de charges.....	79
2.6.1	Poids propre et charges permanentes	79
2.6.2	Charges utiles	79
2.6.3	Charges de vent.....	80
2.6.4	Charges sismiques	81
2.7	Analyse de la résistance de la structure.....	82
2.7.1	Combinaisons de charges sans le vent	82
2.7.2	Combinaisons de charges avec le vent.....	84
2.7.3	Appuis de déversement des pannes	89
2.7.4	Retrait d'éléments.....	91
2.7.5	Surcharge sur le plancher	95
2.7.6	Modèle avec sections corrodées.....	97
2.7.7	Modèle sans le plancher.....	98
2.7.8	Vérification des pieux	99
2.8	Analyse des déplacements de la structure.....	101
2.8.1	Analyse non-linéaire.....	101
2.8.2	Vérification de la tôle	109
2.9	Renforcements possibles à apporter aux structures existantes	111
2.9.1	Renforcement des poutres du plancher.....	111
2.9.2	Renforcement des assemblages.....	112

2.10	Vérification selon la Direct Strength Method	114
2.10.1	Explications de la DSM	114
2.10.2	Poutre du plancher C15015.....	117
3	Concepts de structure améliorée	121
3.1	Pannes en Z plus épaisses	121
3.2	Pannes en Z de plus grandes dimensions.....	123
3.3	Poutres plancher au niveau des colonnes.....	125
3.4	Solidification de la structure en toiture	126
	Conclusion	128
	Remerciements	129
	Bibliographie.....	130
	Annexe A – Proposition de contrat entre BHP – SRC / Liste du matériel.....	132
	Annexe B – Calcul des charges	134
	Annexe B1 - Charges Permanentes	134
	Annexe B2 – Charges de vent.....	135
	Annexe B2.1 - Vent de 100 [km/h]	135
	Annexe B2.2 - Vent de 105 [km/h]	135
	Annexe B2.3 - Vent de 110 [km/h]	136
	Annexe B2.4 - Vent de 120 [km/h]	136
	Annexe B2.5 - Vent de 125 [km/h]	137
	Annexe B2.6 – Vent de 140 [km/h]	137
	Annexe B2.7 – Vent de 145 [km/h]	138
	Annexe B2.8 – Vent de 160 [km/h]	138
	Annexe C – Plans des reconstructions d’An Giang, Bluescope Lysaght	139
	Annexe D – Vérifications à l’ELU	145
	Annexe D1 – Norme américaine pour le dimensionnement des éléments en flexion formés à froid (AISI S100-2012)	145
	Annexe D2 – Poutre du plancher C15015 – Combinaison 1D + 1.6L.....	164
	Annexe D2.1 – Vérifications à l’aide du logiciel Scia Engineer	164
	Annexe D2.2 – Vérifications à la main.....	166
	Annexe D3 – Poutre en toiture Z10015.....	169
	Annexe E – Vérification de la tôle	173
	Annexe F – Séjour au Vietnam	176
	Annexe F1 – Itinéraire	176
	Annexe F2 – Photos.....	176

Index des figures

Figure 1 : 58 provinces du Vietnam.....	15
Figure 2 : Province de Kien Giang.....	16
Figure 3 : Province d’An Giang	16
Figure 4 : Télémètre laser Bosch	17
Figure 5 : Niveau Laser Bosch.....	17
Figure 6 : Pied à coulisse	17
Figure 7 : Micromètre.....	17
Figure 8 : Mètre pliant.....	18
Figure 9 : Entrée des maisons dans la province de Kien Giang	18
Figure 10 : Maison à Kien Giang n° 19 (Phu My)	19
Figure 11 : Maison à Kien Giang n° 18 (Phu My)	19
Figure 12 : Boulons corrodés ; maison à Kien Giang n° 2	20
Figure 13 : Bas de colonne et pieu endommagés ; maison à Kien Giang n°10	20
Figure 14 : Semelle inférieure rongée par la corrosion ; maison à Kien Giang n°11.....	20
Figure 15 : Poutre secondaire cassée, maison à Kien Giang n° 12	20
Figure 16 : Blocs de briques et ciment entourant les pieux, maison d’An Giang n° 18	21
Figure 17 : Entrée des maisons dans la province d’An Giang.....	21
Figure 18 : Maison abandonnée, maison à An Giang n° 1	22
Figure 19 : Maison en béton avec éléments SRC réutilisés ; maison à Kien Giang n° 15.....	23
Figure 20 : Poutres rongées à cause de l’urine, maison à An Giang n°11	24
Figure 21 : Trous dans la toiture, maisons d’An Giang n°10	24
Figure 22 : Peinture antirouille sur le bas de la structure, maison à Kien Giang n° 8	25
Figure 23 : Poster d’instructions sur la maintenance des maisons, reçu en 2006 par tous les bénéficiaires	26
Figure 24 : Draps sous la toiture pour protéger de la chaleur, maison à An Giang n°12	27
Figure 25 : Grand pot en poterie contenant de l’eau, maison à An Giang n°18	28
Figure 26 : Poutre rongée et boulons rouillés, maisons à Kien Giang n°2	29
Figure 27 : Partie du micropieu cassé par la corrosion, maison à Kien Giang n°12	29
Figure 28 : Poutres inférieures en bon état, maison d’An Giang n°4.....	29
Figure 29 : Barre stabilisatrice détachée de la poutre principale, maison d’An Giang n°7.....	30
Figure 30 : Instabilité d’une poutre secondaire, maisons à An Giang n°6	30
Figure 31 : Instabilité poutre secondaire, maison à An Giang n°7	31
Figure 32 : Section C15015 ; centre de gravité CG et centre de cisaillement CC.....	31
Figure 33 : Non verticalité d’une colonne, maison à Kien Giang n°5	32
Figure 34 : Boulon manquant connexion pieu – colonne, maison à An Giang n°16	32
Figure 35 : Barres de contreventement du cadre du milieu manquantes, maison à An Giang, n°17... ..	33
Figure 36 : Retrait d’une poutre, Espacement entre les 2 poutres environ 120 cm ; maison à An Giang n°16	33
Figure 37 : En vert : revêtement de zinc ; en rouge : revêtement de peinture	38
Figure 38 : Perte d’épaisseur, due à la corrosion d’acier galvanisé exposé dans le grenier de 15 maisons d’habitation situées dans 3 zones géographiques différentes en Angleterre, en fonction du temps d’exposition (John, 1991 [18]). Les points représentent la valeur moyenne de 6 échantillons de chaque maison.	41
Figure 39 : Résistance à la corrosion d’un acier galvanisé à chaud sous différents climats, Source [25]	42

Figure 40 : Durée de vie d'un système DUPLEX [32].....	47
Figure 41 : V Zone, Coastal A Zone and A Zone Source [38]	56
Figure 42 : Echelle de Saffir-Simpson, Source [39].....	60
Figure 43 : Directions du vent considérées	62
Figure 44 : Coefficients de pression externe pour les bâtiments fermés ou partiellement fermés, Source [33]	65
Figure 45 : Coefficients de pression externe pour les bâtiments fermés ou partiellement fermés, Source [33]	66
Figure 46 : Exemple de la représentation de la contrainte critique élastique pour divers modes de flambements en fonction de la demi-longueur d'onde – Exemples de modes de flambements, Eurocode 3, [43]	76
Figure 47 : Exemple de représentation de la charge critique de flambement élastique et de la résistance au flambement en fonction de la longueur de la barre étudiée, Eurocode 3, [43]	76
Figure 48 : Assemblage entre poutre principale et secondaire (cornière 2x2 boulons).....	78
Figure 49 : Connexion entre poutre toiture en C et panne en Z (1 boulon)	78
Figure 50 : Assemblage entre colonne centrale et poutres toiture, vue de l'intérieur	78
Figure 51 : Assemblage entre colonne centrale et poutres toiture, vue de l'extérieur	78
Figure 52 : Connexion colonne – poutre en Z (2 boulons)	78
Figure 53 : Connexion barres de contreventement (1 boulon).....	78
Figure 54 : Modèle de la structure, a) Modèle barre avec rotules, b) Rendu de la géométrie, logiciel Scia Engineer	79
Figure 55 : Charges permanentes, logiciel Scia Engineer	79
Figure 56 : Charges utiles, logiciel Scia Engineer	80
Figure 57 : Charges de vent, direction grande face, logiciel Scia Engineer	81
Figure 58 : Charges de vent, direction petite face, logiciel Scia Engineer	81
Figure 59 : Charges sismiques, direction x, logiciel Scia Engineer	81
Figure 60 : Charges sismiques, direction y, logiciel Scia Engineer.....	82
Figure 61 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.4D, logiciel Scia Engineer	83
Figure 62 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer	83
Figure 63 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(100), logiciel Scia Engineer	85
Figure 64 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(100), logiciel Scia Engineer	85
Figure 65 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W9(100), logiciel Scia Engineer	86
Figure 66 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W9(100), logiciel Scia Engineer	86
Figure 67 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(105), logiciel Scia Engineer	87
Figure 68 : Efforts intérieurs (N, V _y et V _z) en [kip], logiciel Scia Engineer	87
Figure 69 : Efforts intérieurs (M _x , M _y et M _z) en [kipft], logiciel Scia Engineer.....	87
Figure 70 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(110), logiciel Scia Engineer	88
Figure 71 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(110), logiciel Scia Engineer	88
Figure 72 : Cliplock : Lien tôle de la toiture avec panne en Z.....	90
Figure 73 : Modèle avec appuis au déversement, logiciel Scia Engineer	90
Figure 74 : Modèle avec appuis de déversement, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(110), logiciel Scia Engineer	91
Figure 75 : Retrait des tiges, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer	91
Figure 76 : Tiges de contreventement	92
Figure 77 : Profilé tenu par les tiges.....	92
Figure 78 : Retrait des câbles, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(100), logiciel Scia Engineer.....	93

Figure 79 : Retrait des barres CV, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(100), logiciel Scia Engineer	93
Figure 80 : Message après calcul de la structure sans les barres de contreventement, logiciel Scia Engineer.....	94
Figure 81 : Retrait d'une poutre, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer.....	95
Figure 82 : Charges utiles réparties + ponctuelles, logiciel Scia Engineer.....	96
Figure 83 : Charges de 0.039 [kip/ft ²] et 0.225 [kip], Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer	96
Figure 84 : Bas des colonnes corrodés, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer.....	97
Figure 85 : Semelles inférieures poutres corrodées, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer	98
Figure 86 : Sans plancher, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(100), logiciel Scia Engineer.....	99
Figure 87 : Modélisation du pieu, de différentes longueurs, avec charges appliquées, logiciel Scia Engineer.....	100
Figure 88 : Pieu de 1m, Contrôle LRFD, Réactions d'appui sous 1.2D + 1L + 1W5(100), logiciel Scia Engineer.....	100
Figure 89 : Messages d'erreur, calcul non-linéaire, logiciel Scia Engineer.....	102
Figure 90 : Modèle C15019, Déformée des colonnes, valeurs u_y du déplacement du haut des colonnes [inch], combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100) a) calcul linéaire b) calcul non-linéaire, logiciel Scia Engineer.....	104
Figure 91 : Modèle réel, Déformée des colonnes, valeurs u_y du déplacement du haut des colonnes [inch], combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100), logiciel Scia Engineer.....	105
Figure 92 : Valeurs des paramètres pour dalles orthotropes, logiciel Scia Engineer	107
Figure 93 : Tôles plates, Déformée des colonnes, valeurs du déplacement maximal des colonnes, combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100) a) calcul linéaire b) calcul non-linéaire, logiciel Scia Engineer... ..	107
Figure 94 : Tôles ondulées, Déformée des colonnes, valeurs du déplacement maximal des colonnes, combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100) a) calcul linéaire b) calcul non-linéaire, logiciel Scia Engineer	108
Figure 95 : Structure réelle, Déformée des colonnes, valeurs du déplacement maximal des colonnes, combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100) a) avec tôles ondulées b) sans tôle, logiciel Scia Engineer.....	109
Figure 96 : Tôle arrière étudiée, logiciel Scia Engineer	109
Figure 97 : Comportement d'un panneau soumis à une force de cisaillement Q, TGC 11 § 14.4	110
Figure 98 : Déplacement a) de la colonne b) de la plaque, Logiciel Scia Engineer	110
Figure 99 : renforcement poutres du plancher corrodées.....	112
Figure 100 : Connexion entre la poutre secondaire et la poutre principale par une cornière et 4 boulons.....	113
Figure 101 : Connexion améliorée entre poutre secondaire et poutre principale	113
Figure 102 : Modèle « encastrement », Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(110), logiciel Scia Engineer	113
Figure 103 : Connexion colonne – poutre principale/secondaire de bord	114
Figure 104 : Fundamental « thinking model » for (a) effective width and (b) Direct Strength Method, Source [50]	115
Figure 105 : Introduction des charges, logiciel CUFSM.....	116
Figure 106 : Courbe de flambage élastique typique, logiciel CUFSM	116
Figure 107 : Calculated Section Properties, logiciel CUFSM.....	117
Figure 108 : Signature Curve, logiciel CUFSM	117

Figure 109 : Déformée de la section du résultat CUFSM, pour une longueur de 3.6m, logiciel CUFSM	118
Figure 110 : Déformée de la section du résultat CUFSM, pour une longueur de 1.8m, logiciel CUFSM	118
Figure 111 : Sections Z et C de la gamme Lysaght, Source [52]	121
Figure 112 : Dimensions des sections Z et C de la gamme Lysaght, Source [52]	121
Figure 113 : Section + épaisse, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(110), logiciel Scia Engineer.....	122
Figure 114 : Section + épaisse, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(125), logiciel Scia Engineer.....	122
Figure 115 : Section + grande, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(125), logiciel Scia Engineer.....	123
Figure 116 : Section Z + grande, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(140), logiciel Scia Engineer.....	123
Figure 117 : Section Z + grande, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(145), logiciel Scia Engineer.....	124
Figure 118 : Section Z et C + grande, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(145), logiciel Scia Engineer	124
Figure 119 : Section Z et C + grande, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(160), logiciel Scia Engineer	125
Figure 120 : Modèle avec deux poutres supplémentaires au niveau des colonnes, logiciel Scia Engineer.....	125
Figure 121 : 2 poutres supplémentaires, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(110), logiciel Scia Engineer	126
Figure 122 : Modèle avec deux pannes supplémentaires, logiciel Scia Engineer	126
Figure 123 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(110), logiciel Scia Engineer	127

Introduction

Des pluies dévastatrices sévissent au Vietnam. Ces catastrophes naturelles sont malheureusement régulières et leur impact est destructeur, notamment sur les populations vivant dans les régions côtières ou en plaines alluviales, les plus touchées par ces aléas naturels. La population déjà démunie du Vietnam et très vulnérable se retrouve ainsi périodiquement fragilisée. Les catastrophes entraînent souvent la perte d'un abri sûr. Les populations touchées n'ayant souvent pas de ressources suffisantes pour reconstruire, l'aide humanitaire devient fondamentale pour leur survie.

Un habitat résistant aux typhons et aux inondations pour les populations les plus démunies du Vietnam est une problématique à laquelle la Croix-Rouge a tenté de répondre en tenant compte du contexte géographique, économique et social. Les besoins des sinistrés ont dû être cernés afin de donner une réponse architecturale et structurelle optimale, tout en considérant les contraintes qui s'y ajoutent.

Suite au typhon Linda en 1997 et aux inondations destructrices dans le delta du Mékong au début des années 2000, qui ont ravagé des villages entiers habités par une population pauvre, la Croix-Rouge suisse, en coopération avec la Croix-Rouge vietnamienne a participé à la rénovation et la reconstruction de près d'un millier de maisons de sinistrés dans les provinces d'An Giang et Kien Giang. La solution adoptée par la Croix-Rouge suisse pour les reconstructions est une structure sur pilotis en éléments préfabriqués en acier léger. Cette approche novatrice a été choisie afin de garantir une construction ultra-rapide à un coût raisonnable, de doter ces habitations d'une capacité de résistance à des vents pouvant atteindre 85 km/h, et d'atteindre une pérennité optimale (20-30ans), et donc un rapport coûts-bénéfices idoine.

Concernant le matériel et la construction, les caractéristiques essentielles de cette structure sont des fondations en micropieux vissés qui supportent un cadre métallique galvanisé à haute résistance à la traction avec un système de toiture métallique galvanisé très résistant au vent.

Toutes les parties de la structure sont constituées d'éléments préfabriqués, qui ont pu être assemblés in-situ en un temps très court (2 à 4 jours). Il s'agit de profilés à parois minces formés à froid. Dans le Delta du Mékong constitué d'un sol argileux, les fondations en micropieux vissés ont été utilisées avec succès et la véranda, partie extérieure mais couverte qu'offre la structure augmente la surface totale de 18 à 24 m².

Cela fait maintenant une quinzaine d'années que les maisons d'An Giang et Kien Giang ont été construites et pour certaines améliorées encore par la suite, grâce à la Croix-Rouge suisse. Durant cette période, la région a été touchée par de nouvelles inondations et tempêtes importantes et a été identifiée comme un point sensible pour les impacts du changement climatique.

Ce projet traitera de l'évolution de ces structures réalisées en profilés à parois minces formés à froid face aux rudes conditions climatiques qu'elles subissent, notamment les vents pouvant être violents auxquels elles doivent résister. La pérennité sans maintenance de ces constructions, faites pour des familles indigentes, parmi les plus pauvres et incapables d'entretenir leurs habitations sera évaluée. Comment ces maisons ont subsisté au cours du temps et quel est leur état actuel sera la première question à laquelle ce projet répondra grâce à un séjour dans le Delta du Mékong dans les provinces d'An Giang et de Kien Giang, où une analyse d'un échantillon de structures a eu lieu dans différentes communes des deux provinces.

Dans un premier temps, nous allons répertorier les dégâts, les éventuels défauts des structures et leurs causes. Ensuite l'entretien des habitations par les bénéficiaires sera analysé, ainsi que la maintenance

indispensable à la longévité des éléments structurels. Des propositions de renforcement des structures existantes seront également étudiées. L'environnement salin entraîne la corrosion de certains éléments. Cet affaiblissement, et donc cette réduction de la résistance sera analysée et des propositions d'optimisation permettant une meilleure protection contre la corrosion seront proposées. La vitesse de vent maximale à laquelle ces structures peuvent résister sera calculée. Une analyse des poutres du plancher sera entreprise afin d'étudier leur résistance face aux instabilités. Enfin, différentes optimisations possibles de la conception actuelle en vue de projets futurs dans des conditions climatiques similaires seront étudiées, afin de notamment augmenter la résistance des structures et leur permettre de faire face aux vents de plus en plus violents qui frappent cette région du monde confrontée aux changements climatiques.

Partie 1 – Analyse in situ des structures

1 Projet initial

1.1 Contexte

Depuis la fin de la guerre (1975), le delta du Mékong est une zone de peuplement qui absorbe le surplus démographique d'autres régions du Vietnam. Les bonnes terres et les endroits les plus sûrs étant occupés de longue date, ces migrants internes sont contraints de s'installer dans des zones périphériques où les moyens de subsistances sont des plus précaires.

Jusqu'aux années 2000, ces nouveaux venus ont donc fortement pâti des crues disproportionnées du Mékong, crues qui ont eu tendance à se généraliser depuis la fin des années 90. Ces personnes sont ainsi particulièrement exposées aux aléas du climat. Les paillotes qu'ils construisent et le peu qu'ils possèdent sont régulièrement emportés par les eaux. Des enfants et des personnes âgées périssent noyés. Seule une évacuation temporaire vers des zones sûres leur permet d'avoir la vie sauve.

Dans la province de Kien Giang, les gravissimes inondations de l'automne 2000 ont provoqué la destruction complète de 4'668 maisons familiales, et l'endommagement de 75'275 autres, selon un rapport de la Croix-Rouge suisse rédigé en février 2003 [1].

Jusqu'aux années 90, la contribution de la Croix-Rouge vietnamienne dans la reconstruction et la réhabilitation de logement pour des familles affectées par des catastrophes naturelles était limitée à la distribution de matériel de construction basique, principalement de la tôle ondulée et/ou de l'acier ou du bois et seulement aux familles les plus démunies. Avec ce matériel de base, les familles les plus vulnérables d'un point de vue économique et social étaient seulement capables de reconstruire des habitations sommaires et fragiles, facilement détruites par les aléas naturels ultérieurs. Par ailleurs, la situation de ces familles empirait au vu de l'accroissement exponentiel de la population ; en effet de plus en plus de sinistrés ont dû s'installer dans ces zones exposées aux catastrophes naturelles.

Les projets de la Croix-Rouge suisse concernant les reconstructions post catastrophes au Vietnam offrent aux personnes les plus démunies des maisons dont la solidité et la viabilité dépasseront de loin celles des habitations coutumières des gens de condition modeste de la région (maisons en bois, paillotes en bambou et en feuilles de palmier). Les bénéficiaires de ces maisons sont des citoyens incapables de subvenir à leurs propres besoins et dont le niveau de vie est proche du minimum vital physiologique (personnes handicapées, personnes âgées solitaires, veuves sans revenus avec enfants,...). Le fait d'être dotées d'une habitation solide, résistant aux montées saisonnières d'eau et aux typhons, représente pour ces personnes démunies un apport fondamental, dont l'impact est incontestable. Ne plus craindre de perdre son foyer et ses maigres possessions et réserves alimentaires, ni craindre une mort par noyade, constitue un progrès de taille.

Le but principal de la stratégie de la Croix-Rouge était de réduire l'impact des catastrophes naturelles en priorité sur la population la plus démunie, en utilisant une approche qui consiste à

- Concentrer les bénéfices du programme sur les citoyens les plus pauvres ;
- Etablir une standardisation de la technique de construction face à la dispersion géographique des lieux d'intervention.
- Offrir des maisons de haute résistance face aux désastres naturels (inondations et tempêtes) dans le but de diminuer les pertes humaines et les pertes de biens en cas de de désastres ultérieurs ;
- Construire des maisons facilement assemblables avec la plus longue durée de vie possible ;

- Répondre grâce à un programme de reconstruction d'habitations résistant aux catastrophes en y intégrant la pertinence quantitative.

1.2 Reconstructions

Selon le rapport d'évaluation externe de mars 2005 [2], au début du programme la Croix-Rouge vietnamienne, soutenue par la Croix-Rouge internationale a opté pour deux types de maisons basiques :

- Pour les régions exposées aux inondations : une structure sur pilotis construite autour d'un cadre en acier galvanisé avec un toit en zincalume et fixée au sol par des pieux vissés.
- Pour les régions exposées seulement à des typhons : une structure similaire mais montée sur des fondations en béton.

En effet, il aurait été impossible de garantir la qualité (résistance aux tempêtes et durabilité) de maisons en briques/béton. Le ratio inapproprié du mélange sable-ciment et/ou la mauvaise qualité du sable sont en effet fréquents. Durant les inondations des années 1998/99 dans le centre du Vietnam, un grand nombre de maisons de ce type s'est effondré pour cette raison.

Dans la province de Kien Giang, le programme de reconstruction du gouvernement provincial a recours à un type de maisons dont le prix est modique - 500 USD - mais dont l'espérance de vie est de seulement 3 ans et qui n'offre pas la même résistance aux événements climatiques extrêmes, tels que des inondations ou des typhons. La filiale provinciale de la Croix-Rouge et les autorités locales ont comparé les options à leur disposition et ont conclu que les « solides maisons suisses » (« Swiss strong houses ») ont une durée de vie minimale de 15 ans. Ils en ont conclu que la rentabilité ou le taux de retour sur investissement parle en faveur de la solution proposée par la Croix-Rouge suisse. Le prix de ces maisons s'élèverait à environ 1200 USD par maison.

Le but du programme de reconstruction de la Croix-Rouge suisse est tout d'abord d'offrir un abri sûr aux victimes, en proposant une construction dont les éléments structurels permettent de résister à des courants et vents violents, et à des inondations sévères, ceci grâce à une bonne fondation, un contreventement robuste et une connexion solide entre le cadre et le toit.

La conception de la structure a été réalisée en utilisant une structure en acier léger facile à assembler, des fondations ne requérant pas de travail de construction important et un toit résistant à des vents violents. Une préférence a été donnée à l'acier léger car, avec du matériel traditionnel équivalent seul le bois ou le béton permet de résister à des inondations, mais l'utilisation du bois aurait impliqué une déforestation déjà critique, et pour le béton la mise en place d'un chantier plus coûteux dans des régions reculées. La solution du système de fondation sur pieux vissés a été adoptée car elle permet d'assurer la stabilité requise sans compétences ni préparations particulières.

Grâce à la participation de la Fondation Pro Victimis, 500 maisons « solides » ont pu être construites et allouées à des familles totalement démunies durant le 1^{er} semestre 2002 dans la province de Kien-Giang. Par ailleurs, en 2001, la Chaîne du Bonheur et la DDC ont fourni à la Croix-Rouge suisse les ressources financières nécessaires à la reconstruction de 500 maisons similaires dans la province d'An-Giang.

Depuis 2002, la Croix-Rouge suisse a continuellement adapté son concept de reconstruction selon les recommandations formulées dans les rapports d'évaluation, notamment en augmentant la taille des maisons de 18 à 22 m² et finalement 32 m² en 2004 pour les reconstructions post-catastrophes dans le hameau de Ho Gui (un village de pêcheurs) dans la province de Ca Mau tout au sud du Vietnam. Ces

dernières structures ne seront pas analysées dans ce projet, les autorités locales n'ayant pas autorisé la visite du village pour une inspection des structures.

Un appel d'offre public a été remporté par un conglomérat multinational australien basé au Vietnam, Broken Hill Property (BHP). BHP vend des éléments en acier qui ont été créés par l'entreprise BlueScope-Steel.

Etant donné l'état d'urgence au vu du nombre d'habitations détruites par les inondations, l'option de la structure en cadre métallique, avec la toiture en tôle en zincalume, posée sur des pieux vissés ou des fondations en béton a été retenue. Les murs et le plancher n'ont pas été fournis. Ce concept est basé sur l'hypothèse que les bénéficiaires seront capables d'acheter et d'installer les murs et le plancher de leur maison eux-mêmes, et d'ajouter un espace habitable complémentaire et des installations sanitaires. Les bénéficiaires incapables de mobiliser des ressources financières pour ces compléments ont bénéficié d'une aide financière supplémentaire par les autorités locales ou par la Croix-Rouge.

La question concernant le matériel de construction importé versus disponible localement a été étudiée. La plupart du matériel de construction moderne est importé au Vietnam, souvent traité ensuite localement. C'est le cas pour le matériel de construction utilisé par la Croix-Rouge suisse. Cette dernière souhaitait, dans la mesure du possible, utiliser du matériel de construction local. Cependant il est très vite apparu que la solution la plus favorable, tant sur le plan des coûts que concernant le transport, la commodité et la rapidité de construction, consistait en une structure en acier léger.

Les toits en tôles ondulées sont largement utilisés au Vietnam, provoquant de hautes températures à l'intérieur des maisons concernées. Les tôles en zincalume utilisées pour les toitures des maisons construites par la Croix-Rouge suisse offrent d'excellentes propriétés de réflexion de la chaleur et une résistance au vent efficace. Plus d'informations sur les tôles fabriquées par BlueScope peuvent être trouvées dans leur brochure [3].

La chaleur est accablante durant la saison sèche du climat vietnamien. Les habitats traditionnels ruraux (cadres en bambou / bois et toits en paille / feuilles de palmier) offrent de meilleures conditions thermiques. Cependant, lorsqu'une tempête éclate, cet avantage disparaît bien souvent. Visant la durabilité et une résistance aux catastrophes naturelles, la Croix-Rouge suisse a privilégié la toiture en zincalume, offrant une grande résistance contre le vent et une déviation des rayons du soleil.

1.2.1 Types de maisons

Les deux types de maisons construites dans la province de Kien Giang sont décrites dans le rapport de l'ingénieur Bernard Klaiber [4]. Voir Annexe C pour les plans de la structure.

1.2.1.1 Kien Giang 1 Type houses

La conception prévoyait deux poutres mezzanines sur lesquelles le plancher pouvait être déplacé en cas de fortes crues. Mais ceci n'a pas été compris par les bénéficiaires et n'a donc pas été utilisé.

Le toit couvre seulement la section principale (14.4 m²) ce qui provoqua des plaintes des bénéficiaires considérant n'avoir reçu qu'une « moitié de maison » et les força à installer eux-mêmes une seconde toiture souvent misérable sur l'autre section de 10.3 m² faite en tôle ondulée ou en feuilles de palmier avec un montage de fortune.

La structure supportant le plancher est constituée de 9 poutres secondaires (102 x 51 mm) pour porter le plancher construit par les bénéficiaires eux-mêmes (tapis de bambou ou planches de bois fines) et les charges utiles sur le plancher. Les 9 poutres sont définitivement trop faibles pour résister à ces charges ; la plupart ont flambé sous la charge. Les charges de dimensionnement du plancher auraient

dû être supérieures, étant donné que durant la récolte du riz, trois couches de sacs ou plus sont stockés dans les maisons (poids estimé de 80-100 kg/m²/couche).

Par ailleurs, les poutres secondaires reposent sur le coin des deux poutres principales avec comme seule fixation un boulon ce qui rend la stabilité précaire, et cause d'avantage de déformations.

Ces points ont été corrigés lors la conception du type de maisons Kien Giang 2, où les poutres mezzanines inutiles ont été supprimée ; les 2 sections de demi-toitures couvrent la surface entière de la maison (22.3 m²) ; un nombre plus grand de poutres secondaires (12 à la place de 9) soutient le plancher et leur fixation à la poutre principale est plus robuste comptant quatre boulons.

Les fondations sur pieux vissés sont conçues pour laisser un espace libre de 300 – 500 mm au-dessus du sol (la section enterrée des pieux est alors de 1200 – 1400 mm). Ceci implique un terrain plat ou avec une pente maximale de 3%. Mais beaucoup de maisons sont construites sur des terrains en pente sur la rive ou sur des digues près des rizières. Les bénéficiaires ont dû ajuster leur maison de différentes manières :

- L'insertion d'une section en tube intermédiaire (et l'addition de barres transversales pour renforcer la structure du coup affaiblie par l'utilisation de bambou) ;
- L'insertion de pieux vissés à une très petite profondeur nettement inférieure à la profondeur requise, ce qui affaiblit la structure. Ici aussi des barres transversales faites en bambou ont été attachées aux profilés pour renforcer la structure globale ;
- Le remplacement ou l'addition aux pieux vissés de pieux traditionnels en bois, pierre ou béton jusqu'à la hauteur utile ;
- Le boulonnage du plancher à un niveau plus haut utilisant les trous pré-perforés des colonnes (trous dans colonne chaque 500 mm), en réduisant par conséquent l'espace libre sous le toit.

Cette dernière manière de procéder est la seule solution correcte mais elle est limitée par la hauteur des colonnes.

1.2.1.2 *Kien Giang 2 Type houses*

Le plancher de douze poutres secondaires plus robustes (152 x 64 mm) boulonnées aux poutres principales par des cornières avec quatre boulons, constitue une base beaucoup plus solide, et la plupart des supports ou des poutres en bois ajoutés sur le type 1 ne sont désormais plus nécessaires.

Le problème des maisons construites sur un terrain en pente est le même que pour celles du type 1, mais moins de déformations apparaissent grâce à la structure du plancher plus robuste et aucune (ou très peu) trace de rouille n'a été observée.

Certaines maisons sont construites avec des pieux vissés qui n'atteignent pas un niveau de sous-sol dans lequel la capacité de portance est suffisante. Ces pieux sont en effet souvent vissés à une profondeur inférieure à celle spécifiée dans le projet afin que la structure entière reste au-dessus du niveau maximal d'eau qui peut être atteint lors des crues. Ceci donne lieu à des tassements et/ou à l'instabilité de la structure entière. Dans un projet futur, il serait utile d'envisager des pieux vissés plus longs pour permettre à la partie de support vissée de s'appuyer là où la capacité portante est suffisante, ou alors des colonnes plus longues pour permettre au plancher de se trouver à une hauteur du sol d'au moins 500 mm. La conception de la structure doit être revérifiée. La construction improvisée par un socle en pierre ou en béton autour des pieux vissés comme effectuée sur les maisons de type 1 est une solution qui a un effet stabilisateur limité et ajoute du poids propre aux fondations ce qui peut entraîner plus de tassements.

La conception des maisons type 2 constitue une bonne solution, sensiblement améliorée par rapport au type 1, et est relativement adéquate en ce qui concerne la protection contre la rouille (accessibilité aux parties sujettes à l'accumulation de l'eau, prévention contre de déversement d'eau septique/domestique sur la structure, etc.).

1.2.2 Mise en œuvre du projet

Le transport des maisons préfabriquées est assuré par l'entreprise BHP qui livre les maisons aux sections des districts concernées de la Croix-Rouge vietnamienne. Les collaborateurs de l'entreprise BHP dispensent un cours de formation de 2 jours aux volontaires de la Croix-Rouge vietnamienne chargés de participer au montage des maisons. Les maisons sont en effet montées conjointement par les volontaires formés de la Croix-Rouge vietnamienne et par les bénéficiaires eux-mêmes, pour autant qu'ils soient en mesure de le faire. Un à deux mois après la mise sur pied des maisons, la qualité est contrôlée par des consultants locaux de la Croix-Rouge suisse.

La qualité de certains éléments fournis par BlueScope s'est montrée inférieure à celle attendue. En effet, l'environnement agressif dominant dans la plupart des régions où les constructions ont été faites, et son impact sur certains éléments de la structure ont été sous-estimés. Les bénéficiaires n'ont également pas été dûment avisés quant à la nécessité d'entretenir certaines parties de leur maison, qui ne sont pas régulièrement nettoyées après la pluie afin d'y enlever les substances agressives. Ceci entraîne un grand problème de corrosion.

1.2.3 Profilés Lysaght

Les matériaux utilisés pour ces reconstructions humanitaires proviennent de l'entreprise BHP (maintenant renommé BlueScope). Il s'agit de la gamme Lysaght dont le nom est tiré de l'Irlandais John Lysaght qui a découvert en 1857 le potentiel de la tôle ondulée. L'entreprise autrefois nommé BHP Steel a proposé un modèle de maison rurale légère galvanisée pour les projets de la Croix-Rouge suisse dans les provinces de Kien-Giang et de An-Giang [5].

Il s'agit d'un modèle de maison résistant aux inondations, dont la longueur fait 6.2 mètres et la largeur 3.6 mètres. L'espacement des colonnes est de 2.2 mètres et 3.0 mètres. La toiture est inclinée avec une pente de 18 degrés. La structure est contreventée grâce à des câbles attachés au haut des colonnes.

Les efforts de dimensionnement considérés pour le calcul de la structure sont les suivants :

- Charges permanentes (kg/m²) : 10 (Poids propre)
- Charges utiles (kg/m²) : 30
- Charges utiles sur la mezzanine (kg/m²) : 100
- Vitesse du vent (km/h) (pour les effets à long terme) : 83
- Charges de service supplémentaire : pas permis

Les profilés utilisés pour l'ossature métallique des maisons sont les suivants :

- Tôle de toiture : Lysaght KlipLok 0.45mm TCT Zincalume, fixé par des clips KL65
- Murs : ouverts
- Pannes : Lysaght Zinc Hi-Ten Z10015
- Colonnes : Lysaght Zinc Hi-Ten Z20019 (pas standard)

Les fondations en micropieux vissés ont été conçues et fournies par l'entreprise International Environmental & Construction (IEC).

Les Normes et codes appliqués pour le dimensionnement de ces structures sont les suivants :

- Charges de dimensionnement : TCVN 2373 – 1995
- Structures en acier formé à froid : TCVN 5575 – 1990 (steel structure)
- Boulons d’ancrage et boulons hautement résistants
 - Boulons hautement résistants : Grade 8.8 galvanized
 - Boulons commerciaux : Grade 4.6 galvanized
 - Boulons d’ancrage : Grade 5.6 galvanized
- Connections : TCVN 5575 – 1990 (steel structure)

Le tableau suivant montre les standards matériels et les spécifications pour lesquels les éléments de la structure ont été dimensionnés. La structure a été dimensionnée selon les normes australiennes.

Eléments	Spécifications	Résistance minimale
Cold Formed steel for columns & rafters and purlins & girts – Pre-galvanized Zinc Hi-Ten® steel	AS 1397-1984 “Steel Sheet and Strip-Hot Dipped Zinc – Coated”	G 450MPa – Z350
Cleats, knee bracings & screw piers – Hot-dipped galvanized	Hot dipped galvanized minimum 40 microns thick on each side	G 245MPa
Metal Sheet Roof	0.45 Zinalume	G 550MPa – AZ150
Cable Bracing	White cable, dia 4mm	
Eave Gutter	0.45mm thick Zinalume	G 550 – AZ150
Downpipe drop	0.45mm thick Zinalume	G 550 – AZ150

Tableau 1 : Eléments de la structure [5]

En annexe A se trouve la liste de tous les éléments qui composent la structure, avec leur description, leur nombre, leur longueur, la quantité, le prix unitaire et le montant pour chaque élément.

1.2.4 Réception par les bénéficiaires

Les bénéficiaires de ces maisons en cadre métallique ont reçu les kits d’habitation au début des années 2000 en croyant ne recevoir qu’une « moitié de maison ». En effet, seule une partie de la toiture (en tôle) leur avait été fournie, l’autre partie étant laissée à leur charge. Lorsque ce problème fut connu, la Croix-Rouge suisse a décidé de fournir également, en plus de l’ossature en acier formé à froid, l’autre partie de la toiture, le plancher et dans certains cas aussi les murs, pour transformer le « cadre » en « maison ».

Une secte religieuse locale a énoncé quelques objections culturelles face à la structure. Le câble tendu en diagonale qui soutient le plafond en forme de croix sur leur tête n’était pas concevable. Ce problème peut être résolu en attachant les câbles à un cercle central.

Dans l’ensemble, le retour émis par les habitants et les autorités locales est pratiquement unanimement positif. Dans le rapport d’évaluation externe de mai 2005 [2], il est mentionné que 90% des bénéficiaires vivent encore dans la maison qui leur a été fournie.

Les bénéficiaires se sont engagés formellement à ne pas vendre leur maison. L’indication que les maisons données par la Croix-Rouge sont trop petites pour avoir une valeur commerciale ne reflète en

fait pas la réalité. Le cadre en acier léger, les poutres et autres éléments de la structure ont une valeur commerciale considérable, sans parler des toits en zincalume.

1.3 Seconde phase de projet de reconstruction à Kien-Giang

Comme énoncé précédemment, le projet de la Croix-Rouge suisse consiste en la reconstruction d'habitations familiales détruites dans la province de Kien-Giang par les inondations dévastatrices qui ont ravagé tout le delta du Mékong en automne 2000. 250 maisons résistantes aux typhons et aux inondations ont ainsi été érigées et remises à des familles démunies entre décembre 2002 et octobre 2003. [6] Ces maisons résistent aux brusques montées des eaux, régulières ou saisonnières dans cette partie du Vietnam. Elles offrent aux bénéficiaires une meilleure protection contre les effets dévastateurs de futures catastrophes. Au cas où le niveau d'eau menacerait la vie des occupants de ces maisons, ces deniers pourraient se réfugier sur le toit de leur habitation en attendant d'être évacués. L'expérience a déjà montré que le toit de ce nouveau type d'habitation supporte le poids d'environ 30 personnes. Pour ces familles parmi les plus pauvres du pays, ces maisons fournies grâce au financement de la Fondation Pro Victimis et résistant aux avaries du climat procurent un sentiment de sécurité existentielle. Les cataclysmes engendraient auparavant chaque année des pertes humaines, surtout des enfants en bas âge, et des dégâts matériels considérables et maintenaient les familles concernées dans un état d'insécurité permanent. La qualité des maisons reconstruites devrait leur permettre d'atteindre une durée « de vie » de quelques décennies. Cette viabilité est exceptionnelle compte tenu des conditions climatiques dans cette région. Selon le rapport intermédiaire de la Croix-Rouge suisse concernant ce projet [7], les dimensions pour le nouveau type de maisons prévu pour Kien Giang serait de 3.6 x 6.2 m (22.32m²).

2 Suivi des reconstructions

2.1 Evaluation de la qualité des reconstructions en 2005

En mai 2005, une évaluation du programme de reconstruction mené par la Croix-Rouge suisse a été entreprise. Une vérification technique de toutes les maisons construites de 2000 à 2004 dans les provinces de An Giang et Kien Giang a été réalisée [4].

Il ressort de cette étude que globalement $\frac{3}{4}$ des maisons présentent des traces de rouille nécessitant une intervention urgente et $\frac{1}{4}$ présente des détériorations nécessitant des réparations ou le remplacement de certains éléments en acier galvanisé. Les maisons de type 1 (demi-panneau de toiture) présentaient beaucoup plus de rouille et de dégâts que les maisons de type 2 (double toit et plancher plus solide) qui ont été mieux conservées. Les profilés en acier galvanisé ont une bonne résistance à la rouille et à la corrosion pour autant que :

- Ils sont maintenus au sec ;
- S'ils sont exposés à de l'eau comme la pluie ou les crues, l'eau doit pouvoir s'écouler, et les parties mouillées sécher naturellement.

Mais lorsque de l'eau s'accumule et stagne avec une lente évaporation, un concentré d'éléments de chlorure se forme. Ceci est encore accentué si l'eau accumulée contient déjà des polluants comme de l'eau septique.

Les dégâts liés à la rouille sont essentiellement dus au manque d'information sur la nécessité d'un nettoyage et d'une maintenance minimum et sur le besoin de protéger les éléments structurels en

acier contre l'eau sale. Ils sont également dus à un nombre d'installations qui n'ont pas respecté les critères de conception ainsi qu'à un problème de qualité.

En 2005, soit moins de 5 ans après construction, un plan d'action immédiate a dû être mis en place par la Croix-Rouge pour la réparation et le remplacement d'éléments endommagés ou sévèrement rouillés (1 - 2.5 % des éléments exposés de la partie inférieure de la structure - la partie supérieure et la toiture étant dans de bonnes conditions), ainsi que pour le nettoyage de la rouille et la peinture des parties rouillées (environ 20-25% des éléments de la partie inférieure de la structure). Il sera en même temps nécessaire de protéger tous les éléments exposés (peinture, protection contre l'eau sale, trous de drainage, rendre les parties exposées à une accumulation d'eau accessibles au nettoyage).

Simultanément un plan d'action est proposé pour la formation des habitants de ces maisons concernant les soins de base et les besoins de nettoyage des structures pour les protéger de la rouille (nettoyage semestriel ou annuel). Ces deux plans d'actions sont indispensables pour garantir leur durée de vie estimée à 20-25 ans.

Un grand nombre de boulons doivent être remplacés car ils présentent des traces de rouille. Ceci est dû au fait qu'une grande proportion des assemblages originaux ont été remplacés par des boulons et écrous non galvanisés (les originaux galvanisés ont été « perdus »).

Beaucoup d'éléments des maisons qui ont été mal construites sur des terrains en pente peuvent être réutilisés, mais de nouvelles fondations doivent être construites.

Des réclamations ont été adressées à l'entreprise BHP, reportées dans le rapport de Bernard Klaiber [4]. BHP/Lysaght devenu BlueScope a été, comme énoncé précédemment, le fournisseur du « kit de maisons préfabriquées », c'est-à-dire de tout le matériel selon les spécifications convenues. Les kits ont été livrés dans le district jusqu'à l'emplacement accessible aux camions BHP. Le transport final et l'installation des maisons n'étaient pas prévus dans leur engagement mais BHP devait assurer la formation d'équipes sur des maisons modèles, fournir des vidéos d'explications adéquates pour la réalisation des maisons, et élaborer des documents de support. Les réclamations les concernant ne se rapportent ainsi qu'à la qualité du matériel et à la conception des éléments, et non au travail de construction en soi.

Un spécimen a été envoyé en avril 2005 à l'EMPA (laboratoire fédéral d'essai des matériaux et de recherches). Selon la lettre adressé par l'EMPA Dübendorf [8], la mesure de l'épaisseur de la couche de zinc a été analysée et s'avère atteindre 20-30 micromètres. Cette épaisseur est standard pour des éléments galvanisés à chaud. Aucun manque de qualité ne peut être reproché au producteur. La corrosion a eu lieu à cause de l'eau stagnante pendant de longues périodes, souvent sur la partie inférieure de la poutre horizontale. L'EMPA explique que l'acier galvanisé n'est pas résistant à la corrosion sous humidité permanente et dans un environnement agressif.

La charge du plancher spécifiée dans la soumission de 2001 pour les maisons de type 1 est de 200 kg/m². Mais les 9 poutres secondaires (102 x 51 mm) type C10015 ne permettent qu'une charge beaucoup plus faible, et beaucoup de ces poutres présentent des déformations permanentes. La nouvelle conception des maisons de type 2 permet une charge de seulement 100 kg/m² et est réalisée avec un plus grand nombre de poutres secondaires (12) et de dimension plus grande (152 x 64 mm), de type C15015.

Les poutres secondaires du plancher des maisons de type 1 reposent sur le bord des 2 poutres principales avec seulement un boulon pour chaque fixation. Les poutres secondaires dans le type 2

sont attachées aux poutres principales avec une cornière métallique à l'aide de 4 boulons pour chaque fixation. Ceci est un autre point faible de la conception du Type 1.

De la rouille est apparue sur beaucoup d'éléments :

- La corrosion galvanique au niveau des boulons et la base des colonnes ;
- La corrosion liée au niveau de l'eau qui a atteint certaines maisons mais d'autres maisons exposées aux mêmes inondations dans la même zone ne présentent pas de traces de rouille ;
- Des pieux vissés fait de tube en acier galvanisé à chaud ne présentent pas ou très peu de traces de rouille alors que les colonnes juste au-dessus sont très rouillées ;
- La rouille en raison de l'accumulation de l'eau sur les poutres principales et secondaires à cause de la section en C qui constitue une zone de rétention d'eau (des trous permettant l'écoulement de l'eau auraient dû être prévus) ;
- Un grand nombre de traces de rouille commence à devenir visible sur les boulons M16 et M12, sur les écrous et les rondelles au niveau de la fixation entre les pieux vissés et le bas des colonnes, et entre le bas des colonnes et les poutres. Il s'avère que beaucoup de boulons ont été retirés et remplacés par d'autres non galvanisés fournis localement.

Les causes de la présence de la rouille sont multiples :

- Conception inadéquate des maisons de type 1 installées sur un terrain en pente avec des arrangements rudimentaires qui affectent la stabilité de la structure,
- Résistance structurelle du plancher inadéquate,
- Rétention d'eau, boulons dont beaucoup apparaissent non galvanisés malgré les spécifications originales.

Une action urgente sera donc entreprise en 2006.

Même si la période sous garantie est passée pour certaines des maisons, il est néanmoins clair que BlueScope/Lysaght assume une part de responsabilités à cause :

- Du manque de trous additionnels sur les poutres horizontales pour permettre à l'eau de s'évacuer (que ce soit l'eau d'inondations, de pluies, d'éclaboussures ou l'eau de condensation), particulièrement pour les profilés en C dont la zone intérieure n'est pas facilement accessible ;
- De la conception des poutres du plancher qui fléchissent bien que les charges soient plus faibles que celles spécifiées contractuellement ;
- D'une différence évidente de la protection galvanique des surfaces. Certaines colonnes et poutres sont fortement rouillées alors que d'autres sont dans de bonnes conditions bien qu'elles soient exposées aux mêmes conditions.

Une des raisons particulières pour l'apparition de rouille sur des éléments de certaines maisons délivrées en 2001 est la différence apparente dans la qualité de la galvanisation. Certaines maisons de la province de Kien Giang ne présentent, en 2006, aucune trace de rouille, bien qu'elles soient exposées à des inondations occasionnelles, des vents salés provenant de la mer à proximité et qu'elles ne soient pas particulièrement entretenues ou même nettoyées. Des maisons construites durant la même période dans la province d'An Giang présentent, en 2006, déjà des traces de rouilles sur toutes les bases des colonnes et sur un grand nombre de poutres principales et secondaires qui forment le plancher, bien qu'elles ne soient pas exposées à plus d'inondations et que la région est éloignée de la mer : eau douce (débordement de la rivière du Mékong) et absence d'eau de mer salée portées par le vent.

Un autre indice pointant le problème de la qualité de certaines livraisons repose dans le fait que là où la colonne est rouillée au niveau de la connexion avec la fondation en pieux vissés, les pieux vissés eux-mêmes ne présentent pas de rouille. Il apparaît que la galvanisation à chaud des pieux vissés réalisées localement est de meilleure qualité que les sections en C C20019, C15019 et C15015 fournies par BlueScope.

Dans ce type d'application, le degré de résistance à la rouille des structures légères galvanisées est une question fondamentale. En principe si la structure est exposée à la pluie et aux inondations mais que l'eau peut s'écouler naturellement, la protection galvanique devrait protéger l'acier durant plusieurs années. Mais si l'eau stagne ou, comme c'est le cas ici, si une accumulation d'eau contenant des solvants ne s'écoule pas ou n'est pas nettoyée mais se concentre dans les zones critiques, la rouille apparaît rapidement. Ceci est particulièrement le cas lorsque :

- Des murs en bois recouvrent l'ouverture des poutres principales de section C : l'eau pénètre mais reste prisonnière ;
- Des feuilles de palmier sont utilisées comme revêtement de la structure laissant une accumulation d'eau jaunâtre ;
- Les eaux usées domestiques sont simplement déversées à travers le plancher fait de lattes en bois ou bambou et s'accumulent à l'intérieur du profilé d'une ou deux poutres secondaires. Ces poutres sont donc sévèrement rouillées alors que les autres restent intactes.

Dans ces cas, une solution serait la perforation des profilés pour que l'eau puisse s'écouler d'elle-même. Le problème réside cependant déjà dans la conception de la structure : les poutres principales ne devraient pas être recouvertes par des murs afin que la pluie puisse réellement enlever toute saleté et ainsi éviter une accumulation d'eau sale (cette solution nécessite toutefois aussi des trous de drainage). Toutes les eaux domestiques ou les eaux usées non traitées devraient arriver sur une « zone drainée », c'est-à-dire une surface « mouillée » où un collecteur en plastique conduirait l'eau à une gouttière en évitant aux poutres secondaires galvanisées d'être mouillées.

D'un point de vue technique, la détérioration des structures et principalement la rouille sont dues à :

- L'absence de nettoyage des poutres au moins une fois par année et/ou après les inondations ;
- La qualité inadéquate des boulons et écrous (souvent remplacés par des boulons locaux non galvanisés) ;
- L'absence de trous de drainage dans les profilés en C essentiellement dans ceux inaccessibles pour le nettoyage ;
- L'absence de protection des poutres formant le plancher face à la rétention d'eau sale ;
- Les déformations causées par la surcharge par rapport à la conception du plancher original trop faible (maisons de type 1) ;
- L'application inadéquate d'un concept - des maisons construites en pente ou les pieux vissés pas assez profond, ne reposant pas sur un sol de capacité portante suffisante -, entraînant beaucoup de dégâts causés par les corrections improvisées des bénéficiaires ;
- Une qualité inférieure à celle requise de la galvanisation et/ou des dégâts de surface entravant les qualités de protection du revêtement.

Un projet de réparation et de maintenance doit donc être établi. Pour autant que des habitudes de nettoyage et des mesures de protection des éléments mis en place soient respectés, on peut prédire une durée de vie des maisons de 20-25 ans.

2.2 Campagne de maintenance et réparation en 2006

En 2006, un programme de maintenance et réparation des reconstructions du début des années 2000 par la Croix-Rouge suisse dans les provinces d'An Giang et de Kien Giang a été mis en place. Le projet avait comme nom « the operation » avec l'abréviation « M & R » (pour « Maintenance and Repair ») [9].

Le but de ce projet est d'éduquer, entraîner et motiver tous les bénéficiaires pour que d'une part ils comprennent que c'est leur responsabilité de s'occuper et d'entretenir leur maison et que d'autre part ils apprennent comment cela doit être fait pour assurer la longévité de leur maison. Des posters « M & R » ont été distribués aux maîtres des maisons.

Un contrôle de chaque maison a été établi afin de détecter des signes de dégradations additionnelles. Le nettoyage et la suppression de surfaces rouillées ont été effectués. De la peinture antirouille a été appliquée pour arrêter la corrosion des parties métalliques. Des trous de drainage dans les profilés en C ont également été effectués afin d'éviter une accumulation d'eau dans les profilés. Tous les éléments cassés ou non réparables ont été remplacés, y compris les écrous et les boulons, la tôle de toiture, certaines poutres. Les fondations, pour lesquelles, par exemple, les micropieux vissés ont été évalués comme susceptibles de faire défaut, ont été renforcées. Pour ce faire, l'entreprise BlueScope a fourni une assistance technique additionnelle, une peinture antirouille de qualité supérieure, des écrous et des boulons. Ce travail a été répétitif comme enlever la rouille sur les éléments où la corrosion avait commencé, et parfois pénible lorsqu'il s'agissait par exemple de s'attaquer aux éléments sous le plancher où l'espace libre pour travailler est de moins d'un mètre.

Des doutes ont été émis sur la qualité des éléments qui ont subi un traitement antirouille. Des suspicions existent selon lesquelles dans certains cas une seule couche de peinture antirouille aurait été appliquée à la place de deux. Un mélange plus dense peut avoir été utilisé dans ces cas, mais cela n'est pas possible à détecter.

L'observation des structures pour y noter les endroits où les éléments présentent de la rouille a dans certains cas été réalisées seulement de façon superficielle. Par exemple, une surface couverte par une grande zone de rouille est facilement détectable. Par contre la rouille qui s'est accumulée à l'intérieur des profilés en C est plus difficile à remarquer. Cette corrosion n'a pu être identifiée que si chaque profilé a été clairement inspecté. Ce processus difficile et coûteux en temps n'aurait été possible que si les débris qui abondent sous la plupart des maisons avaient été enlevés, ou si les membres de l'équipe qui ont procédé à ces vérifications avaient rampé dans ces espaces très étroits et sombres qui se trouvent sous les maisons. Mais cela n'a pas été fait étant donné qu'à première vue les poutres du sol semblent être, depuis l'extérieur du moins, dans de bonnes conditions. De même, les murs en bois ou en tôle métallique recouvrant la plupart des poutres principales n'ont pas été soulevés empêchant une inspection adéquate. Si les parties des poutres facilement visibles semblaient en bon état, elles ont été inscrites comme étant dans de bonnes conditions, bien que l'intérieur des profilés n'ait pas été observé.

Suite à ce projet de maintenance et réparation, des recommandations ont été formulées pour les projets de reconstruction à venir. Les superstitions locales et religieuses devront être examinées avec attention. Lorsqu'un nouveau projet est mis en œuvre, un monitoring, des contrôles et une composante d'évaluation devront être inclus dans le projet.

Ce projet de maintenance et réparation pourra être qualifié de réussi si les bénéficiaires comprennent leur responsabilité face à l'entretien de leur maison. Des taches de rouille sont inévitablement restées non traitées. De même, la détérioration progressive du revêtement en zinc, laissera apparaître de

nouvelles traces de rouille avec le temps. Et même si le raccourci pris pour l'application de la peinture antirouille s'avère réel, à savoir l'application d'une seule couche au lieu de deux, ceci, bien qu'inexcusable, n'est pas désastreux tant que la maintenance des maisons a bien lieu.

2.3 M & R dans la province de Kien-Giang

Le rapport de 2006 sur la campagne de maintenance et de réparation dans la province de Kien-Giang [10] décrit la procédure qui a été suivie pour l'observation des 750 maisons construites par la Croix-Rouge suisse. Les bénéficiaires ont reçu des instructions adéquates pour entretenir leur maison résistante aux catastrophes construites depuis 2001. Ils reçoivent un « Cleaning and Maintenance Manual » qui leur permet d'acquérir des connaissances sur la façon dont ils doivent régulièrement nettoyer leur maison et l'entretenir au moins deux fois par année.

Au total, 596 maisons ont été entretenues pendant cette campagne. Toutes ces maisons présentaient quelques marques de rouille sur certains éléments structuraux, ce qui ne représentait pas un dommage grave. Les pieds des colonnes, la partie au-dessus du sol des micropieux et les colonnes en C rouillés ont été peintes avec de la peinture anticorrosion. Dans la plupart des maisons il a fallu remplacer des boulons M16 et M12 qui avaient rouillés, manquaient ou étaient cassés. Certaines poutres en C présentaient des trous percés mais pas sur toutes les maisons. En effet, certains bénéficiaires ne désiraient pas que l'on fasse des trous dans les poutres de leur maison par crainte d'un affaiblissement de la poutre et donc d'un impact négatif sur la durée de vie de celle-ci. Ils ont cependant accepté que les boulons M12 du contreventement qui connectaient la poutre principale à la poutre secondaire soient enlevés pour laisser l'eau s'écouler.

Un total de 47 maisons a été réparé. Ces maisons présentaient des éléments cassés, notamment des colonnes, des poutres principales et secondaires. Ce nombre (47/750) reste relativement faible pour les raisons suivantes : certains bénéficiaires ont eux-mêmes réparé leur maison et n'ont donc pas eu besoin d'aide ; certaines maisons avaient été enlevées ou déplacées dans une autre province par les bénéficiaires.

Ce projet a ainsi permis à environ 90% des maisons d'être entretenues ou réparées. Le grand succès du projet M & R réside essentiellement dans le fait que les bénéficiaires aient acquis des connaissances basiques sur la maintenance de leur maison, élément fondamental pour la durée de vie de ces structures.

3 Examen approfondi sur place des constructions existantes

3.1 Méthode adoptée

Il a tout d'abord fallu obtenir le feu vert du siège de la Croix-Rouge vietnamienne qui s'est ensuite occupé de contacter les départements des deux provinces concernées pour retrouver les districts puis communes dans lesquelles les maisons ont été construites. Le département de la Croix-Rouge suisse au Vietnam n'a en effet pas gardé les documents concernant ces projets de reconstruction. Il s'est donc avéré difficile de retrouver le lieu exact où sont construites ses maisons.

Trois communes dans trois districts différents de la province de Kien Giang, et deux communes dans deux districts différents de la province d'An Giang ont été visitées. L'examen des maisons a été faite en présence de Madame Kieu Trang du siège de la Croix-Rouge vietnamienne, venue de Hanoi, d'une personne de la Croix-Rouge provinciale, d'une à deux personnes de la Croix-Rouge du district ou de la

commune et parfois même du hameau, et d'une traductrice travaillant pour la Croix-Rouge suisse au Vietnam, Madame Ho Hai Yen.

En moyenne 5 maisons ont pu être examinées par jour. Les habitants des maisons ont d'abord répondu à un questionnaire, retraçant l'historique de leur maison : date de réception ?, construction d'une extension ?, dégâts subis ?, réparations entreprises ?,... Les réponses aux questionnaires se trouvent sur une clé USB. La structure a ensuite été examinée sur place de visu, et les dégâts ou les particularités des maisons ont été notés et photographiés. Puis des instruments de mesure ont été utilisés pour approfondir l'analyse, en vérifiant des instabilités potentielles des colonnes, et en contrôlant la coïncidence des sections et des dimensions des profilés avec celles notées sur les plans des maisons établis il y a 15 ans.

3.1.1 Lieux visités

Les maisons de la Croix-Rouge suisse étudiées dans ce projet se trouvent dans le Delta du Mékong, dans le sud du Vietnam. Sur la carte ci-dessous, les deux provinces où des maisons en cadre métallique galvanisé ont été construites et étudiées dans ce projet sont encerclées.



Figure 1: 58 provinces du Vietnam

Le travail sur le terrain a commencé dans la province de Kien Giang. Dans cette province, la Croix-Rouge suisse a construit 500 maisons en 2002 pour un coût total de 664'380 CHF, puis 250 maisons en 2003 pour un coût total de 426'680 CHF. Dans la province de Kien Giang, les maisons de trois communes dans trois districts différents ont été étudiées. Tout d'abord nous avons passé une journée dans la commune Phi Tong (district : Rach Gia). Sur les 50 maisons construites dans cette commune en 2003, 4 ont été analysées. Ensuite nous sommes restés 2 jours dans la commune de Tho Son (district Hon Dat). Ici, 10 des 50 maisons de la Croix-Rouge suisse construites en 2003 ont été analysées. Enfin, une journée a servi à visiter la commune de Phu My (district Giang Thanh), où 5 des 50 maisons ont été étudiées. Les maisons de cette commune ont été construites en 2002. Sur la carte ci-dessous, les communes où l'analyse a eu lieu sont signalées par une croix. Il s'agit de lieux relativement proches de la mer.

salinisation la plus grave jamais observée. A Kien Giang, près de 58.000 ha de rizières ont été touchés en 2015. Pour la saison hivers-printemps 2015-2016, plus de 339.000 ha, soit 21.9% des terres arables du Delta du Mékong sont menacés par ce phénomène. Le livre « Flood and Salinity Management in the Mekong Delta, Vietnam » [12] explique en détail les effets négatifs de l'intrusion saline. En plus de la dégradation des sols qui affecte profondément les plantations, ce phénomène cause aussi la corrosion des éléments de construction métallique.

3.1.2 Instruments de mesure

Les instruments de mesure utilisés pour étudier les maisons sont les suivants :

- Télémètre laser : cet appareil permet de mesurer les distances. Un rayon laser est projeté sur une cible qui renvoie à son tour le rayon lumineux. Le boîtier électronique calcule le déphasage entre l'émission et la réception. La précision du télémètre utilisé est de + ou - 3.0 mm.



Figure 4 : Télémètre laser Bosch

- Niveau Laser : c'est un instrument qui émet en continu un laser permettant de visualiser un plan horizontal et vertical. Il permet ainsi de vérifier la verticalité des colonnes, et de découvrir d'éventuelles instabilités globales, si le profilé ne suit pas l'axe vertical du laser.



Figure 5 : Niveau Laser Bosch

- Pied à coulisse : c'est un instrument de mesure de longueur qui permet d'apprécier différentes dimensions (extérieures, intérieures). Il se compose de deux parties graduées, l'une fixe et l'autre coulissante. La précision du pied à coulisse utilisé est de 0.02 mm.



Figure 6 : Pied à coulisse

- Micromètre : c'est un instrument de mesure de longueur. Il est utilisé pour mesurer des épaisseurs. La précision du micromètre utilisé est de 0.01 mm.



Figure 7 : Micromètre

- Mètre pliant : c'est un instrument de mesure en bois d'une précision de 1 mm.



Figure 8 : Mètre pliant

3.2 Observation des structures

Les maisons observées ont été numérotées de 1 à 19 à Kien Giang et de 1 à 18 à An Giang. Toutes les photos ainsi que leur description sur un fichier Excel se trouvent sur une plateforme informatique de partage de fichiers (Dropbox : lien : <https://www.dropbox.com/sh/dzmvs8tzx4t5qxk/AABXet9dHv-19FEN4E1z4dN0a?dl=0>), sur CD-ROM et sur une clé USB. Les réponses aux questions des bénéficiaires sont également disponibles sur la plate-forme d'échange.

3.2.1 Localisation

3.2.1.1 Kien Giang

Dans la province de Kien Giang, les 2 types de maisons ont pu être observés.

Dans la commune Phu My, les premières maisons de type 1 construites par la Croix-Rouge en 2002 ont été étudiées. Une seule partie de la toiture Cliplock avait été fournie. Les structures comptent seulement 9 poutres secondaires, ce qui ne semble pas suffisant pour supporter le plancher. Le projet s'est en effet amélioré et les maisons suivantes ont été construites avec 12 poutres secondaires, en 2003.

Dans toutes les maisons observées dans la province de Kien Giang, l'entrée se trouve sur le côté gauche de la coupe ci-dessous, sur le dessin, là où les colonnes se trouvent au bord de la structure.

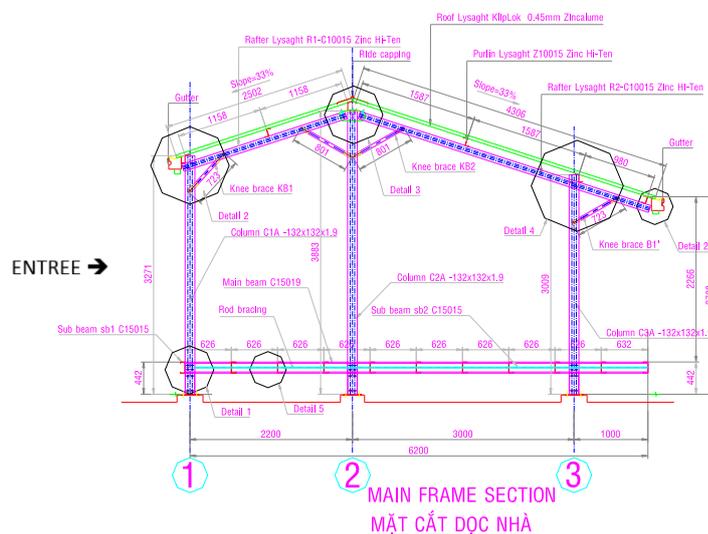


Figure 9 : Entrée des maisons dans la province de Kien Giang

3.2.1.1.1 Phu My : maisons type 1

Dans la commune Phu My, seule 1 maison parmi les 5 visitées possède encore son plancher posé sur les poutres secondaires. Dans toutes les autres maisons, les bénéficiaires ont décidé d'enlever les poutres secondaires et de construire le plancher à même la terre. Selon les dires des habitants, les inondations sont devenues très faibles ces dernières années ne nécessitant plus une maison sur pilotis.

Effectivement, de nombreuses structures de génie civil ont été érigées pour lutter contre les tempêtes et contrôler les inondations. Des digues, barrages, remblais ont été construits. La maison visitée encore dans son état original supportée par uniquement 9 poutres est dans un état assez déplorable. Il n'est pas du tout rassurant de marcher sur le plancher. Le danger d'effondrement des planches en bois entre les poutres est réel. On comprend vite la rectification faite par la Croix-Rouge suisse en fournissant 12 poutres à la place de 9 pour les constructions ultérieures.

Les éléments encore utilisés par les bénéficiaires, les colonnes et la toiture sont dans un état convenable et la structure est stable. La toiture présente peu de risque de s'envoler, et visuellement les colonnes semblent suffisamment robustes pour ne pas flamber.

La photo ci-dessous, prise à Phu My, montre une maison de la Croix-Rouge suisse modifiée par les habitants : les poutres du bas et le plancher ont été retirés et la maison n'est dorénavant plus sur pilotis mais directement sur le sol.



Figure 10 : Maison à Kien Giang n° 19 (Phu My)

Sur la photo ci-dessous, il s'agit du plancher de la seule maison à Phu My encore sur pilotis. C'est une maison de type 1 ou seulement 9 poutres supportent le plancher. Le plancher y est très instable, l'espacement entre les poutres étant trop grand. Se déplacer dans cette maison est inconfortable et procure un sentiment d'insécurité.



Figure 11 : Maison à Kien Giang n° 18 (Phu My)

3.2.1.1.2 Phi Thong et Tho Son : maisons de type 2

Les maisons dans les deux autres communes de la province de Kien Giang sont encore utilisées dans leur état original, c'est-à-dire sur pilotis avec le plancher reposant sur les poutres secondaires. Elles

ont été construites après celles de Phu My, lors de la deuxième phase de reconstruction dans la province de Kien Giang en 2003, avec 12 poutres.

Dans la plupart des maisons de ces deux communes, les poutres inférieures sont rongées par la rouille, ou présentent des traces de rouille importantes. Certains boulons sont également très fortement corrodés. Le bas des colonnes et les pieux sont endommagés dans certaines maisons.



*Figure 12 : Boulons corrodés ;
maison à Kien Giang n° 2*



*Figure 13 : Bas de colonne et pieu endommagés ;
maison à Kien Giang n°10*



*Figure 14 : Semelle inférieure rongée par la
corrosion ; maison à Kien Giang n°11*



*Figure 15 : Poutre secondaire cassée,
maison à Kien Giang n° 12*

3.2.1.2 An Giang

Dans la province d'An Giang, la première visite s'est faite dans la commune de Vinh Phuoc, où la Croix-Rouge vietnamienne communale avait préparé la visite en faisant un repérage et a pu classer les 50 maisons construites en 2004 dans deux hameaux de la commune en 4 groupes. Sur les 50, 29 sont en bon état, 18 en mauvais état, 1 a été déconstruite et 2 abandonnées. Dans les 29 maisons en bon état, les bénéficiaires ont vécu dans la maison en permanence et ont ainsi assuré une bonne maintenance, alors que dans les 18 maisons en mauvais état, les habitants quittaient parfois leur maison pendant une période en raison de leur travail.

L'autre commune visitée est celle de Vinh Trung. Ici également 50 maisons ont été fournies par la Croix-Rouge suisse en 2004.

Pour toutes les maisons de la province d'An Giang, le plancher est supporté par 11 poutres secondaires, ce qui correspond aux plans de reconstruction retrouvés dans les archives. Les pieux sont entourés par

des blocs de briques et ciment. Les bénéficiaires ont reçu le matériel de la Croix-Rouge quelques mois après avoir reçu la maison, mais ont dû construire eux même ces blocs de renforcement.



Figure 16 : Blocs de briques et ciment entourant les pieux, maison d'An Giang n° 18

Dans cette province, l'entrée des maisons est placée de l'autre côté de la structure, là où les colonnes se trouvent à 1 mètre à l'intérieur du bord de la structure.

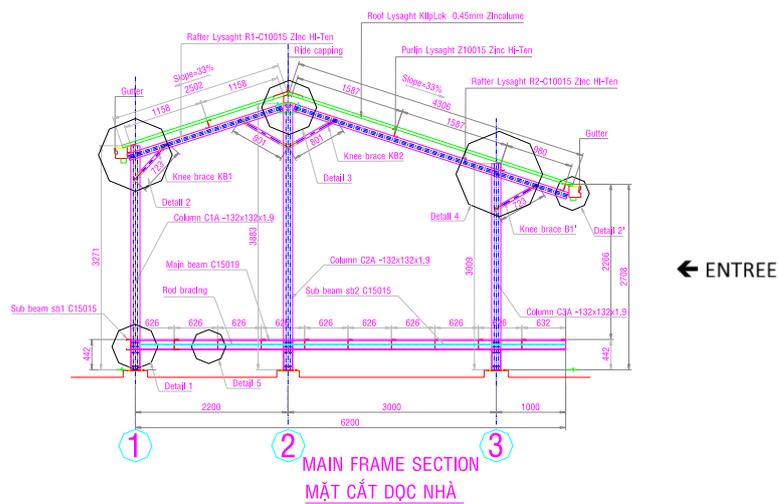


Figure 17 : Entrée des maisons dans la province d'An Giang

Le gouvernement provincial a construit des digues et barrages protégeant les communes où se trouvent les habitations contre les crues. Les routes entourant ces communes sont généralement surélevées ce qui fait office de barrage contre les crues des canaux. Tous les trois ans, une ouverture est réalisée dans la digue laissant pénétrer l'eau des crues à l'intérieur de la commune, l'inondant, et nourrissant ainsi les plantations. Cette période d'inondation (3 ans) permet à la production des plantations de rester suffisante, même si la fertilité des sols s'amenuise au fil des 3 ans par manque de nutriments dû à la diminution des inondations régulières dans ces zones.

3.2.2 Réponses au questionnaire aux bénéficiaires

Un questionnaire a été donné aux bénéficiaires de chaque maison étudiées. Les réponses de chaque bénéficiaire se trouvent sur la plateforme d'échange de fichiers. Un résumé est donné ci-après.

1) *Etes-vous les bénéficiaires initiaux ?*

La totalité des habitants des maisons de la Croix-Rouge suisse interrogés sont les bénéficiaires initiaux, ou les enfants des bénéficiaires initiaux, leurs parents étant décédés. Ceci signifie qu'aucune maison n'a été revendue.

2) *Combien de personnes vivent dans la maison ?*

La plupart des maisons sont occupées par des familles, grands-parents, parents et enfants. Dans certaines maisons visitées ne vit qu'une personne âgée. Une seule maison est inoccupée. Seul le cadre métallique est encore en place. Ce n'est pas la seule maison abandonnée, mais ceci reste rare. La famille est probablement partie vers la ville à la recherche de travail.



Figure 18 : Maison abandonnée, maison à An Giang n° 1

3) *Avez-vous construit une extension de la maison ?*

Pratiquement toutes les maisons étudiées dans les deux provinces sont agrandies par une extension à l'avant, sur le côté ou à l'arrière de la maison. Les maisons comportent parfois plusieurs extensions. Dans la plupart des cas, ces extensions ont été réalisées peu de temps après la réception de la maison, pour y adjoindre une cuisine. En effet la maison fournie par la Croix-Rouge suisse d'une vingtaine de mètres carrés n'est pas suffisamment grande pour y loger toute la famille en y intégrant une cuisine. Les extensions sont souvent réalisées avec une ossature en bois, des feuilles de palmier et/ou de la tôle pour les murs, et de la tôle pour la toiture. La tôle locale est de très mauvaise qualité et se rouille très rapidement. La fixation de la toiture est médiocre par rapport à la toiture Cliplock de la Croix-Rouge suisse et il n'est pas rare que les toitures des extensions s'arrachent lors de vents violents, de tempêtes.

Certains bénéficiaires ont considérablement amélioré leur qualité de vie, et se sont éloignés du seuil de pauvreté. Certains ont construit une maison principale en dur, en béton, à côté de la maison reçue par la Croix-Rouge. La maison de la Croix-Rouge est alors utilisée comme cuisine, ou comme pièce supplémentaire.

L'habitat le plus « luxueux » visité se trouve dans la province de Kien Giang, dans la commune de Phu My. Le bénéficiaire a totalement transformé sa maison, en recyclant certains éléments et en gardant certaines colonnes, autour desquelles il a bâti une maison en béton.



Figure 19 : Maison en béton avec éléments SRC réutilisés ; maison à Kien Giang n° 15

Le béton utilisé pour la construction est cependant un béton de fortune dont la qualité n'est certainement pas la même que celle préconisée par les normes.

4) *Vous souvenez-vous d'évènements naturels de grande ampleur (tempêtes, inondations, ...) ?*

Toutes les personnes interrogées ont parlé d'inondations devenues plus faibles ces dernières années. Les crues qui auparavant atteignaient jusqu'à 1 mètre de hauteur et rendaient ainsi une maison sur pilotis nécessaire, se sont très fortement amoindries depuis quelques années, et dans certaines communes n'existent même plus. Ceci est particulièrement le cas dans la province d'An Giang où le gouvernement local a construit une digue pour protéger ses communes contre les crues. Les habitants sont très satisfaits de ce progrès. Pouvoir vivre 12 mois par an sans avoir de l'eau jusqu'aux genoux leur est très agréable et les plantations n'en pâtissent pas trop car la digue est tout de même ouverte tous les trois ans afin de nourrir les champs. A Kien Giang, les habitants ont également pratiquement tous signalés que les inondations sont beaucoup moins fréquentes qu'avant et atteignent un niveau beaucoup plus faible (quelques centimètres à quelques dizaines de centimètres au maximum). Ils ont expliqué ceci par le fait que la route autour de la commune est surélevée, empêchant l'eau des crues des canaux à proximité d'atteindre les maisons. Une autre explication donnée est l'élargissement du lit des canaux permettant ainsi de contenir un volume d'eau plus important et de diminuer les crues.

Interrogés sur le niveau maximal que les crues ont atteint depuis qu'ils ont reçu la maison, les bénéficiaires ont affirmé que les crues n'ont jamais atteint les poutres inférieures. Les maisons n'ont donc jamais été inondées.

A la question des tempêtes ou vents violents, la majorité des personnes interrogées ont signalé que durant la saison des pluies, le vent est fort. Pour eux ceci est habituel et ils n'ont pas qualifié ce vent de désastre naturel. Une seule femme interrogée (maison n°14 à Kien Giang) a parlé d'une catastrophe naturelle qui a arraché sa toiture. Selon elle, le typhon est survenu en 2007 et a atteint un « niveau 2 », mais elle n'a pas pu dire sur quelle échelle est basée cette classification de l'intensité du typhon.

Selon les personnes interrogées, de moins en moins de vents violents, ou de fortes pluies surviennent. Ceux-ci ont diminué ces dernières années. Les personnes questionnées ne semblent plus craindre les catastrophes naturelles.

5) *Votre maison a-t-elle subi des dégâts ?*

A cette question, la plupart des personnes interrogées ont signalé que le plancher en bois est très endommagé et présente des marques de pourriture. Dans la province de Kien Giang, les murs initialement reçus, soit en tôle, soit en feuilles de palmier ont souvent dû être remplacés, alors que dans la province d'An Giang beaucoup de maisons subsistent encore avec les matériaux originaux. Les

bénéficiaires ont ainsi directement parlé du recouvrement de la structure (murs, planché) lorsque la question des dégâts leur a été posée. Il a fallu demander des précisions sur l'état de la structure métallique. C'est alors seulement que les personnes ont mentionné que certains boulons et parties des poutres inférieures étaient rouillés, voir dans certains cas cassés.

Deux cas de toiture envolée ont été répertoriés. Il s'agit de la maison n°14 à Kien Giang, où une partie de la toiture et les murs se sont envolés lors d'un typhon en 2007 ; et de la maison n°6 à Kien Giang où une partie de la toiture s'est envolée en 2012 lors d'une dépression tropicale.

Dans la commune de Phy My à Kien Giang, où les maisons ont été construites pendant la première phase de reconstruction en 2002 et ne comportent que 9 poutres inférieures, les bénéficiaires ont été contraints pour la plupart à retirer les poutres inférieures et à vivre directement sur le sol, les poutres étant beaucoup trop endommagées.

Dans la province d'An Giang, les bénéficiaires décrètent pour la majorité que leur maison ne présente pas de dégâts significatifs, et que les éléments sont tous originaux.

Une maison dans la province d'An Giang (maison n°11) présente une partie de la sous-structure très endommagée, rongée par la rouille. Ceci est causé par l'urine du grand-père, très malade et ne pouvant ainsi pas se déplacer et sortir de la maison. Un trou s'est formé à travers le plancher. Les habitants de la maison affirment nettoyer quotidiennement à l'eau fraîche les poutres sous le trou du plancher, mais celles-ci sont tout de même endommagées.



Figure 20 : Poutres rongées à cause de l'urine, maison à An Giang n°11

Deux maisons présentent des trous dans la toiture dus à la corrosion (maison n° 10 et 18 à An Giang). Ce sont les seules dont la toiture est endommagée. Aucune trace de rouille n'a été observée sur les autres maisons.



Figure 21 : Trous dans la toiture, maisons d'An Giang n°10

Dans la plupart des maisons visitées de la province d'An Giang les câbles de contreventement sous la toiture ont été retirés par les habitants. En effet, ceux-ci ne les trouvaient pas nécessaires et les considéraient comme des nids à poussière et toiles d'araignées.

6) *Avez-vous procédé à des réparations sur la maison ?*

Les réparations entreprises sur les maisons concernent majoritairement le plancher et les murs. Très peu de réparations ont été exécutées sur la structure porteuse métallique.

Dans la province de Kien Giang, il n'est pas rare que les bénéficiaires aient dû remplacer, quelques années après la réception de leur maison, le plancher et les murs, qui étaient souvent initialement faits en feuilles de palmiers ou en planches de bois et se sont assez vite dégradés. La plupart des nouveaux murs installés sont en tôle locale.

Dans la commune de Phu My à Kien Giang, la majorité des maisons ont changé d'aspect suite à la suppression du plancher reposant sur les 9 poutres en acier formé à froid. Les poutres qui étaient encore dans un état convenable ont été réutilisées notamment comme traverses.

La majorité des personnes interrogées dans la province d'An Giang affirme n'avoir réalisé aucune réparation sur leur maison.

7) *Quelqu'un de la Croix-Rouge est-il revenu depuis que vous avez reçu la maison ?*

En 2006, une opération de maintenance et réparation des maisons de la Croix-Rouge suisse a été entreprise. Des personnes de la Croix-Rouge sont venues dans chaque commune ayant bénéficié des maisons pour y observer les maisons, procéder aux réparations nécessaires, appliquer de la peinture antirouille sur les éléments corrodés ou susceptible d'être rouillés par la suite, et expliquer aux bénéficiaires comment faire la maintenance de la maison.

Dans la province de Kien Giang, certaines poutres inférieures et bas des colonnes ont été repeints avec de la peinture antirouille. Certains boulons rouillés ont été remplacés par des boulons neufs. Sur la photo ci-dessous, la partie visible du pieu, le bas de la colonne, la poutre et les boulons ont été peints avec de la peinture antirouille.



Figure 22 : Peinture antirouille sur le bas de la structure, maison à Kien Giang n° 8

Dans la province d'An Giang, des membres de la Croix-Rouge sont également venus inspecter les maisons des différentes communes, mais n'ont pas appliqué la peinture antirouille. La majorité des maisons n'ont donc pas leurs éléments métalliques protégés par de la peinture antirouille, sauf pour certaines où les bénéficiaires ont décidé d'appliquer eux-mêmes cette protection.

8) Vous a-t-on expliqué comment faire la maintenance de la maison ?

Lors de la visite de la Croix-Rouge dans les maisons en 2006 pendant l'opération réparation et maintenance « R & M », les bénéficiaires ont été instruits sur les actions à entreprendre afin de faire au mieux la maintenance de la maison. Un poster a été distribué à chaque foyer, expliquant à l'aide de dessins comment nettoyer la maison. Ce poster est encore présent dans la plupart des maisons de la province d'An Giang, mais la majorité des bénéficiaires dans la province de Kien Giang l'ont perdu.



Figure 23 : Poster d'instructions sur la maintenance des maisons, reçu en 2006 par tous les bénéficiaires

Le poster explique qu'il faut prendre soin de sa maison. Il indique que la fréquence pour faire la maintenance est de trois fois par année (avant Tet, après la saison des pluies, après la saison des crues). Deux cases du tableau contiennent les actions « à faire » et celles « à ne pas faire » : Il faut installer des conduits qui collectent l'eau de pluie, nettoyer fréquemment et maintenir la maison sèche en permanence, utiliser du lubrifiant ou de la peinture pour recouvrir la surface de l'acier après l'avoir lavée et séchée. Il ne faut pas laisser des déchets ou de l'eau sur le plancher ou sur les poutres, placer trop d'objets lourds à l'intérieur, utiliser des brosses métalliques pour nettoyer l'acier qui n'est pas rouillé.

Ensuite les étapes de la maintenance sont expliquées :

- L'étape 1 consiste à utiliser des feuilles pour couvrir les poutres en C pour qu'elles soient plus faciles à nettoyer.
- L'étape 2 consiste à distribuer les objets lourds sur le plancher en bois avec une certaine distance entre chaque objet. Il faut éviter la concentration de poids lourd en un seul endroit.
- L'étape 3 consiste à nettoyer la saleté et les déchets sur les surfaces en acier, à l'aide d'une brosse souple, de tissus ou de fibre de coco.
- L'étape 4 consiste à brosser la rouille (s'il y en a) avec une brosse métallique ou du papier de verre.
- Le point 5 explique qu'il faut nettoyer toute la structure avec de l'eau douce, du détergent et du savon.
- Le point 6 explique qu'il faut ensuite sécher la structure à l'aide de tissu propre.

- L'étape 7 consiste à enduire les boulons et les endroits rouillés avec du lubrifiant.
- La dernière étape consiste à appliquer de la peinture antirouille si les bénéficiaires en ont à disposition de la manière suivante : couche 1 : quand la surface est sèche ; couche 2 : après que la couche 1 soit sèche.

En interrogeant les bénéficiaires au sujet de l'entretien de leur maison, il est apparu que très peu se souviennent précisément des instructions du poster, et ne l'ont sans doute jamais relu. La plupart des bénéficiaires ne font ainsi aucune maintenance, ou expliquent vaguement qu'ils nettoient les poutres de temps en temps.

Dans la province d'An Giang, la plupart des habitants des maisons se souviennent qu'on leur a donné des instructions sur la maintenance de leur maison, et qu'il est nécessaire d'appliquer du lubrifiant régulièrement sur les boulons, afin de les protéger de la rouille. Beaucoup le font, mais pas tous, pour les raisons suivantes : certains disent n'avoir jamais reçu d'instructions tandis que d'autres considèrent que cela n'est pas nécessaire.

Beaucoup de bénéficiaires nettoient aussi les poutres inférieures à l'eau douce.

9) Lors de vents violents, avez-vous peur que la maison s'effondre ou que la toiture s'arrache ?

Tous les bénéficiaires interrogés se sentent en sécurité dans la maison fournie par la Croix-Rouge suisse, même lors de vents violents. Ils ont entièrement confiance en la structure et en la toiture, qu'ils considèrent bien fixée à la structure. Ce sentiment de sécurité a été acquis avec les années, et avec le vécu. En effet pendant toutes ces années vécues dans ces maisons, leur toiture n'a jamais été arrachée par des vents violents. On ne peut pas en dire de même pour les toitures locales, dont beaucoup s'envolent pendant les tempêtes. Ils trouvent aussi la structure en cadre métallique très stable et bien vissée au sol. Certains ont mentionné que la structure vacille légèrement pendant les vents violents, mais reste néanmoins intacte après avoir subi ces assauts.

10) Fait-il chaud à l'intérieur de la maison ?

Tous les bénéficiaires déclarent avoir chauds dans la maison pendant la saison sèche. Les habitants des maisons entièrement recouvertes de tôle affirment qu'il fait très chaud à l'intérieur. La plupart sont pourvues de ventilateurs, mais certains bénéficiaires doivent encore supporter la chaleur sans cet appareil.

Dans la province d'An Giang, certains habitants ont attaché des draps sous la toiture, de manière à protéger l'intérieur de la maison de la chaleur.



Figure 24 : Draps sous la toiture pour protéger de la chaleur, maison à An Giang n°12

11) Stockez-vous des objets lourds dans la maison ?

La majorité des bénéficiaires interrogés ont répondu négativement à cette question. La structure doit ainsi supporter en plus de son poids propre et du poids des personnes marchant sur le plancher, seulement le poids des objets apparents, c'est-à-dire quelques meubles, armoire, lit, parfois une télé. Rien ne semble très lourd.

Certains bénéficiaires ont tout de même parlé de sacs de riz (environ 50 kilogrammes), ou de récipients remplis d'eau pouvant contenir jusqu'à 50 litres.



Figure 25 : Grand pot en poterie contenant de l'eau, maison à An Giang n°18

12) Êtes-vous globalement satisfait de la maison ?

Tous les bénéficiaires sont très contents et reconnaissants d'avoir reçu la maison de la Croix-Rouge suisse il y a une dizaine d'années.

Dans la province de Kien Giang, une grande majorité des bénéficiaires préféreraient maintenant habiter dans une maison qui n'est pas aussi haute que celle qu'ils ont reçue, les inondations autour de leur maison ayant fortement diminuées ces dernières années. Ils préféreraient un plancher situé à seulement quelques centimètres du sol, et ne voient plus l'intérêt d'une maison sur pilotis. La réponse n'est pas la même pour les habitants des communes d'An Giang, qui eux, apprécient la maison sur pilotis, malgré la diminution des inondations. En effet, ils disent que cela améliore l'aération de l'intérieur de la maison, grâce notamment à l'espacement entre les planches de bois formant le plancher.

3.2.3 Dégâts / défauts observés

3.2.3.1 Problèmes de corrosion

Le problème principal des maisons de la Croix-Rouge suisse est celui de la corrosion. La structure métallique est très stable. La toiture est très bien fixée à la structure, et peut résister à des vents encore plus violents que ceux qui surviennent déjà dans ces régions. Les colonnes n'ont pas flambé après 15 ans, et sont en très bon état.

Les dégâts observés sur les maisons sont ainsi principalement d'ordre chimique et non d'instabilité, particulièrement dans la province de Kien Giang. En effet, les maisons visitées dans cette province présentent toutes des traces sévères de rouille et pour un grand nombre, les poutres corrodées présentent des trous dans la semelle inférieure. Il est même apparu dans une maison que des poutres se soient cassées à cause de la rouille. L'arrière de la maison est donc condamné. Les boulons sont également très rouillés.



Figure 26 : Poutre rongée et boulons rouillés, maisons à Kien Giang n°2

Le bas des colonnes est endommagé dans la plupart des habitations. Dans certaines maisons, le haut du micropieu visible est écaillé. Il est même apparu dans une des maisons qu'un micropieu présente un trou dû à la corrosion. Dans cette province en zones côtières, la salinisation des sols et des eaux est un réel problème.



Figure 27 : Partie du micropieu cassé par la corrosion, maison à Kien Giang n°12

Dans la province d'An Giang, les poutres et bas de colonnes sont dans un bien meilleur état que celles des maisons à Kien Giang. Les traces de corrosion sont rares et rien n'est gravement endommagé.



Figure 28 : Poutres inférieures en bon état, maison d'An Giang n°4

Dans une des maisons de la province d'An Giang, l'une des barres stabilisatrices au-dessous de la structure s'est décrochée de la poutre principale, suite à la corrosion qui a rongé la poutre autour du trou laissant passer le boulon.



Figure 29 : Barre stabilisatrice détachée de la poutre principale, maison d'An Giang n°7

De manière globale les éléments formant la partie inférieure de la maison sont dans un meilleur état dans la province d'An Giang que de Kien Giang. Ceci est certainement dû au fait que la province d'An Giang se trouve plus éloignée de la mer, alors que Kien Giang est directement en bord de mer, et les maisons y ont été construites relativement proches de la côte (voir carte, Figure 2). Ainsi, les vents entraînent des particules de sel, qu'ils déposent sur les structures, ce qui accentue fortement le phénomène de corrosion.

3.2.3.2 Problème d'instabilités

Dans certaines maisons, les poutres secondaires ont déversé. C'est le cas de la maison visitée n°5 de la province d'An Giang. Le maître de maison nous a en effet signalé qu'il stockait parfois des sacs de riz de plus de 40kg vers le devant de la maison, et c'est en effet les 2 premières poutres secondaires qui sont tordues. Des charges lourdes telles que les sacs de riz ou de grands pots en poterie contenant de l'eau n'ont pas été prises en compte dans le dimensionnement des structures, ce qui entraîne des instabilités dans certains éléments de la structure.

Ce sont des instabilités globales (déversement, flambement torsio-flexionnel) qui ont pu être remarquées sur certaines poutres, comme le montrent les photos ci-dessous. Sur la première photo, on remarque que la poutre n'est pas droite, qu'elle ne suit pas un axe, mais qu'elle dévie.



Figure 30 : Instabilité d'une poutre secondaire, maisons à An Giang n°6

Sur l'image suivante, nous pouvons observer une poutre secondaire à travers l'espacement de deux planches en bois constituant le plancher. Le mètre est tenu à la verticale, et collé contre le bas de l'âme, contre la semelle inférieure de la section. Il apparaît clairement que la poutre est inclinée et que l'âme ne suit plus un axe vertical.



Figure 31 : Instabilité poutre secondaire, maison à An Giang n°7

Le montage peut être à l'origine de l'instabilité des poutres secondaires. Les connexions entre les poutres secondaires et les poutres principales sont établies par une cornière et quatre boulons. Il est possible que, lors du montage, l'axe de l'âme n'ait pas été ajusté à la verticale, mais incliné vers l'avant. Cependant, ce problème d'inclinaison peut être dû à une instabilité provoquée par un chargement trop lourd supporté par la poutre et qui la fait tourner autour de son centre de gravité. D'une part le centre de cisaillement ne se trouve pas au même point que le centre de gravité. D'autre part, la charge s'appuie sur la semelle supérieure. La résultante se trouve donc légèrement décalée vers la droite par rapport au centre de gravité de la section, ce qui accentue encore l'effet de torsion de la section.

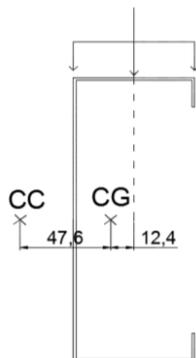


Figure 32 : Section C15015 ; centre de gravité CG et centre de cisaillement CC

Ceci va être étudié de manière plus approfondie dans les chapitres suivants, où les logiciels de calculs d'éléments en acier à parois minces (GBTUL et CUFSM) seront utilisés.

3.2.3.3 Non verticalité des colonnes

Grâce au niveau laser, la verticalité des colonnes a pu être contrôlée. Il s'est avéré que beaucoup de colonnes ne sont pas réellement verticales mais inclinées de quelques centimètres sur toute leur longueur. Il est peu probable que ceci soit dû à une instabilité, car l'axe ne présente pas de « banane », mais est resté vertical, seulement légèrement incliné. Le montage en est probablement la cause. Cette légère déformation pourra être introduite dans la modélisation sur le logiciel Scia Engineer, lors de l'analyse non-linéaire, afin de calculer les effets de second ordre qu'apporte ce décalage.



Figure 33 : Non verticalité d'une colonne, maison à Kien Giang n°5

3.2.3.4 Manque d'éléments

Dans beaucoup de maisons des 2 communes des boulons manquent, notamment ceux assurant la connexion entre la colonne du milieu et les poutres de la toiture.



Figure 34 : Boulon manquant connexion pieu – colonne, maison à An Giang n°16

Dans un grand nombre de maisons de la province d'An Giang, les câbles de contreventement sous la toiture ne sont plus présents. L'explication des bénéficiaires diverge : certains ne savent pas ce qu'ils sont devenus, d'autres affirment qu'ils n'étaient déjà pas en place lorsqu'ils ont reçu la maison, d'autres encore ont décidé eux-mêmes de les retirer, ne les considérant pas indispensables à la bonne stabilité de la structure.

Dans une maison visitée à An Giang, les barres de contreventement du cadre du milieu ne sont plus en place. Le bénéficiaire n'a pas su nous dire ce qui est arrivé. Il est cependant fort probable qu'il les ait lui-même retirées, afin d'attacher les panneaux en bois servant à séparer la maison en deux pièces. Ces panneaux en bois stabilisent alors le cadre à la place des barres de contreventement retirées.



Figure 35 : Barres de contreventement du cadre du milieu manquantes, maison à An Giang, n°17

Le plus absurde qui a été vu lors des visites, fut la maison n°16 à An Giang. Le bénéficiaire a retiré, il y a 2 ans, 4 des 11 poutres secondaires de la structure afin de les réutiliser pour la sous-structure des extensions de sa maison, une à l'arrière où il a remplacé 2 des poutres et une à l'avant où il a utilisé les 2 autres. Le plancher de la maison est maintenant soutenu par seulement 7 poutres. La structure semble encore assez stable, même si le plancher a l'air légèrement plus faible que les structures contenant 11 poutres. Les autres poutres secondaires, qui doivent dorénavant reprendre également les charges des 4 poutres retirées ne semblent pas subir d'efforts excessifs, et ne présentent pas plus de déformations que dans les autres maisons. Seul le plancher, qui est maintenant soutenu sur des poutres parfois espacées de 1200 mm à la place de 600 mm, fléchit davantage et les vibrations sont plus fortes lorsque l'on se déplace sur ce plancher.



Figure 36 : Retrait d'une poutre, Espacement entre les 2 poutres environ 120 cm ; maison à An Giang n°16

4 Analyse des données obtenues

4.1 Les éléments de structure

La structure en cadre métallique galvanisé utilisée pour les reconstructions de la Croix-Rouge suisse au Vietnam semble être un choix adéquat. La structure est efficace face aux charges qu'elle endure, notamment aux pressions du vent. Aucune des maisons ne s'est effondrée. Après plus de dix ans, toutes tiennent encore debout et la grande majorité sont encore en état d'exploitation. Le risque le plus important semble être une rupture du plancher et ainsi une chute d'un mètre des personnes s'y trouvant.

Structure Globale	Système avec des fondations en pieux vissés et un cadre métallique de haute qualité. Le cadre offre une bonne base pour fixer les parois faites de planches en bois, tôle ondulée ou feuilles de palmier et les poutres du plancher pour supporter les planches en bois.
Système de toiture	Stable, en bonne condition, pas ou très peu corrodé. La toiture métallique (Zincalume) n'est pas adéquate durant la saison chaude. Les clips attachant la tôle de toiture au cadre sont très puissants et résistent aux pressions et dépressions du vent. Les toitures ne s'envolent pas en cas de vents violents.
Fondations / pieux vissés	Système stable. Pieux vissés à différentes hauteurs. La partie visible hors sol est parfois corrodée, écaillée. A An Giang où les pieux sont moins enfoncés (jusqu'à 145cm de partie du pieu au-dessus du sol) les pieux sont renforcés par des blocs de briques et du ciment. Bien que certaines structures semblent trop élancées et très fragiles, toutes ont résisté aux vents, malgré les pieux moins enfoncés que prévu dans les plans laissant apparaître une structure sur pilotis beaucoup plus haute. Dans la suite de cette thèse, les vérifications de stabilité face à des vents violents seront faites pour des structures plus hautes.
Poutres du plancher	Les 9 poutres des maisons du type 1 ne sont effectivement pas suffisantes. 11 poutres semblent suffire pour reprendre les charges du plancher, mais une vérification aux instabilités sera tout de même réalisée dans la suite de cette thèse, certaines des poutres présentant des signes d'instabilité globale. La corrosion apparait sur beaucoup de ces éléments, particulièrement à Kien Giang, rendant les sections plus petites et ainsi la structure plus faible. Très peu de poutres se sont cependant cassées. La plupart continue à porter les charges, malgré leur section affaiblie par la rouille.
Colonnes	Robustes. La partie au-dessus du plancher est de qualité suffisante. La partie sous le plancher, plus sujette à la rouille, devrait être mieux protégée contre la corrosion. Les colonnes ne présentent pas d'instabilité ; leur section est suffisamment efficace pour résister aux vents violents.
Barres de contreventement	Grande stabilité de la structure. Peu de risque de basculement. Aucune structure ne présente des signes de défaillance au niveau de la stabilité globale (même avec barres retirées). Barres de contreventement dans le plan horizontal au niveau des poutres du plancher pour maintenir la base rectangulaire. Barres de contreventement inclinées au bord des cadres pour prévenir un basculement. 
Durée de vie	Les maisons étaient initialement prévues pour durer 15 à 25 ans. Après 10-15 ans la grande majorité des maisons sont encore habitées. Les gens s'y sentent en sécurité. Certaines structures, particulièrement à Kien Giang sont dans un état critique et il serait trop optimiste de penser que les structures offriront encore un abri sûr pour les dix prochaines années. A An Giang, il est fort probable que les maisons seront encore dans un état correct dans dix ans.

Tableau 2 : Résumé des observations

Le dimensionnement de la structure a été fait correctement et elle supporte toutes les charges qui lui sont appliquées. Les sections des éléments semblent suffisamment grandes pour garantir la résistance face aux charges que la structure endure.

4.2 La corrosion

La corrosion de l'acier est un phénomène naturel qui dégrade le matériau en le transformant en rouille. C'est une réaction inter faciale irréversible d'un matériau avec son environnement qui implique une consommation du matériau ou une dissolution dans le matériau d'une composante de l'environnement [11]. La rouille, n'ayant pas les mêmes propriétés mécaniques que l'acier, entraîne une baisse de résistance dans la pièce en acier touchée par la corrosion. Cette perte de résistance est directement liée à la perte de section d'acier, à l'étendue et la profondeur de rouille sur la surface de l'élément en acier. La profondeur de rouille augmente avec le temps. La vitesse de propagation dépend fortement des conditions du milieu où se trouve l'élément en acier. La rouille peut se propager de quelques micromètres à quelques millimètres par an.

Ce phénomène est influencé par de nombreux facteurs cinétiques tels que l'humidité, la température de la pièce métallique ou l'acidité du milieu. Dès qu'une structure en métal est à l'air libre et soumise à une forte humidité, les risques d'oxydation et de dégradation sont importants. Ces risques sont majorés par la présence d'eau salée qui accélère le processus d'oxydation.

Il est donc primordial de ralentir ou stopper la progression de la corrosion afin de garantir dans le temps le niveau de performance maximale d'un élément en acier. Pour cela des solutions de protection anticorrosion existent.

Si la corrosion n'est pas stoppée, ou déjà fortement propagée, comme c'est le cas des structures de la Croix-Rouge suisse dans le Delta du Mékong, une surveillance doit être mise en place pour éviter la ruine, et le remplacement des éléments corrodés ne satisfaisant plus aux exigences de performance doit être envisagé.

L'application d'une protection, qui permet de garantir une performance mécanique dans le temps, entraîne ainsi une plus longue durée de vie de la structure, et représente un investissement rentable s'il est bien mis en œuvre.

De nombreuses solutions de protection anticorrosion de l'acier ont été développées. Le traitement de surface qui consiste à couvrir l'acier par une couche de zinc est très utilisé dans le domaine de la construction, entraînant une protection robuste et durable. Le dépôt de zinc métallique sur les pièces en acier se fait selon différents procédés, dont les plus connus sont la galvanisation et l'électro zingage. Les maisons fournies par la Croix-Rouge suisse au Vietnam sont réalisées en cadres métalliques galvanisés.

Les aciers exposés aux environnements extérieurs et intérieurs sont sujets aux attaques de corrosion en fonction des caractéristiques particulières de l'environnement. La classification d'un environnement peut être déterminée en évaluant la perte de masse d'échantillons normalisés en acier carbone ou en zinc durant une période d'un an. Plus d'informations sont données dans les documents « Access Steel » [13]. Les environnements extérieurs sont classés en fonction des zones dans lesquelles ils se trouvent (zones côtières, industrielles,...) et de la salinité.

Dans le cas des maisons de la Croix-Rouge suisse, dans le Delta du Mékong, les structures se trouvent dans un environnement humide et salin. L'humidité relative est située entre 67 et 89%, selon le rapport « Mekong Delta water resources assessment studies » publié en janvier 2011 par les organisations Delta Alliance et Deltares [14]. Les structures en acier des maisons proches de la côte, particulièrement

celles de la province de Kien Giang, subissent donc une corrosion provoquée par l'humidité, agressive à cause de la salinité des sols et de l'air.

La Norme EN ISO 12944-2 [15], donne une classification des environnements. Le tableau ci-dessous définit les catégories de corrosivité en termes de pertes de masse ou d'épaisseur, suite à des essais sur des éprouvettes en acier et/ou en zinc, après la première année d'exposition.

Catégorie de corrosivité	Perte de masse par unité de surface/perte d'épaisseur (première année d'exposition)				Exemples d'environnements types dans un climat tempéré (à titre d'information)	
	Acier faiblement allié		Zinc		Extérieur	Intérieur
	Perte de masse g/m ²	Perte d'épaisseur μm	Perte de masse g/m ²	Perte d'épaisseur μm		
C1 très faible	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	—	Bâtiments chauffés à atmosphère propre, par exemple bureaux, magasins, écoles, hôtels.
C2 faible	> 10 à 200	> 1,3 à 25	> 0,7 à 5	> 0,1 à 0,7	Atmosphères avec un faible niveau de pollution. Surtout zones rurales.	Bâtiments non chauffés où de la condensation peut se produire, par exemple entrepôts ou salles de sport.
C3 moyenne	> 200 à 400	> 25 à 50	> 5 à 15	> 0,7 à 2,1	Atmosphères urbaines et industrielles, pollution modérée par le dioxyde de soufre. Zones côtières à faible salinité.	Enceintes de fabrication avec une humidité élevée et une certaine pollution de l'air, par exemple industrie alimentaire, blanchisseries, brasseries, laiteries.
C4 élevée	> 400 à 650	> 50 à 80	> 15 à 30	> 2,1 à 4,2	Zones industrielles et zones côtières à salinité modérée.	Usines chimiques, piscines, chantiers navals côtiers.
C5-I très élevée (industrie)	> 650 à 1 500	> 80 à 200	> 30 à 60	> 4,2 à 8,4	Zones industrielles avec une humidité élevée et une atmosphère agressive.	Bâtiments ou zone avec une condensation permanente et avec une pollution élevée.
C5-M très élevée (marine)	> 650 à 1 500	> 80 à 200	> 30 à 60	> 4,2 à 8,4	Zones côtières et maritimes à salinité élevée.	Bâtiments ou zones avec une condensation permanente et avec une pollution élevée.
NOTES						
1 Les valeurs de perte utilisées pour les catégories de corrosivité sont identiques à celles indiquées dans l'ISO 9223.						
2 Dans les zones côtières des régions chaudes et humides, les pertes de masse ou d'épaisseur peuvent dépasser les limites de la catégorie C5-M. Il faut donc prendre des précautions particulières pour le choix des systèmes de peinture pour protéger les structures en acier dans de telles zones.						

Tableau 3 : Catégories de corrosivité atmosphérique et exemples d'environnements types [15]

Dans les régions où ont été construites les maisons de la Croix-Rouge suisse :

- La province de Kien Giang est une zone côtière à salinité élevée. La catégorie de corrosivité est donc la C5-M (très élevée). La perte d'épaisseur après la première année d'exposition peut atteindre entre 4.2 et 8.4 μm (pour un acier galvanisé).
- La province d'An Giang se trouve dans un environnement où l'atmosphère a un faible niveau de pollution, une zone rurale ne se trouvant pas au bord de la mer. La catégorie de corrosivité est donc la C2 (faible). La perte d'épaisseur après la première année d'exposition peut atteindre entre 0.1 et 0.7 μm (pour un acier galvanisé), ce qui reste relativement faible.

Des estimations de la vitesse de corrosion selon l'environnement peuvent être trouvées dans la littérature. Cependant, ces vitesses sont estimées à partir de campagnes d'essais réalisées sur un temps relativement court comparé à la durée de vie de l'élément. Il est donc nécessaire d'extrapoler les vitesses de corrosion moyennes estimées sur une année d'étude et de les appliquer pour toute la durée d'exposition de l'élément. Etant donné que la quantité de réactif peut être jugée infinie, l'hypothèse d'une vitesse de corrosion constante peut être faite. Cependant, cette hypothèse ne tient

pas compte de la passivation apportée par la formation d'une couche d'oxyde métallique imperméable qui va ralentir fortement le processus de corrosion. L'hypothèse privilégie donc la sécurité.

4.2.1 Méthodes de protection

La durabilité adéquate des maisons doit être assurée. Ceci se fait grâce aux méthodes de protection contre la corrosion.

La conception du projet joue un rôle déterminant. Les principes généraux de conception pour éviter la corrosion sont donnés dans la Norme Européenne EN ISO 14713-1 (Lignes directives et recommandations pour la protection contre la corrosion du fer et de l'acier dans les constructions – Partie 1 : Principes généraux de conception et résistance à la corrosion) [16]. Les points importants applicables au projet de reconstruction au Vietnam sont listés ci-dessous :

- Il convient de prévoir un accès facile et sans danger pour le nettoyage et l'entretien.
- Il convient d'éviter les poches et cavités favorisant l'accumulation d'eau et de saleté ; des contours lisses facilitent l'application d'un revêtement protecteur et améliorent la résistance à la corrosion.
- Il convient de doter les zones inaccessibles après montage d'un système de revêtement conçu pour durer aussi longtemps que la durée de vie prévue pour la structure.
- Lorsque le fer et l'acier revêtus sont susceptibles d'entrer en contact avec d'autres matériaux de construction (comme le bois du plancher sur les poutres métalliques dans les maisons au Vietnam), la zone de contact doit faire l'objet d'une attention particulière, par exemple il convient d'étudier la possibilité d'utiliser de la peinture, des rubans ou des feuilles en matière plastique afin de protéger l'acier.
- Il est important de choisir des éléments structuraux de formes simples et d'éviter une complexité excessive.
- Le transport, la manutention et les procédures de montage de la structure ne doivent pas altérer l'efficacité des méthodes de protection. Lorsqu'une peinture doit être appliquée à un revêtement de zinc, son application est plus facile à contrôler en atelier, mais si elle risque d'être abîmée pendant le transport ou le montage, la dernière couche de peinture peut être appliquée directement sur le site.
- Il faut également veiller à réduire au minimum le contact entre les surfaces en acier et l'eau ou la poussière
 - o Eviter la stagnation de l'eau sur les profilés
 - o Faciliter l'évacuation de l'eau avec par exemple de simples petits trous sur la face inférieure du profil
- Les éléments galvanisés doivent être conçus de façon à assurer un mouillage adéquat de toutes les surfaces. Les éléments des maisons de la Croix-Rouge suisse ont été bien conçus, avec des sections en C et en Z avec raidisseurs.

4.2.1.1 Galvanisation

Comme énoncé précédemment, les maisons de la Croix-Rouge suisse au Vietnam ont été réalisées avec des éléments en acier formé à froid galvanisés. Ceci était indispensable au vu des conditions climatiques et environnementales pour leur assurer une longévité suffisante. La galvanisation est en effet l'un des moyens le plus efficace et économique pour protéger l'acier.

La galvanisation consiste à tremper les éléments en acier dans un bain de zinc en fusion (460°C / 865 °F) pour former une liaison métallurgique avec un revêtement en zinc. La plupart des aciers formés à froid sont galvanisés par le déroulement des bobines en acier laminé à froid et l'avancement de la tôle en continu dans un bain de zinc en fusion à des vitesses allant jusqu'à 200 mètres/minute. A la sortie

du bain de zinc en fusion, les épaisseurs de couche de revêtement sont régulées par soufflage d'air, un procédé sans contact direct. La tôle d'acier revêtue est traitée chimiquement (passivation) pour prévenir contre les taches. Des informations détaillées sur les propriétés, les performances et l'utilisation du revêtement en zinc ou en alliage de zinc des tôles métalliques peuvent être trouvées sur la page web de GalvInfo Center [17].

La galvanisation offre une couche protectrice à l'acier. Le zinc est un métal naturellement résistant à la corrosion. Il va protéger l'acier de la corrosion pendant plusieurs dizaines d'années mais ne sera pas éternel. En effet, la pollution de l'air, les pluies plus ou moins acides auront raison de cette pellicule de zinc. La résistance à la corrosion, même si l'élément est galvanisé, dépend donc de l'environnement.

L'acier galvanisé offre une protection essentielle aux éléments métalliques. D'abord, le revêtement en zinc protège l'acier en fournissant une barrière physique imperméable qui ne permet pas à l'humidité d'entrer en contact direct avec la pièce métallique. Sans humidité (l'électrolyte), il n'y a pas de corrosion. Le processus de galvanisation garantit au revêtement en zinc métallique une bonne adhérence et une excellente résistance à l'abrasion. Les revêtements galvanisés ne se dégradent pas mécaniquement avec le temps (fissures, écaillage, ...) comme les autres procédés anticorrosion comme la peinture. Cependant, le zinc est un matériau réactif et va se corroder doucement avec le temps. C'est pour cette raison que la protection offerte par les revêtements galvanisés est proportionnelle à l'épaisseur du revêtement. Un autre mécanisme de protection important est la capacité du zinc à offrir une protection galvanique à l'acier. Lorsque l'acier de base est exposé, par exemple en cas d'entaille ou de rayure, le revêtement en zinc à proximité de l'acier exposé va se corroder en offrant une protection cathodique. Cela se produit parce que le zinc est plus électronégatif (plus réactif) que l'acier, comme indiqué dans la série galvanique dans le tableau ci-dessous. En pratique, cela signifie que lorsque l'acier sous-jacent souffre d'un dommage au niveau de son revêtement ou sur un bord coupé, le revêtement ne sera pas affaibli par de l'acier rouillé car l'acier ne peut pas se corroder à côté du revêtement en zinc, comme montré dans la figure ci-dessous.

<p>Corroded End - Anodic (Electronegative)</p> <p>Magnesium Zinc Aluminum Cadmium Iron or Steel Tin Copper Lead Silver Stainless Steel (passive) Gold</p> <p>Protected End - Cathodic or most noble (Electropositive)</p> <p>Note: Any one of these metals and alloys will theoretically corrode while protecting any other that is lower in the series as long as both form part of an electric circuit.</p>

Tableau 4 : Série galvanique des métaux et alliages (dans l'eau de mer) [18]

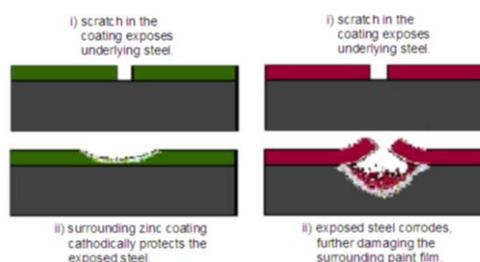


Figure 37 : En vert : revêtement de zinc ; en rouge : revêtement de peinture

Pour les aciers formés à froid, le procédé utilisé est la galvanisation en continu. Le principe de dépôt est le même que pour la galvanisation par trempage, mais les conditions d'application changent. Le trempage se fait en continu sur des lignes automatiques et les surfaces à traiter sont de géométrie simple (tôle, plaque, tube ou fil d'acier). Après trempage, l'épaisseur de la couche de zinc est contrôlée et l'excédent de zinc peut être retiré par soufflage à haute pression. Après ce procédé, les éléments simples en acier galvanisé produits sont ensuite transformés par opérations de cisailage, grugeage et soudage entre eux, pour former la pièce désirée.

La brochure de GalvaZinc [19] présente un tableau avec les épaisseurs de revêtement pour les différents procédés de protection anticorrosion de l'acier par le zinc, dont la galvanisation à chaud. Pour la galvanisation à chaud en continu d'une tôle, l'épaisseur de revêtement varie entre 7 et 42 µm par face.

Procédés	Normalisation	Épaisseur du revêtement (micron)
GALVANISATION À CHAUD Immersion de l'acier dans un bain de zinc fondu (T 450°C) <ul style="list-style-type: none"> • Produits finis • Tôles en continu • Tubes en continu • Fils en continu 	NF EN ISO 1461 Épaisseur courante	≥ 85 85 À 150
	NF EN 10142 NF EN 10147 Épaisseur courante	7 à 42 par face 20
	NF EN 10240	25 à 55
	NF A 91-131	4 à 40
PROJECTION THERMIQUE (métallisation) Projection de zinc fondu par une flamme ou un arc électrique, à l'aide d'un pistolet, en fines gouttelettes sur la pièce à métalliser	NF EN 22063 Épaisseur courante	50 à 200 100
ZINGAGE ELECTROLYTIQUE Dépôt de zinc par électrolyse sur l'acier placé en cathode	NF EN 10152 NF EN 12329 Épaisseur courante	2,5 à 10 par face 5 à 25 10 à 15

Tableau 5 : Procédés de protection anticorrosion de l'acier par le zinc, Source [19]

La norme européenne ISO 1461 [20], sur les revêtements par galvanisation à chaud par trempage du produit fini, donne les épaisseurs et masses minimales, en fonction de l'épaisseur de la pièce en acier.

Épaisseur de la pièce	Épaisseur locale de revêtement (valeur minimale) ^a	Masse locale de revêtement (valeur minimale) ^b
	µm	g/m ²
Acier > 6 mm	70	505
Acier > 3 mm à ≤ 6 mm	55	395
Acier ≥ 1,5 mm à ≤ 3 mm	45	325
Acier < 1,5 mm	35	250
Pièces moulées ≥ 6 mm	70	505
Pièces moulées < 6 mm	60	430

Tableau 6 : Épaisseur et masse minimale de revêtement selon la Norme Européenne [20]

La norme européenne NF EN 10346 [21], qui traite des produits plats en acier revêtus en continu par immersion à chaud pour formage à froid, présente un tableau avec les épaisseurs des revêtements en zinc possibles pour les éléments formés à froid. La norme précise qu'une épaisseur de revêtement supérieure peut limiter l'aptitude au formage et au soudage des produits. L'épaisseur de revêtement maximale d'une pièce formée à froid est alors de 42 µm.

Désignation du revêtement	Masse de revêtement minimale ^{a)} pour les deux faces g/m ²		Valeurs indicatives théoriques pour l'épaisseur de revêtement par surface dans l'essai en un point µm		Masse volumique g/cm ³
	Essai en trois points	Essai en un point	Valeur habituelle ^{b)}	Range	
masses de revêtement de zinc (Z)					
Z100	100	85	7	5 à 12	7,1
Z140	140	120	10	7 à 15	
Z200	200	170	14	10 à 20	
Z225	225	195	16	11 à 22	
Z275	275	235	20	13 à 27	
Z350 ^{c)}	350	300	25	17 à 33	
Z450 ^{c)}	450	385	32	22 à 42	
Z600 ^{c)}	600	510	42	29 à 55	

Tableau 7 : Masse et épaisseur de revêtement en zinc sur acier formé à froid, Source [21]

Le tableau suivant présente les épaisseurs fréquemment utilisées pour le revêtement d'éléments formés à froid, selon la norme américaine.

Coating Classification	Coating Designator	Minimum Coating Requirements			
		Zinc Coated ^A oz/ft ² (g/m ²)	Zinc Iron ^B oz/ft ² (g/m ²)	55% Al-Zinc ^C oz/ft ² (g/m ²)	Zinc-5% ^D oz/ft ² (g/m ²)
Metallic Coated	CP 60	G60 [Z180]	A60 [ZF180]	AZ50 [AZM150]	CF30 [ZGF90]
	CP 90	G90 [Z275]	Not Applicable	AZ50 [AZM150]	CF45 [ZGF135]
Painted Metallic	PM	The metallic coated substrate shall meet the requirements of metallic coated. In addition, the paint film shall have a minimum thickness of 0.5 mil per side (primer plus topcoat) with a minimum primer thickness of 0.1 mil per side. ^E			

^A Zinc-coated steel sheet as described in ASTM A653/A653M.

^B Zinc-iron alloy-coated steel sheet as described in ASTM A653/A653M.

^C 55% aluminum-zinc alloy-coated steel sheet as described in ASTM A792/A792M.

^D Zinc-5% aluminum alloy-coated steel sheet as described in ASTM A875/A875M.

^E In accordance with the requirements of ASTM A1003/A1003M.

Tableau 8 : Désignations des revêtements selon la Norme Américaine [22]

La norme américaine sur les cadres en acier formé à froid AISI S200 [22] donne les exigences minimales de revêtement pour les éléments galvanisés à chaud. Il s'agit d'un revêtement en zinc G60/Z180 pour les éléments structurels et G40/Z120 pour les éléments non-structurels. Plus d'informations sur les désignations des revêtements en zinc sur les tôles en acier, en fonction de leur poids, peuvent être trouvées dans un article de GalvInfo [23].

La norme américaine précise qu'un revêtement plus important peut être souhaitable pour les éléments en acier des structures se trouvant dans un environnement particulièrement corrosif, par exemple dans une zone côtière humide. C'est le cas des maisons dans le Delta du Mékong, où l'air très humide est chargé de sel.

Dans la proposition de contrat soumise par l'entreprise BHP à la Croix-Rouge suisse en janvier 2003 [5], les poutres métalliques à parois minces fournies pour la construction des maisons de la Croix-Rouge suisse au Vietnam sont de qualité Z350 et la toiture métallique de qualité AZ150. Z350 signifie 350 g/m² de zinc sur le profilé ce qui équivaut à du G115 (1.15 oz/ft²), et correspond à un revêtement d'épaisseur 25 µm. La toiture est revêtue d'un alliage d'aluminium et de zinc. La désignation de ce revêtement est AZ suivi d'un nombre (g/m² de revêtement). Le tableau 2 qui est tiré de la Norme Européenne et qui donne la perte d'épaisseur approximative après la première année d'exposition pour chaque catégorie de corrosivité atmosphérique, montre, comme énoncé précédemment, que pour un environnement côtier à salinité élevée, comme dans la province de Kien Giang, la perte

d'épaisseur peut s'élever à plus de 8.4 μm (ce qui équivaut à une perte de masse de 60 g/m^2) après la première année d'exposition. Les éléments n'étant revêtus que de 350 g/m^2 , il ne faudra pas 6 ans avant que tout le revêtement de zinc soit touché. La Norme précise également que dans les zones côtières des régions chaudes et humides, comme dans le Delta du Mékong, les pertes de masse ou d'épaisseur peuvent dépasser les limites de la catégorie C5-M (Note 2 sous le tableau 4). Il n'est donc pas étonnant d'avoir observé d'énormes traces de corrosion sur les structures de cette région. Certaines parties des profilés les plus exposés ont été rongées par la rouille.

Un échantillon des structures en cadre métallique des maisons de la Croix-Rouge suisse au Vietnam a été envoyé au laboratoire fédéral d'essai des matériaux et de recherche (EMPA) en Suisse en 2005. Un email envoyé du laboratoire à la Croix-Rouge a été retrouvé dans les archives [8] où il est spécifié que la mesure de l'épaisseur de la couche de zinc de l'échantillon est de 20 à 30 μm .

Un article a été rédigé en 2007 sur la durabilité des éléments en acier formé à froid, par la CFSEI (Cold-Formed Steel Engineers Institute) [24]. Cet article explique que la durabilité des revêtements à base de zinc est fonction du temps, de l'humidité et de la composition de l'atmosphère.

Le taux de corrosion du revêtement de zinc dans une atmosphère intérieure de la structure d'un bâtiment est généralement faible. Selon une étude faite par l'entreprise British Steel [18], la corrosion du zinc est inférieure à 0.1 μm par période de 3 ans dans des maisons situées dans différentes atmosphères rurale, urbaine, marine et industrielle. Ceci indique que, dans des conditions similaires, un revêtement de 10 μm devrait résister pendant plus de 300 ans. Cela n'est cependant pas le cas dans une atmosphère extérieure, beaucoup plus agressive, et où les éléments en acier peuvent être atteints par l'eau, comme c'est le cas pour les structures du Delta du Mékong.

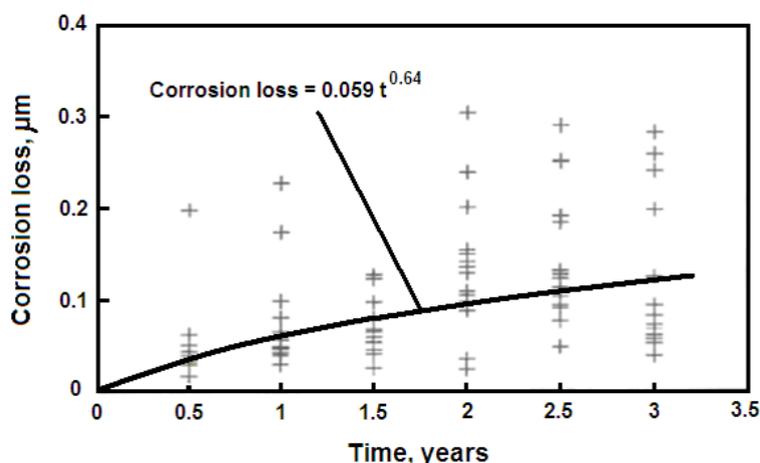


Figure 38 : Perte d'épaisseur, due à la corrosion d'acier galvanisé exposé dans le grenier de 15 maisons d'habitation situées dans 3 zones géographiques différentes en Angleterre, en fonction du temps d'exposition (John, 1991 [18]). Les points représentent la valeur moyenne de 6 échantillons de chaque maison.

Les éléments qui sont exposés à l'air extérieur, à des conditions agressives nécessitent généralement une plus grande protection. Des revêtements plus importants sont donc nécessaires pour des structures se trouvant dans un environnement agressif industriel ou côtier. Une protection plus importante contre la corrosion est recommandée dans les cas où il y a une forte probabilité d'exposition à l'humidité pendant des périodes prolongées. La toiture est dans la grande majorité des cas un élément exposé directement à l'eau, et par conséquent un des éléments les plus sujets à la corrosion. Il doit donc posséder une bonne protection anticorrosion, particulièrement si la structure se trouve dans un environnement d'eau salée ou industriel. Dans le cas des maisons au Vietnam, non

seulement le toit mais également les colonnes et poutres formant le cadre de la structure sont directement atteintes par l'environnement extérieur. Ces éléments ne sont pas protégés par un recouvrement et sont directement touchés par l'air extérieur, par l'environnement salin dans lequel ils se trouvent. Ces structures sont ainsi très sensibles à la corrosion et il est fort probable que les exigences minimales des normes américaines en termes d'épaisseur de zinc ne suffisent pas à protéger durablement ces pièces contre la corrosion.

Le graphique ci-dessous, tiré du livre Duplex System écrit par Van Eijnsbergem [25], présente la durée moyenne de protection contre la corrosion d'un acier galvanisé à chaud exposé à différents climats. Il montre que la résistance à la corrosion d'un acier galvanisé est, grosso modo, proportionnel à l'épaisseur de revêtement. La durée de protection est définie comme le nombre moyen d'années entre la construction de la structure et le moment où environ cinq pourcents de la surface en acier sous-jacente ont rouillé.

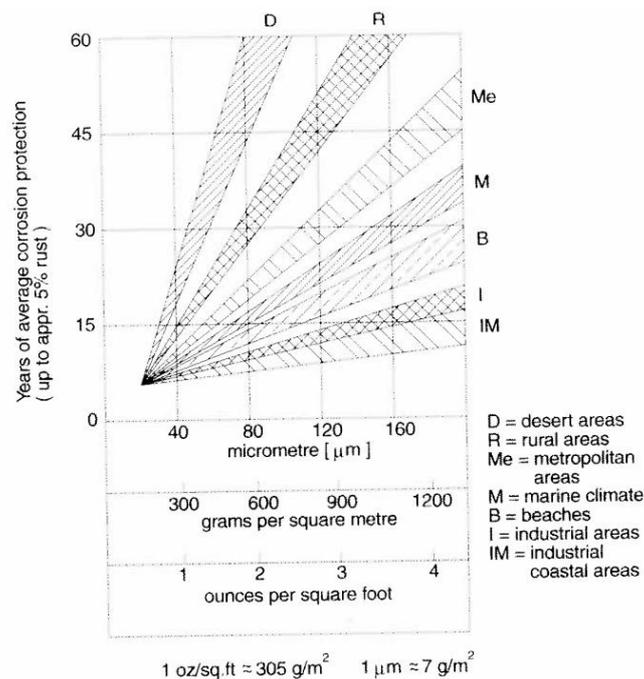


Figure 39 : Résistance à la corrosion d'un acier galvanisé à chaud sous différents climats, Source [25]

Les pièces d'assemblages structuraux tels que les boulons ou écrous doivent également être traitées contre la corrosion. Dans l'idéal, il convient de les doter d'une protection similaire à celle spécifiée pour l'ensemble des structures. Des exigences spécifiques sont données dans les Normes internationales correspondantes, par exemple l'ISO 10684, qui traite des revêtements à galvanisation à chaud des éléments de fixation [26]. Cette norme s'applique aux éléments de filetage à pas gros de M8 à M64, de classe de qualité jusqu'à 10.9 pour les vis et goujons et de classe de qualité jusqu'à 12 pour les écrous. Les éléments de fixation utilisés pour la construction des maisons dans le Delta du Mékong sont des boulons M12 et M16 de qualité 4.6 ; l'ISO 10684 peut donc s'appliquer. Cette norme précise qu'avant immersion dans le bain de zinc fondu, la surface de l'élément de fixation doit être propre et exempte de tout contaminant pouvant avoir un effet négatif sur la galvanisation. Dans le début des années 2000, c'est l'entreprise BHP Steel Lysaght Vietnam qui a fourni les éléments métalliques des maisons de la Croix-Rouge suisse. Dans un projet futur, il s'agira de contrôler la qualité de la galvanisation avant la construction des structures. Il est difficile actuellement de dire si la qualité des produits Lysaght satisfaisait ou non les exigences requises.

4.2.1.2 Métallisation

La métallisation au zinc est une arme efficace contre la corrosion. Elle offre une protection active. Le zinc protège l'acier non seulement tant que le revêtement conserve son intégrité, mais également ultérieurement, en se sacrifiant au bénéfice de la structure à protéger, la préservant de toute trace de rouille.

Le zinc, qui se présente sous forme de fil de très haute pureté (99.995%) est fondu, pulvérisé et projeté sur la surface à protéger à l'aide d'un pistolet métalliseur qui assure ces opérations simultanément. Cette technique peut s'appliquer en atelier ou sur chantier. Elle peut être complétée par une peinture de finition et offre une durée de protection se chiffrant par des dizaines d'années d'efficacité.

La protection est totale tant qu'il y a un revêtement de zinc. La durée de cette protection est fonction de l'épaisseur de la couche de zinc. Le tableau suivant, tiré d'une brochure de la société Mécanique Générale Métallisation (MGM) [27] et basé sur de nombreuses années d'expérience donne une idée de la longévité d'une protection par métallisation au zinc, sans peinture de finition, suivant l'épaisseur et l'atmosphère.

Épaisseur de la couche de métallisation zinc	40 µm	80 µm	120 µm
Atmosphère rurale	20 ans	40 ans	50 ans
Atmosphère urbaine	10 ans	20 ans	25 ans
Atmosphère maritime	12 ans	25 ans	37 ans
Atmosphère polluée	3 ans	6 ans	9 ans

Tableau 9 : Durée de protection de la métallisation au zinc, Source [27]

L'adjonction d'une peinture de finition augmente bien évidemment la durée de protection. Cette peinture est recommandée en atmosphère agressive.

La Norme EN ISO 2063 [28] donne des recommandations d'emploi pour les revêtements appliqués par projection thermique.

Milieu	Zinc sans peinture [µm]	Zinc avec peinture [µm]
Eau de mer	Non recommandé	100
Eau douce	200	100
Milieu urbain	100	50
Milieu industriel	Non recommandé	100
Atmosphère marine	150	100
Intérieur sec	50	50

Tableau 10 : Épaisseurs minimales recommandées en fonction du milieu, Source [28]

4.2.1.3 Peinture

La peinture apporte une protection passive aux surfaces sur lesquelles elle est appliquée. Elle isole le support de l'air extérieur et de l'eau. Il faut toutefois veiller à l'intégrité de la couche de peinture car le moindre interstice permettra à l'oxygène et à l'eau d'être au contact du support et de démarrer la réaction d'oxydoréduction. Le point de rouille initial soulèvera légèrement la peinture autour de lui, permettant à l'oxydation de s'étendre.

L'avantage de cette méthode est sa grande adaptabilité. On peut en effet l'appliquer en atelier ou sur place, sur une structure existante comme les maisons de la Croix-Rouge suisse.

Les systèmes à 1 couche ne sont pratiquement prescrits que pour les applications intérieures. Pour les applications extérieures, l'application minimale d'un système à 2 couches avec une épaisseur de couche suffisante est fortement recommandée. L'épaisseur de zinc déposée sur la pièce métallique grâce à la peinture anticorrosion varie entre 40 et 160 μm .

La Norme Européenne EN ISO 12944 (Peintures et vernis – Anticorrosion des structures en acier par système de peinture) [29] traite de la protection à l'aide de système de peinture, en prenant en compte tous les facteurs importants pour assurer une protection adéquate contre la corrosion.

La durabilité est définie dans la Norme comme la durée escomptée d'un système de peinture jusqu'à la première application importante de peinture d'entretien. Trois classes de durabilité sont distinguées dans cette Norme :

- a) Limitée (L) : 2 ans à 5 ans ;
- b) Moyenne (M) : 5 ans à 15 ans ;
- c) Elevée (H) : plus de 15 ans.

La classe de durabilité définie dans la Norme ne constitue pas une « durée de garantie ». La durabilité est une considération technique permettant d'établir un programme de maintenance.

D'après les tableaux sur les systèmes de peinture que l'on trouve dans la Norme EN ISO 12944-5 [30], il est établi que, normalement, les premiers travaux d'entretien importants relatifs à la protection contre la corrosion devront être entrepris une fois que le revêtement aurait atteint le niveau Ri 3, tel que défini dans l'ISO 4628-3 [31]. Cette Norme traite de l'évaluation de la dégradation des revêtements, et plus précisément du degré d'enrouillage.

Degré d'enrouillage	Surface rouillée %
Ri 0	0
Ri 1	0,05
Ri 2	0,5
Ri 3	1
Ri 4	8
Ri 5	40 à 50 ^a

Tableau 11 : Degré d'enrouillage et surface rouillée [31]

Le tableau suivant est tiré de l'ISO 12944-5. Pour obtenir une durabilité élevée dans un environnement C5-M, il faudrait appliquer sur l'acier galvanisé à chaud une couche primaire faite d'époxy et de polychlorure de vinyle de 80 μm d'épaisseur puis de 3 couches du même type de liant avec une épaisseur nominale du feuil sec de 320 μm .

Subjectile: Acier galvanisé à chaud																						
L'ISO 12944-4 donne quelques exemples de préparation des surfaces. Le type de préparation des surfaces dépendant du type de système de peinture, il convient qu'il soit indiqué par le fabricant de la peinture.																						
Système n°	Couches primaires			Couche(s) suivante(s)	Système de peinture		Durabilité attendue ^g (voir 5.5 et l'ISO 12944-1)															
	Liant	Nombre de couches	ENFS ^b µm	Type de liant	Nombre de couches	ENFS ^b µm	C2			C3			C4			C5-I			C5-M			
							L	M	H	L	M	H	L	M	H	L	M	H	L	M	H	
A7.01	—	—	—	PVC	1	80																
A7.02	PVC	1	40	PVC	2	120																
A7.03	PVC	1	80	PVC	2	160																
A7.04	PVC	1	80	PVC	3	240																
A7.05	—	—	—	AY	1	80																
A7.06	AY	1	40	AY	2	120																
A7.07	AY	1	80	AY	2	160																
A7.08	AY	1	80	AY	3	240																
A7.09	—	—	—	EP, PUR	1	80																
A7.10	EP, PUR	1	60	EP, PUR	2	120																
A7.11	EP, PUR	1	80	EP, PUR	2	160																
A7.12	EP, PUR	1	80	EP, PUR	3	240																
A7.13	EP, PUR	1	80	EP, PUR	3	320																

Type et liant	Nombre de composants	Phase aqueuse possible	Liant pour couche(s) de finition	Nombre de composants	Phase aqueuse possible
AY = Acrylique	1 composant	X	AY = Acrylique	1 composant	X
PVC = polychlorure de vinyle	1 composant		PVC = Polychlorure de vinyle	1 composant	
EP = Époxy	2 composants	X	EP = Époxy	2 composants	X
PU = Polyuréthane aromatique ou aliphatique	1 ou 2 composants	X	PU = Polyuréthane aliphatique	1 ou 2 composants	X

^b ENFS = Épaisseur nominale du feuil sec. Voir 5.4 pour obtenir de plus amples détails.

^g Dans ce cas, la durabilité est fonction de l'adhérence du système de peinture au subjectile galvanisé à chaud.

Tableau 12 : Systèmes de peinture pour l'acier galvanisé à chaud pour les catégories de corrosivité C2 à C5-M [30]

L'épaisseur du revêtement en peinture n'a pas été mesurée sur les maisons de la Croix-Rouge suisse au Vietnam. La peinture a été appliquée sur certains éléments des maisons après déjà quelques années d'exposition. Il aurait fallu renforcer la protection de la structure par de la peinture anticorrosion soit en atelier lors de la fabrication des éléments, soit sur site directement après le montage de la structure.

Pour protéger le galvanisé contre la rouille, il faut passer par des peintures spéciales anti-rouille pour support galvanisé. En Europe, elles sont en vente dans les grandes surfaces de bricolage. Il doit également être facile d'en trouver au Vietnam. Les méthodes d'application de la peinture pour protéger contre la corrosion sont :

- Le pinceau, utilisé pour les surfaces difficiles à atteindre
- Le rouleau, utilisé pour couvrir de vastes surfaces. Bon marché et pratique
- Le pistolet à air comprimé, utilisé pour couvrir de vastes surfaces. Plus rapide, mais moins efficace que les rouleaux (la perte de peinture est grande)
- La pulvérisation sans air ou électrostatique, utilisée pour couvrir de vastes surfaces. Rapide et permet de varier l'épaisseur. Moins de pertes qu'un pistolet à air comprimé classique. Le matériel est cher.

4.2.1.4 Système DUPLEX

La combinaison d'un système de peinture (revêtement organique) sur de l'acier galvanisé à chaud forme ce que l'on appelle un système Duplex. Un système de peinture peut être appliqué sur une couche de galvanisation à chaud pour différentes raisons :

- La couleur doit être utilisée pour des raisons esthétiques ou fonctionnelles.
- L'entretien ou la réparation doit être retardé le plus longtemps possible.
- La corrosion du zinc doit être évitée.
- La construction en acier a besoin d'une protection spéciale.

Pour les structures fournies par la Croix-Rouge suisse au Vietnam, le milieu étant très propice à la corrosion, les éléments en acier des maisons ont besoin d'une protection efficace contre ce phénomène. Les maisons ont été construites en éléments galvanisés non peints. La protection n'a pas été suffisante et quelques années après la construction, les poutres du plancher, le bas des poteaux, les parties visibles des pieux et les éléments d'assemblage des maisons ont été peints sur certaines structures avec de la peinture anticorrosion, lors de la campagne de maintenance entreprise par la Croix-Rouge. Ceci a été une action efficace, bien que la peinture n'ait pas été appliquée sur toutes les maisons et sur tous les éléments en acier. Pour un projet futur de reconstruction en acier formé à froid dans la région du Delta du Mékong en bord de mer, ou dans une région à conditions similaires, il serait nécessaire d'appliquer directement la peinture sur l'acier galvanisé, sans attendre que la structure commence à se détériorer.

Le système de peinture sur l'acier galvanisé à chaud peut aussi bien être appliqué en atelier (peintures poudres ou peintures liquides) que sur site (peintures liquides uniquement).

Le système Duplex est plus qu'une simple somme du zinc et d'un système de peinture. La couche de galvanisation à chaud offre une excellente protection contre la corrosion de l'acier. Un système de peinture protège aussi l'acier contre la rouille. Les deux systèmes utilisés conjointement offrent une protection prolongée. Comme le système de peinture protège la couche de zinc et que la couche de zinc protège le système de peinture contre la rouille sous-jacente, il est question d'un effet synergique, c'est-à-dire d'une durée de protection plus longue que la somme de chaque système, considéré séparément. En fonction de l'agressivité de l'atmosphère, l'effet synergique peut être exprimé selon la formule empirique suivante (Source [25]) :

$$D_{\text{duplex}} = 1.5 \text{ à } 2.3 [D_{\text{zinc}} + D_{\text{peinture}}]$$

D est la durabilité en année d'un élément métallique exposé à l'extérieur jusqu'à ce qu'un maximum de cinq pourcents de la surface d'acier sous-jacente ait rouillé. Les facteurs D_{zinc} + D_{peinture} sont les facteurs de durabilité respectivement pour le revêtement en zinc et la peinture, lorsqu'elle est directement appliquée sur l'acier. Dans un milieu très agressif, le facteur synergique s'élève à approximativement 1.5, alors que dans un climat moins agressif, le facteur atteint 2.3. L'humidité relative et la durée d'humidité ont aussi une influence sur le facteur synergique.

Un autre avantage du système Duplex est qu'il présente des coûts « intégraux » plus faibles. En effet, le meilleur choix de système est celui qui offre une protection optimale aux coûts totaux les plus faibles. Il est alors question des « coûts intégraux », c'est-à-dire des coûts initiaux et des coûts d'entretien pendant la durée de vie. Les coûts initiaux plus élevés d'un système Duplex sont largement amortis par la durée de protection plus longue et les coûts d'entretien très faibles.

Le système Duplex est normalisé au sein de la norme EN 15773 (pour les systèmes de peinture par poudrage), la norme NEN 5254 (pour les systèmes de peinture liquide) et la norme BPR 1197 (pour les systèmes de peintures liquides et par poudrage).

Un article sur la peinture de l'acier galvanisé à chaud, publié en 1999 par l'American Galvanizers Association [32] montre l'efficacité du système DUPLEX à travers l'augmentation de la durée de vie de la pièce métallique. La figure suivante montre l'effet combiné des deux systèmes de protection contre la corrosion. Le graphique en haut à droite montre la durée de vie d'un revêtement galvanisé dans quatre types de milieu : a) milieu industriel, b) milieu urbain, c) milieu marin, d) milieu rural. La durabilité exprimée en nombre d'années est indiquée au-dessus et l'épaisseur de revêtement en micromètre est montrée sur le côté gauche. La durée de vie d'un système de peinture typique est présentée dans la partie en bas à gauche de la figure. Dans ce graphique, le nombre d'années est inscrit sur le côté gauche et l'épaisseur de revêtement sur le dessus. Le troisième graphique de la figure est la durée de vie réelle des systèmes DUPLEX avec le nombre d'années indiqué en-haut. Un exemple est tracé pour un revêtement galvanisé de 70 μm qui a une durée de vie de 9 ans dans un milieu industriel, avec un revêtement de peinture de 100 μm qui a une durée de vie de 3 ans dans un milieu industriel. La durée de vie combinée devrait alors être de 12 ans mais la durée de vie réelle s'élève à 18 ans pour ce système DUPLEX.

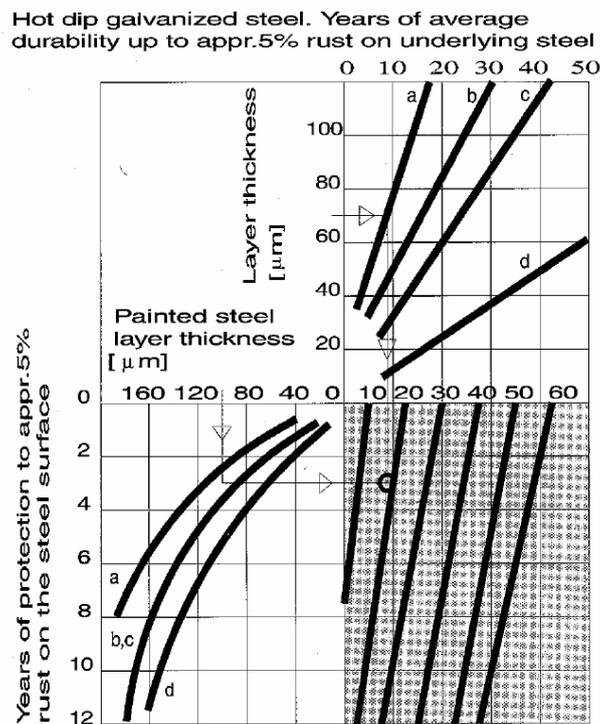


Figure 40 : Durée de vie d'un système DUPLEX [32]

L'augmentation de la durée de vie qu'apporte la combinaison de la peinture sur l'acier galvanisé rend ce système de protection contre la corrosion très attractif pour les structures conçues pour résister pendant une longue période à un milieu agressif. C'est donc une solution optimale pour les maisons de la Croix-Rouge suisse dans le Delta du Mékong. Si l'entretien périodique est une option, repeindre l'acier galvanisé peut assurer une durée de vie pratiquement illimitée pour une structure.

4.2.2 Reconstructions au Vietnam

Comme vu précédemment, les reconstructions de la Croix-Rouge suisse dans le Delta du Mékong sont réalisées en cadre métallique galvanisé. Les pièces métalliques composant la structure sont donc initialement protégées contre la corrosion. Les profilés métalliques sont en acier galvanisé Z350 et la toiture en tôle métallique AZ150.

La toiture semble avoir une qualité de protection contre la corrosion suffisante. L'épaisseur théorique de revêtement par surface d'alliage d'aluminium-zinc (AZ) de 20 μm (pour l'acier AZ150) est suffisante : très peu de toitures présentent des traces de rouille ; la plupart sont encore en très bon état après une dizaine d'années bien qu'exposées à une atmosphère relativement agressive.

Les éléments métalliques les plus exposés, ceux situés au-dessous du plancher (bas des colonnes, haut des pieux, poutres du plancher, boulons, plaques d'assemblage) sont fortement endommagés par la corrosion, particulièrement dans la province de Kien Giang. Les profilés sont fabriqués en acier galvanisé Z350, cela signifie que la masse de revêtement minimale pour les deux faces est de 350 g/m^2 . La norme européenne donne une valeur indicative théorique pour l'épaisseur de revêtement par surface de 25 μm pour les revêtements Z350. Cela ne semble pas suffisant pour les structures à Kien Giang, beaucoup d'éléments étant, après une dizaine d'années, gravement rongés par la rouille. Dans un milieu aussi agressif que celui-ci, en atmosphère marine, un revêtement supérieur aurait été nécessaire. Le tableau 6, tiré de la norme EN 10346 sur les produits plats en acier revêtus en continu par immersion à chaud pour formage à froid [21] montre qu'il est possible de fabriquer de l'acier revêtu de zinc d'une épaisseur de 42 μm (Z600). La norme précise qu'une épaisseur de revêtement supérieure peut limiter l'aptitude au formage des produits. Un revêtement plus épais que 42 μm n'est donc pas envisageable. Dans un futur projet de reconstruction en acier formé à froid dans un milieu agressif, il serait nécessaire d'utiliser de l'acier Z600, offrant une protection optimale contre la corrosion et ainsi une durée de vie plus longue.

Pour protéger davantage l'acier des profilés sujets à la corrosion, l'application du système DUPLEX est une option. Ceci a été réalisé partiellement à Kien Giang, où certains éléments ont été, après quelques années d'exploitation, peints sur place. L'idéal aurait été d'appliquer la protection par peinture directement en atelier, l'application étant alors mieux contrôlée. Cependant, le transport des éléments de l'atelier jusqu'au lieu de construction devient alors critique, les éléments devant être protégés contre toute rayure, pour éviter d'endommager la couche de peinture. L'érection de la maison devient également très sensible. La construction doit alors être faite avec une attention particulière afin d'assembler les éléments sans rayer leur surface. Le système DUPLEX est, comme montré précédemment, très efficace contre la corrosion. Mais les peintures ont une efficacité limitée puisqu'elles ne protègent plus le produit en cas d'altération du film de peinture, en cas de rayure ou de choc. Ce procédé n'est donc efficace seulement si les pièces sont protégées des agressions physiques. Ceci ne serait sans doute pas le cas dans les conditions des reconstructions au Vietnam. La peinture n'est pas le système de protection le plus optimal. Un de ses avantages réside dans le fait qu'il est relativement économique et facilement applicable sur place, bien que la protection ne soit alors pas optimale, étant donné que la surface de l'acier peut ne pas être suffisamment bien préparée avant l'application de la peinture.

La métallisation est une technique de protection contre la corrosion qu'il est possible d'envisager dans des projets comme ces reconstructions de la Croix-Rouge suisse. Bien que plus cher, sa protection contre la corrosion est considérable. De plus, il est possible d'appliquer la couche de zinc sur des produits après assemblage, et sur place. Dans des projets tels que les reconstructions dans le Delta du Mékong, ce procédé aurait sa place. Lorsqu'il apparaît que l'acier galvanisé commence à perdre ses propriétés de protection contre la corrosion, la métallisation peut être une technique efficace pour y

remédier. Le désavantage de cette méthode est que l'épaisseur de zinc est très aléatoire, l'application se faisant manuellement. La métallisation peut se faire sous forme de peinture au zinc, qui offre une très bonne protection anticorrosion car elle bénéficie à la fois de la protection par barrière et de la protection cathodique fournies par le zinc. Le dépôt de la couche de zinc est assuré par l'application d'une couche de peinture contenant du zinc. La proportion de zinc varie d'une recette de peinture à l'autre, mais elle est en général composée d'au moins 75% de zinc dans l'extrait sec. La peinture peut être appliquée par pinceau ou spray. Cette peinture serait très profitable aux éléments en acier des reconstructions de la Croix-Rouge suisse. En effet, en plus d'être appliquée directement lors de l'érection des structures, hypothèse idéal, la peinture pourrait être fournie aux bénéficiaires qui l'appliqueraient aux endroits critiques en temps voulu, dès que des signes de corrosion se manifestent, que la galvanisation à chaud perd ses propriétés de protection. Cette méthode de protection reste relativement chère car il faudrait fournir à chaque bénéficiaire des pots de peinture ou des aérosols (sprays), mais ces frais seront compensés par la durée de vie largement augmentée des structures ainsi mieux protégées.

L'application de lubrifiants protecteurs est la méthode proposée par la Croix-Rouge lors de leur opération de Réparation et Maintenance en 2006 [10]. C'est également ce qui est recommandé sur le poster distribué à tous les bénéficiaires. Une couche de lubrifiant permet en effet de repousser l'humidité naturelle et ainsi de prévenir la corrosion. Cependant les lubrifiants ne sèchent pas comme les peintures et ils se dégradent au fil du temps. Il est donc nécessaire de les réappliquer régulièrement pour assurer une protection efficace.

Un des points clé pour une protection anticorrosion réussie réside dans le nettoyage des surfaces métalliques avant l'application de peinture (classique ou contenant du zinc) ou lubrifiant. Avant l'application, le métal doit être propre et sec. Il doit idéalement être dénué de poussière, de graisse, de corrosion, car cela diminuerait l'efficacité de la protection contre la corrosion. La poussière peut interférer avec la peinture ou le lubrifiant en les empêchant d'adhérer directement à la surface métallique. Si le métal à peindre présente des traces de corrosion, il est nécessaire de rendre la surface aussi régulière que possible pour permettre une adhérence optimale de la couche protectrice sur le métal. Une brosse métallique, du papier de verre et/ou un supprimeur de rouille chimique sont nécessaires pour enlever les parties corrodées autant que possible.

Partie 2 – Analyse de la résistance et proposition d’optimisation

1 Charges de dimensionnement actualisées

Nous allons nous baser sur la Norme Américaine (ASCE/SEI 7-10) [33] et le International Building Code (IBC) [34] pour le calcul des charges.

Les charges de dimensionnement étudiées dans ce chapitre sont les charges permanentes (poids propre de la structure porteuse et des éléments non porteurs), les charges utiles, le vent et les charges sismiques. Le calcul des charges, réalisé à l’aide de tableaux Excel, se trouve en Annexe B.

1.1 Généralités

L’ASCE/SEI 7-10 donne la charge minimum requise pour la conception d’un bâtiment. Les combinaisons de charges sont établies pour le calcul de la résistance et le calcul des contraintes admissibles.

Deux procédures sont décrites dans cette Norme pour dimensionner une structure.

La première est la «load and resistance factor design » (LRFD aussi appelé strength design). Cette méthode consiste à dimensionner les éléments structuraux de manière à ce que la résistance requise, pour que les éléments structuraux puissent reprendre les forces exercées, ne dépasse pas la résistance nominale de l’élément multipliée par un facteur de résistance.

$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

Avec R_u = résistance requise

ϕ = facteur de résistance

R_n = résistance nominale

La deuxième méthode est la « allowable stress design » (ASD). Cette méthode consiste à dimensionner les éléments structuraux de manière à ce que la résistance requise, pour que les éléments structuraux puissent reprendre les forces exercées, ne dépasse pas la résistance nominale de l’élément divisée par un facteur de sécurité.

$$R_a \leq \frac{R_n}{\Omega}$$

Avec R_a = résistance requise

Ω = facteur de sécurité

R_n = résistance nominale

Ces deux méthodes peuvent être utilisées pour dimensionner un bâtiment selon l’AISC (American Institute of Steel Construction). L’article « Comparaison of LRDF and ASD methods for steel structures » [35] écrit par Charles W.Roeder à l’université de Washington donne une très bonne explication sur la différence entre les deux méthodes.

1.1.1 Classification du bâtiment

Sur les quatre catégories de risque des bâtiments, les maisons de la Croix-Rouge au Vietnam se trouvent dans la classe II, selon le tableau 1604.5 de l’IBC [34] et le tableau 1.5-1 de l’ASCE/SEI 7-10 [33].

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent a low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life.	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure.	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where their quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released.	
Buildings and other structures designated as essential facilities.	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community.	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity exceeds a threshold quantity established by the authority having jurisdiction to be dangerous to the public if released and is sufficient to pose a threat to the public if released. ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures.	

^aBuildings and other structures containing toxic, highly toxic, or explosive substances shall be eligible for classification to a lower Risk Category if it can be demonstrated to the satisfaction of the authority having jurisdiction by a hazard assessment as described in Section 1.5.2 that a release of the substances is commensurate with the risk associated with that Risk Category.

Tableau 13 : Risk Category of buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake and Ice Loads, Source [33]

OCCUPANCY CATEGORY	NATURE OF OCCUPANCY
I	Buildings and other structures that represent a low hazard to human life in the event of failure, including but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> • Agricultural facilities. • Certain temporary facilities. • Minor storage facilities.
II	Buildings and other structures except those listed in Occupancy Categories I, III and IV
III	Buildings and other structures that represent a substantial hazard to human life in the event of failure, including but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> • Buildings and other structures whose primary occupancy is public assembly with an occupant load greater than 300. • Buildings and other structures containing elementary school, secondary school or day care facilities with an occupant load greater than 250. • Buildings and other structures containing adult education facilities, such as colleges and universities with an occupant load greater than 500. • Group 1-2 occupancies with an occupant load of 50 or more resident patients but not having surgery or emergency treatment facilities. • Group 1-3 occupancies. • Any other occupancy with an occupant load greater than 5,000a. • Power-generating stations, water treatment facilities for potable water, waste water treatment facilities and other public utility facilities not included in Occupancy Category IV. • Buildings and other structures not included in Occupancy Category IV containing sufficient quantities of toxic or explosive substances to be dangerous to the public if released.
IV	Buildings and other structures designated as essential facilities, including but not limited to: <ul style="list-style-type: none"> • Group 1-2 occupancies having surgery or emergency treatment facilities. • Fire, rescue, ambulance and police stations and emergency vehicle garages. • Designated earthquake, hurricane or other emergency shelters. • Designated emergency preparedness, communications and operations centers and other facilities required for emergency response. • Power-generating stations and other public utility facilities required as emergency backup facilities for Occupancy Category IV structures. • Structures containing highly toxic materials as defined by Section 307 where the quantity of the material exceeds the maximum allowable quantities of Table 307.1(2). • Aviation control towers, air traffic control centers and emergency aircraft hangars. • Buildings and other structures having critical national defense functions. • Water storage facilities and pump structures required to maintain water pressure for fire suppression.

Tableau 14 : Occupancy category of building and other structures, Source [34]

1.1.2 Combinaisons de charges

Les symboles qui seront utilisés par la suite dans ce rapport sont ceux adoptés par l'ASCE 7-10 [33] :

- D = dead load (charges permanentes)
- E = earthquake load (charges sismiques)
- F_a = flood load (charges d'inondations)
- L = live load (charges utiles)
- R = rain load (charges de pluies)
- W = wind load (charges de vent)

D'autres charges sont décrites et intégrées dans les combinaisons de charges dans l'ASCE 7-10 [33] mais elles n'interviennent pas dans ce projet (telles que les charges de neiges).

La LRFD sera utilisée pour le dimensionnement des structures dans ce projet ; c'est-à-dire que les structures et éléments de structures seront conçus de façon à ce que leur résistance soit égale ou supérieure aux effets des charges majorés selon les combinaisons suivantes :

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5R$
3. $1.2D + 1.6R + (L \text{ ou } 0.5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5R$
5. $1.2D + 1.0E + L$
6. $0.9D + 1.0W$
7. $0.9D + 1.0E$

Selon l'ASCE 7-10 [33], il est autorisé de prendre comme facteur de charge appliqué à L dans les combinaisons 3,4 et 5 la valeur de 0.5 pour tous les projets où le L_0 donné au tableau 4-1 selon le type d'exploitation du bâtiment est plus petit ou égal à 100 psf sauf les garages et les espaces utilisés comme lieux publics.

Les effets les plus défavorables provenant des charges de vent et des charges sismiques devront être examinés individuellement.

1.1.2.1 Combinaisons de charges incluant les charges d'inondations

Lorsqu'une structure est située dans une zone inondable, les combinaisons de charges suivantes doivent être étudiées en plus des combinaisons de base :

1. Dans les V-Zones ou Coastal A-Zones, $1.0W$ dans les combinaisons 4 et 6 doit être remplacé par $1.0W + 2.0F_a$
2. Pour les Noncoastal A-Zones, $1.0W$ dans les combinaisons 4 et 6 doit être remplacé par $1.0W + 1.0F_a$

1.2 Poids propre

Le poids propre de la structure consiste en les charges qu'engendre tout le matériel de construction incorporé dans le bâtiment incluant les murs, le plancher, la toiture, les cloisons intérieures, ... Il s'agit de tous les éléments architecturaux et structurels qu'englobe la structure.

Le calcul du poids propre et des charges permanentes sera effectué à partir de suppositions en ce qui concerne l'enveloppe du bâtiment, le plancher et les murs. Comme vu précédemment, chaque maison de la Croix-Rouge suisse dans le Delta du Mékong possède une enveloppe différente, souvent

construite par les bénéficiaires eux-mêmes. Le plancher est constitué de planches en bois d'environ 2 centimètres d'épaisseur. Les murs sont soit en tôle métallique locale, soit en feuilles de palmier ou encore en planches en bois. Le reste des éléments de construction, les colonnes, poutres, solives et toiture, sont similaires pour toutes les maisons.

1.2.1 Les profilés en acier formés à froid

Il s'agit de la structure porteuse. Le poids de ces éléments sera directement calculé dans la modélisation par le logiciel de calcul. Il n'est donc pas nécessaire de le calculer à la main.

1.2.2 Le plancher

Nous supposerons qu'il est fait en bois Melaleuca. Des forêts de Melaleuca sont présentes dans le Delta du Mékong et ce bois est utilisé pour la construction. De plus amples informations sur ce bois peuvent être trouvées dans le rapport technique « Melaleuca Timber – Resource potential and its current use in Kien Giang Province » [36]. La densité du Melaleuca est de 700 kg/m^3 .

Nous supposerons pour le calcul des structures que le plancher recouvre la totalité de la pièce et a une épaisseur de 2 cm.

1.2.3 Les murs

L'enveloppe du bâtiment était à construire par les bénéficiaires. La Croix-Rouge leur avait fourni du matériel local, comme des planches en bois ou des tôles locales. Deux cas sont donc à calculer, et la situation de murs la plus lourde sera considérée dans le dimensionnement :

- les murs en planches en bois de 1 cm d'épaisseur
- les murs en tôle locale de 1 mm d'épaisseur

Les murs les plus lourds sont ceux en tôle ondulée.

1.2.4 La toiture

La toiture fournie par la Croix-Rouge suisse vient de la gamme Lysaght Klip-Lok ZINCALUME®. L'espacement entre les nervures a été mesuré sur place et vaut environ 200 mm. La tôle ondulée Lysaght Klip-Lok® 406 [3] présente un espacement entre les nervures de 203 mm. Il s'agit sans doute de ce modèle (ou d'un modèle similaire). La tôle avec un recouvrement en ZINCALUME® 0.48 mm a un poids de 5.62 kg/m^2 .

1.3 Charges utiles

Les charges utiles sont les charges générées par l'utilisation et l'occupation du bâtiment ou d'autres structures, n'incluant pas les charges de construction ou les charges environnementales, comme le vent, la neige, la pluie, les tremblements de terre, ...

Le choix des charges utiles pour le dimensionnement d'une structure est souvent délicat. En effet, dans certains projets particuliers, comme celui traité dans cette thèse, il serait intéressant d'effectuer une approche plus précise pour déterminer les charges utiles, sans simplement prendre les valeurs données par les normes, qui sont des valeurs approximatives. En effet, les habitants des maisons de la Croix-Rouge suisse stockent régulièrement des charges lourdes telles que des sacs de riz ou des grands pots en poterie remplis d'eau. Ces charges ponctuelles dépassent sûrement les charges utiles proposées par la Norme pour ce type de structure (habitations).

Le tableau 4-1 de l'ASCE 7-10 [33] donne les charges utiles minimums uniformément distribuées et les charges utiles minimums concentrées pour les différents types d'utilisation des bâtiments. Pour un

bâtiment à usage résidentiel, comprenant le logement d’une famille, la charge utile uniformément répartie à considérer s’élève à 40 psf (= 1.92 kN/m²), et la charge utile uniformément répartie sur la toiture est de 20 psf (= 0.96 kN/m²). Il n’y a pas de charges ponctuelles à considérer.

Residential	
One- and two-family dwellings	
Uninhabitable attics without storage	10 (0.48) ^f
Uninhabitable attics with storage	20 (0.96) ^m
Habitable attics and sleeping areas	30 (1.44)
All other areas except stairs	40 (1.92)
All other residential occupancies	
Private rooms and corridors serving them	40 (1.92)
Public rooms ^a and corridors serving them	100 (4.79)
Roofs	
Ordinary flat, pitched, and curved roofs	20 (0.96) ^a
Roofs used for roof gardens	100 (4.79)
Roofs used for assembly purposes	Same as occupancy served
Roofs used for other occupancies	^o

Tableau 15 : Minimum Uniformly Distributed Live Loads, L_o, and Minimum Concentrated Live Loads, Source [33]

1.4 Charges naturelles actualisées

Le Vietnam est l’un des pays le plus exposé aux catastrophes naturelles dans le monde. Les tableaux ci-dessous décrivent la fréquence relative des désastres au Vietnam et les zones géographiques des désastres.

High	Medium	Low
Flood, Inundation	Hail rain	Earthquake
Typhoon, tropical depression	Landslide	Technology Accident
Flash flood	Forest fire	Frost
Whirl-Wind	Salt water intrusion	
Drought		

Tableau 16 : Classification de la fréquence relative des désastres naturels au Vietnam, Source [37]

Natural Disaster	Geographic Areas and Economic Zones							
	North east and north west	Red River Delta	North central coast	South central coast	Central highlands	North east south	Mekong River Delta	Coastal Economic zone
Storm	+++	++++	++++	++++	++	+++	+++	++++
Flood	-	++++	++++	+++	+++	+++	++++	++++
Flashflood	+++	-	+++	+++	+++	+++	+	+++
Whirl-wind	++	++	++	++	+	++	++	++
Drought	+++	+	++	+++	++	+++	+	+++
Desertification	-	-	+	++	++	++	+	++
Saline intrusion	-	+	++	++	+	++	+++	++
Inundation	-	+++	++	++	-	++	+++	+++
Landslide	++	++	++	++	+	++	+++	++
Storm surge	-	++	++	++	++	++	+++	++
Fire	++	+	++	+++	-	+++	+++	+++

Notes: The Table shows the assessment of disaster severity in each zone:
 Very severe (++++) Severe (+++) Medium (++) Light (+) None (-)

Tableau 17 : Evaluation de l’intensité des désastres naturels dans différentes zones géographiques, Source [37]

Les charges naturelles considérées pour le dimensionnement de la structure sont les inondations, les vents violents ou typhons qui surviennent régulièrement au Vietnam, ainsi que les séismes.

En moyenne, il y a 4 à 6 typhons qui surviennent sur la côte au Vietnam. Les zones les plus affectées par les typhons sont les provinces côtières dans le nord et le centre du Vietnam. Cependant, les typhons dans le sud, bien que moins fréquents, peuvent tout de même causer d'énormes dégâts. Pour cette raison les typhons sont pris en compte dans le dimensionnement des reconstructions humanitaires dans le Delta du Mékong.

Certains évènements dangereux tels que les glissements de terrain, tornades, feux sauvages ne sont pas pris en compte dans le dimensionnement de la structure. Ces évènements entraineraient en effet des sollicitations sur la structure qui, prises en compte, surdimensionneraient la structure. Les régions à An Giang et Kien Giang où ont été réalisées les maisons ne se trouvent pas dans des zones de dangers où il serait fortement déconseillé de bâtir. Ces évènements dangereux peuvent donc être laissés de côté. Si la Croix-Rouge envisage un nouveau projet de reconstruction post-catastrophe en se basant sur la structure dimensionnée qui va suivre dans ce travail, elle devra vérifier si le lieu où elle prévoit ces constructions ne se trouve pas dans une région à risque pour les évènements cités ci-dessus.

1.4.1 Inondations

Les inondations sont des catastrophes naturelles qui affectent de plus en plus de personnes chaque année dans le monde. Au Vietnam, les inondations annuelles fournissent de l'eau et sont indispensables pour les plantations du pays, notamment dans le Delta du Mékong. Bien que des digues aient été érigées autour de certaines communes dans les provinces de Kien Giang et d'An Giang, et que les inondations aient fortement diminuées dans les zones où sont construites les maisons de la Croix-Rouge suisse, il est cependant nécessaire de prendre en compte cette charge dans le dimensionnement. En effet, les digues sont ouvertes de temps en temps (environ tous les 3 ans) afin de nourrir le sol et les plantations, et ainsi les maisons restent touchées par les inondations, et doivent pouvoir y résister.

Selon L'ASCE 7-10 [33], les *Special Flood Hazards Areas* sont les régions dans les plaines d'inondations sujettes à 1% ou plus de probabilité d'être inondées en une année. Ce sont les lieux susceptibles d'être inondés lors d'une crue centennale. Ces zones sont indiquées pour les Etats-Unis sur les *Flood Insurance Rate Maps*. Il n'existe malheureusement pas de cartes de ce type pour le Vietnam.

L'ASCE 7-10 [33] donne la définition des zones côtières A et V. Les zones côtières V sont les plaines côtières soumises à un risque élevé. Ce sont les zones où la hauteur des vagues calculée pour l'inondation de base (1% de probabilité par an) est de 3 ft (0.9 m) ou plus. Les zones V sont soumises à des exigences de construction les plus strictes. Les zones côtières A sont celles situées en deçà des zones V. Ce sont les zones où la hauteur des vagues est calculée comme étant entre 1.5 ft (0.45 m) et 3 ft (0.9 m). La zone A est également définie. Alors que pour la zone côtière A les conditions d'inondations de base sont les mêmes, mais moins sévère, que celles de la zone côtière V, les conditions d'inondations de base dans la zone A sont similaires à celles dans les zones fluviales ou dans les plaines d'inondations dues à un lac.

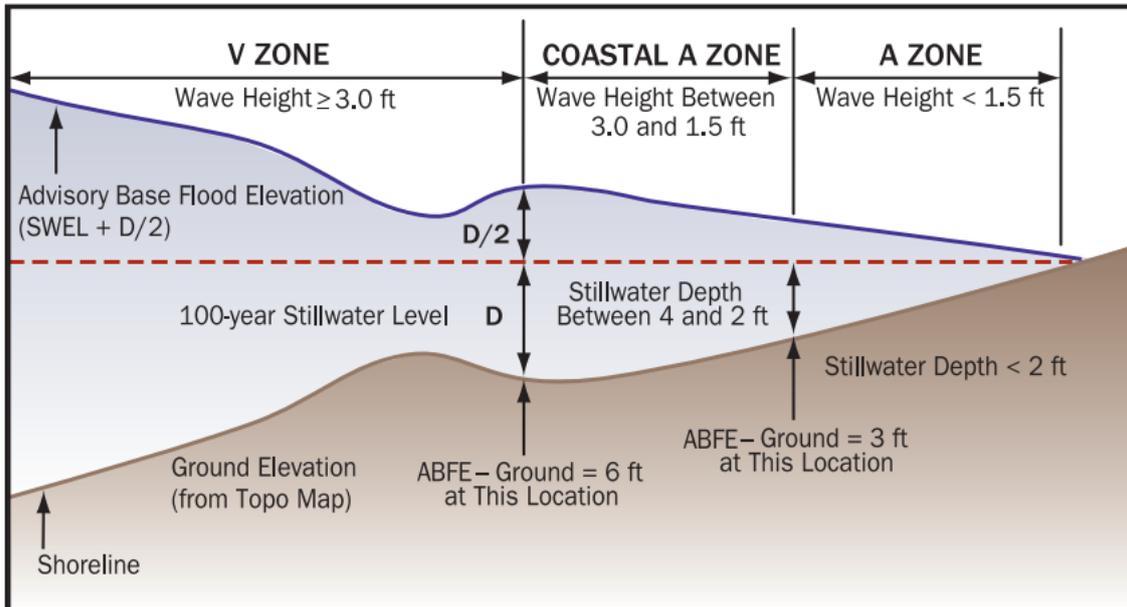
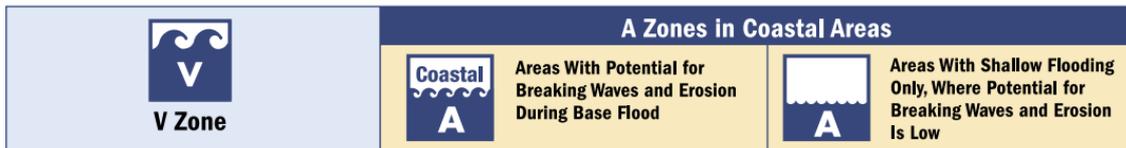


Figure 41 : V Zone, Coastal A Zone and A Zone Source [38]

Le Delta du Mékong au Vietnam, vaste plaine rizicole quadrillée par des canaux et des rivières, est soumis à des crues annuelles durant la mousson entre le mois d'août et novembre. Ces crues entraînent donc des inondations touchant beaucoup de communes des provinces du Delta. Bien que le gouvernement ait dans beaucoup d'endroits construit des digues pour protéger les habitations contre les crues, ces digues sont tout de même de temps en temps ouvertes pour apporter du limon riche en nutriment aux terres agricoles et pour fournir l'humidité nécessaire pour cultiver les champs de riz. Ce type d'inondation est catégorisé dans les zones de type A. Les structures dans les zones A sont soumises à des charges hydrostatiques et hydrodynamiques ainsi qu'à des charges dues à des vagues non déferlantes.

1.4.1.1 Exigences de conception

La structure globale, les fondations, les assemblages devront être dimensionnés de manière à reprendre les efforts horizontaux et verticaux engendrés par les inondations et combinés aux autres charges (comme le vent).

Le système structurel du bâtiment doit être conçu, construit, assemblé et ancré de façon à résister à la flottation, l'effondrement et le déplacement latéral liés à une crue. Cela semble être le cas du système structurel des maisons de la Croix-Rouge suisse dans le Delta du Mékong, étant donné qu'aucune maison n'a subi de grave dégât suite à une crue. Nous allons tout de même le vérifier par les calculs dans cette thèse.

1.4.1.2 Charges lors de crues

La Design Flood Elevation (DFE) représente la hauteur de la crue. Dans les régions du Delta du Mékong où les maisons ont été construites, très peu d'inondations ont lieu, car les habitations sont protégées contre les crues par des digues, où l'ouverture est contrôlée.

Nous prenons comme hypothèse une hauteur d'eau de 0.4 m (1.31 ft). Ceci est surestimé au vu des réponses que les bénéficiaires ont données à la question sur le niveau d'eau lors des crues, qui est selon eux très faible, voire même inexistant. Nous sommes donc du côté de la sécurité.

Selon l'ASCE 7-10 [33], la profondeur de dimensionnement (DFE) doit être augmentée de 1 ft (0.3m) pour le calcul des charges sur les surfaces exposées aux inondations.

$$DFE = 1.31 [ft] + 1 [ft] = 2.31 [ft] (= 0.7 [m])$$

La pression hydrostatique maximale vaut :

$$p_{max} = \gamma_w \cdot DFE = 63.7 \left[\frac{lb}{ft^3} \right] \cdot 2.31 [ft] = 147 \left[\frac{lb}{ft^2} \right] (= 7.0 \left[\frac{kN}{m^2} \right])$$

où :

- P_{max} = pression hydrostatique maximale en lb
- γ_w = poids volumique de l'eau, 63.7 lb/ft³ (10kN/m³)
- DFE = Design Flood Elevation

Etant donné que les maisons sont sur pilotis, les pressions hydrostatiques agissent tout autour des pieux et ainsi s'annulent. En effet, la hauteur des pieux au-dessus du sol est estimée pour les calculs à 0.5 m (en réalité, la hauteur qui a pu être observée dans les maisons visitées se trouve entre 0.4 m et 1.20 m) et le plancher se trouve à 0.442 m du bas des colonnes, ce qui donne une hauteur libre sous la structure de 0.942 m.

1.4.1.3 Charges hydrodynamiques

L'ASCE 7-10 [33] spécifie que lorsque la vitesse du courant ne dépasse pas 10 ft/s (3.05 m/s), les effets dynamiques de l'eau en mouvement peuvent être convertis en une charge hydrostatique équivalente en augmentant la DFE (niveau d'eau de dimensionnement) par une profondeur équivalente supplémentaire, d_h , sur le côté en amont et au-dessus du niveau du sol seulement.

La profondeur équivalente supplémentaire est calculée ainsi :

$$d_h = \frac{a \cdot V^2}{2 \cdot g}$$

où :

- V = vitesse moyenne de l'eau en ft/s
- G = accélération due à la gravité, 32.2 ft/s² (9.81 m/s²)
- a = coefficient de trainée ou facteur de forme, (> 1.25), 1.6

La profondeur de l'eau stagnante locale, d_s , peut être calculée avec la formule suivante :

$$d_s = 0.65 (BFE - G) = 1.3 [ft] (= 0.4 [m])$$

où :

- BFE = Base Flood Elevation, 3 ft (0.9 m)
- G = Ground elevation, 1 ft (0.3 m)

La FEMA (2000) propose un intervalle probable pour la vitesse de l'eau lors d'inondations. La vitesse d'eau probable se trouve entre les valeurs :

$$V = \frac{d_s}{1 [s]} = 1.3 \left[\frac{ft}{s} \right] (= 0.4 \left[\frac{m}{s} \right])$$

et

$$V = (g \cdot d_s)^{0.5} = 6.5 \left[\frac{ft}{s} \right] (= 2.0 \left[\frac{m}{s} \right])$$

où,

- V = vitesse moyenne de l'eau en ft/s (m/s)
- d_s = profondeur de l'eau stagnante locale
- g = accélération due à la gravité, 32.2 ft/s² (9.81 m/s²)

La moyenne entre ces deux bornes vaut :

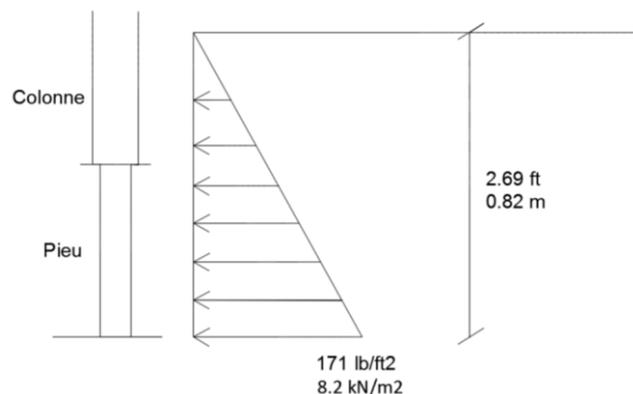
$$V = \frac{1.3 + 6.5}{2} = 3.9 \left[\frac{ft}{s} \right] (= 1.2 \left[\frac{m}{s} \right])$$

La vitesse du courant ne dépassant pas 10 ft/s, il est ainsi possible de calculer la profondeur équivalente supplémentaire d_h qui vaut :

$$d_h = \frac{a \cdot V^2}{2 \cdot g} = \frac{1.6 \cdot 1.2^2}{2 \cdot 32.2} = 0.38 [ft] (= 0.12 [m])$$

Finalement, les pressions hydrodynamiques sont calculées comme :

$$p_{max} = \gamma_w (DFE + d_h) = 63.7 (2.31 + 0.38) = 171 \left[\frac{lb}{ft^2} \right] = 8.2 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$



Il n'y a pas de charges de vagues étant donné que nous nous trouvons en zone A et non en zone côtière A ou V.

La hauteur maximale sur laquelle des pressions dues aux crues ont lieu est de 0.82m. Ceci est inférieur au niveau auquel se trouve les poutres du plancher par rapport au sol, et ainsi où se trouve le recouvrement du bâtiment. En effet, nous considérons une hauteur de pieux dépassant du sol de 0.5m, et la poutre se trouve à 0.366m au-dessus du bas de la colonne, selon les plans des maisons d'An Giang et selon ce qui a été observé sur place. L'eau peut donc circuler librement sous la structure et les charges qui agissent sur les pieux sont peu importantes, et ainsi négligeables. Ce cas de charge ne devra donc pas être inséré dans le logiciel de calcul.

1.4.2 Vents et typhons

Les cyclones tropicaux, appelés typhons dans les régions du Pacifique occidental et de la mer de Chine, sont une des causes principales de destructions d'habitats à travers le monde. Les constructions légères, comme les maisons en acier formé à froid de la Croix-Rouge suisse, sont plus rapides à construire et moins sensibles aux séismes. En contrepartie, les constructions légères sont les plus sensibles face aux cyclones tropicaux.

Le Vietnam est souvent frappé par des typhons. Le Delta du Mékong est très vulnérable face au changement climatique. En plus d'autres effets négatifs, le changement climatique implique une augmentation des typhons, plus violents qu'auparavant.

1.4.2.1 Exigences générales

Selon l'ASCE 7-10 [33], les bâtiments et autres structures doivent être dimensionnés et construits de manière à pouvoir résister aux charges de vents.

1.4.2.1.1 Vitesse de vent de base

L'ASCE 7-10 [33] permet de déterminer la vitesse de vent de base, V , utilisée dans la détermination de la charge de dimensionnement de vent à partir de cartes. Il s'agit d'une vitesse de pointe de 3 secondes. Pour une catégorie de risque II des bâtiments, la vitesse de vent de base se trouve entre 49 mph (79 km/h) et 180 mph (290 km/h). Ce sont des vitesses de vent qui correspondent à une probabilité de dépassement approximative de 7% en 50 ans (Annual Exceedance Probability = 0.00143, MRI = 700 years). Cependant, ces cartes sont basées sur des statistiques aux Etats-Unis, et ne sont donc pas applicables pour le dimensionnement d'une maison au Vietnam.

L'échelle de Saffir-Simpson catégorise les ouragans en fonction de la vitesse des vents. Le typhon Linda qui a frappé le Vietnam en 1997 se trouvait dans la catégorie 1 avec des vents allant jusqu'à 120 km/h. Le typhon Ketsana, qui a traversé le centre du Vietnam en 2009 a été classifié dans la catégorie 2 de l'échelle de Saffir-Simpson avec des rafales de vent de 165 km/h.

Pour la vérification de la résistance des maisons dans le Delta du Mékong, nous supposerons tout d'abord une vitesse de vent de base de 62 mph (100 km/h).

$$V = 62 [mph] \left(100 \left[\frac{km}{h} \right] \right)$$

Nous augmenterons ensuite progressivement la vitesse de vent afin de voir jusqu'à quelle vitesse maximale la structure peut résister avant qu'un élément ne devienne défaillant.

Pour le dimensionnement de la structure optimisée, nous essayerons de choisir une structure qui puisse résister à un vent de 95 mph (153 km/h), et ainsi à tout typhon de la catégorie 1 de l'échelle de Saffir-Simpson. Il est peu probable qu'un typhon de cette ampleur sévise dans les zones de reconstruction durant leur durée de vie (entre 15 et 25 ans). Mais cela reste tout de même envisageable, et les changements climatiques actuels ont un impact catastrophique dans cette région du monde. Il n'est donc pas impossible que dans les prochaines décennies des typhons de plus en plus violents touchent le Vietnam, atteignant peut-être même la catégorie 2 de l'échelle de Saffir-Simpson (vents de 154 à 177 km/h). Pour un projet de reconstruction futur dans une région similaire, il serait ainsi nécessaire que la structure puisse en tout cas résister à n'importe quel typhon de la catégorie 1 (vent allant jusqu'à 153 km/h).

Catégories	Vents soutenus	Marée de tempête	Impacts potentiels	Exemples marquants
Dépression tropicale	0 à 62 km/h 0 à 38 mi/h	0 mètre		
Tempête tropicale	63 à 117 km/h 39 à 73 mi/h	0 à 1,2 mètre		
Ouragan de Catégorie 1 1	33 à 42 m/s 118 à 153 km/h 74 à 95 mi/h 64 à 82 nœuds	1,2 à 1,8 mètre	<ul style="list-style-type: none"> • Peu ou pas de dommages aux habitations. Dommages limités aux maisons mobiles, à la végétation et aux panneaux de signalisation. • Inondations côtières. Dommages légers aux quais et jetées. 	Agnes (1972) Klaus (1990) Cesar (1996) Stan (2005) Noel (2007)
Ouragan de Catégorie 2 2	43 à 49 m/s 154 à 177 km/h 96 à 110 mi/h 83 à 95 nœuds	1,8 à 2,7 mètres	<ul style="list-style-type: none"> • Dommages possibles aux toitures, portes et fenêtres des habitations. • Dommages importants aux maisons mobiles. • Les panneaux de signalisation sont arrachés. • Dommages importants à la végétation. Les petits arbres sont déracinés. • Les routes et les plaines basses sont inondées avant l'arrivée de l'ouragan. • Dommages importants aux quais et jetées. • Les petites embarcations sont arrachées de leurs amarres. 	Gloria (1985) Juan (2003)
Ouragan de Catégorie 3 3	50 à 58 m/s 178 à 210 km/h 111 à 130 mi/h 96 à 113 nœuds	2,7 à 4,0 mètres	<ul style="list-style-type: none"> • Dommages à la structure des bâtiments non-renforcés. • Les maisons mobiles sont détruites. • Dommages importants à la végétation. Les grands arbres sont déracinés. • Inondations importantes sur les terrains côtiers à moins de 1,50 mètres au-dessus du niveau de la mer, jusqu'à plus de 15 km dans les terres. • Les habitations côtières sont endommagées par les vagues et les débris. 	Carol (1954) Opal (1995) Isidore (2002) Jeanne (2004) Beta (2005)
Ouragan de Catégorie 4 4	59 à 69 m/s 210 à 249 km/h 131 à 155 mi/h 114 à 135 nœuds	4,0 à 5,5 mètres	<ul style="list-style-type: none"> • Dommages importants à la structure des bâtiments non-renforcés. • Dommages importants au rez-de-chaussée des habitations dus aux inondations. • Inondations importantes sur les zones côtières à moins de 3 mètres au-dessus du niveau de la mer, jusqu'à plus de 9 km dans les terres. • Érosion importante sur les plages. • Évacuation des plain-pieds dans un rayon de 400 mètres des côtes, des habitations d'un étage dans un rayon de 3,2 km et des rivages. 	Floyd (1999) Iris (2001) Charley (2004) Frances (2004) Dennis (2005) Ike (2008)
Ouragan de Catégorie 5 5	plus de 69 m/s + de 249 km/h + de 155 mi/h + de 135 nœuds	Plus de 5,5 mètres	<ul style="list-style-type: none"> • Destruction des toitures, des portes et des fenêtres. • Dommages importants aux charpentes des bâtiments renforcés. • Destruction de certaines habitations non-renforcées. • Dommages importants aux premiers étages des habitations à moins de 500 mètres du rivage dus aux inondations. • Évacuation des maisons dans un rayon de 8 à 16 km des côtes. 	Nouvelle-Angleterre (1938) Andrew (1992) Emily (2005) Katrina (2005) Rita (2005) Wilma (2005) Dean (2007) Felix (2007)

Figure 42 : Echelle de Saffir-Simpson, Source [39]

1.4.2.1.2 Directionnalité du vent

Le facteur de directionnalité, K_d , peut être déterminé à l'aide du tableau suivant, venant de l'ASCE 7-10 :

Structure Type	Directionality Factor K_d^*
Buildings Main Wind Force Resisting System Components and Cladding	0.85 0.85
Arched Roofs	0.85
Chimneys, Tanks, and Similar Structures Square Hexagonal Round	0.90 0.95 0.95
Solid Freestanding Walls and Solid Freestanding and Attached Signs	0.85
Open Signs and Lattice Framework	0.85
Trussed Towers Triangular, square, rectangular All other cross sections	0.85 0.95

Tableau 18 : Facteur de directionnalité du vent K_d , Source [33]

$$K_d = 0.85$$

1.4.2.1.3 Catégorie de rugosité de surface et d'exposition

Les maisons construites par la Croix-Rouge dans le Delta du Mékong se trouvent dans la catégorie de rugosité de surface C.

1.4.2.1.4 Facteur topographique

Les effets d'augmentation de la vitesse du vent sur des collines isolées, des crêtes ou des escarpements constituant un changement abrupt dans la topographie générale doivent être inclus dans le dimensionnement d'une structure lorsque certaines conditions énumérées dans l'ASCE 7-10 [33] sont remplies. La situation des reconstructions ne remplissant pas ces conditions, le facteur topographique K_{zt} peut être considéré comme :

$$K_{zt} = 1.0$$

1.4.2.1.5 Facteur de rafale

Selon l'ASCE 7-10 [33], le facteur de rafale pour un bâtiment rigide peut être considéré comme :

$$G = 0.85$$

Les constructions basses peuvent être considérées comme rigides. Les bâtiments peuvent être considérés comme étant de faible hauteur s'ils remplissent les conditions suivantes :

- 1) La hauteur moyenne de la toiture ne dépasse pas 60 ft (18 m) ;
- 2) La hauteur moyenne de la toiture ne doit pas dépasser la dimension horizontale la plus faible.

Les maisons de la Croix-Rouge suisse remplissent ces critères et peuvent donc être considérées comme rigides.

1.4.2.1.6 Direction du vent

Deux directions de vent vont être considérées dans les charges. La première est celle agissant sur la petite face, là où se trouve l'entrée de la maison. La seconde est celle agissant sur la grande face de la maison.

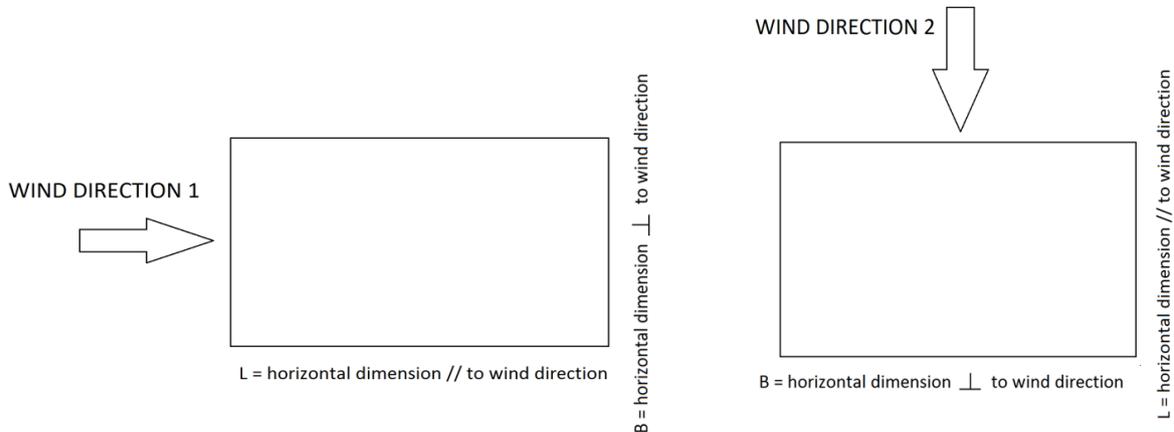


Figure 43 : Directions du vent considérées

1.4.2.1.7 Classification de l'enveloppe

L'ASCE 7-10 [33] donne 3 classes d'enveloppe de bâtiment :

- Bâtiment ouvert : un bâtiment qui possède au moins 80% de ses murs ouverts. Cette condition est exprimée pour chaque mur par l'équation : $A_0 \geq 0.8 A_g$ où A_0 est la surface totale des ouvertures dans un mur qui reçoit une pression externe positive, et A_g est la surface brute du mur.
- Bâtiment partiellement fermé : un bâtiment qui respecte les deux conditions suivantes :
 - La surface totale des ouvertures dans un mur qui reçoit une pression externe positive dépasse la somme des surfaces des ouvertures du reste de l'enveloppe du bâtiment (murs et toit) de plus de 10% ;
 - La surface totale des ouvertures d'un mur qui reçoit une pression externe positive dépasse 4 ft² (0.37 m²).
- Bâtiment fermé : un bâtiment qui ne se conforme pas aux conditions des bâtiments ouverts ou partiellement fermés.

Il est difficile de dire dans quelle classe d'enveloppe se trouvent les maisons de la Croix-Rouge suisse, qui sont fournies de façon à ce que les bénéficiaires complètent eux-mêmes l'enveloppe avec des matériaux locaux. De ce qui a été observé sur place, nous pouvons dire que certaines de ces structures sont des bâtiments fermés (pas d'ouvertures, ou extension devant l'entrée, la protégeant, ce qui correspond également à un bâtiment fermé), et d'autres sont des bâtiments partiellement fermés, car ils n'ont pour seule ouverture que la porte d'entrée sur la face la plus petite. En effet, toutes les maisons possèdent 3 faces entièrement fermées, ne comportant pas de fenêtres. Pour les bâtiments partiellement fermés, seule la direction du vent 1 va être étudiée. En effet l'ouverture dans la maison se trouve uniquement sur la petite face. Seule la direction du vent 1 entrainera une pression externe positive sur la surface des ouvertures dans le mur, et donc le bâtiment peut être qualifié de partiellement fermé.

1.4.2.1.8 Coefficient de pression interne

Le coefficient de pression interne est déterminé à l'aide d'un tableau de l'ASCE 7-10 [33], basé sur la classification de l'enveloppe du bâtiment.

Pour un bâtiment fermé, le coefficient de pression interne vaut :

$$GC_{pi} = \pm 0.18$$

Pour un bâtiment partiellement fermé, le coefficient de pression interne vaut :

$$GC_{pi} = \pm 0.55$$

Enclosure Classification	(GC_{pi})
Open Buildings	0.00
Partially Enclosed Buildings	+0.55 -0.55
Enclosed Buildings	+0.18 -0.18

Notes:

1. Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the internal surfaces, respectively.
2. Values of (GC_{pi}) shall be used with q_z or q_h as specified.
3. Two cases shall be considered to determine the critical load requirements for the appropriate condition:
 - (i) a positive value of (GC_{pi}) applied to all internal surfaces
 - (ii) a negative value of (GC_{pi}) applied to all internal surfaces

Tableau 19 : Coefficient de pression interne, Source [33]

1.4.2.2 Charges de vent selon MWFRS (Directional procedure)

1.4.2.2.1 Coefficients d'exposition aux pressions de vitesse

Les coefficients d'exposition aux pressions de vitesse K_z et K_h sont basés sur la catégorie d'exposition. Ils dépendent de la hauteur du bâtiment. h_n

Dans le cas des maisons de la Croix-Rouge suisse, de catégorie d'exposition C, de hauteur moyenne 3.9 mètres et de hauteur maximale 4.38 mètres, les coefficients K_z et K_h valent :

$$K_z = K_h = 0.85$$

1.4.2.2.3 Pressions internes

Les pressions internes valent :

- Dans un bâtiment fermé : $q_h \cdot (GC_{pi}) = \pm 7.14 \cdot 0.18 = \pm 1.29 \left[\frac{lb}{ft^2} \right]$
- Dans un bâtiment partiellement fermé : $q_h \cdot (GC_{pi}) = \pm 7.14 \cdot 0.55 = \pm 3.93 \left[\frac{lb}{ft^2} \right]$

1.4.2.2.4 Coefficients de pression externe

Les coefficients de pression externe C_p sont déterminés à partir de la figure suivante, tiré de L'ASCE 7-10 [33].

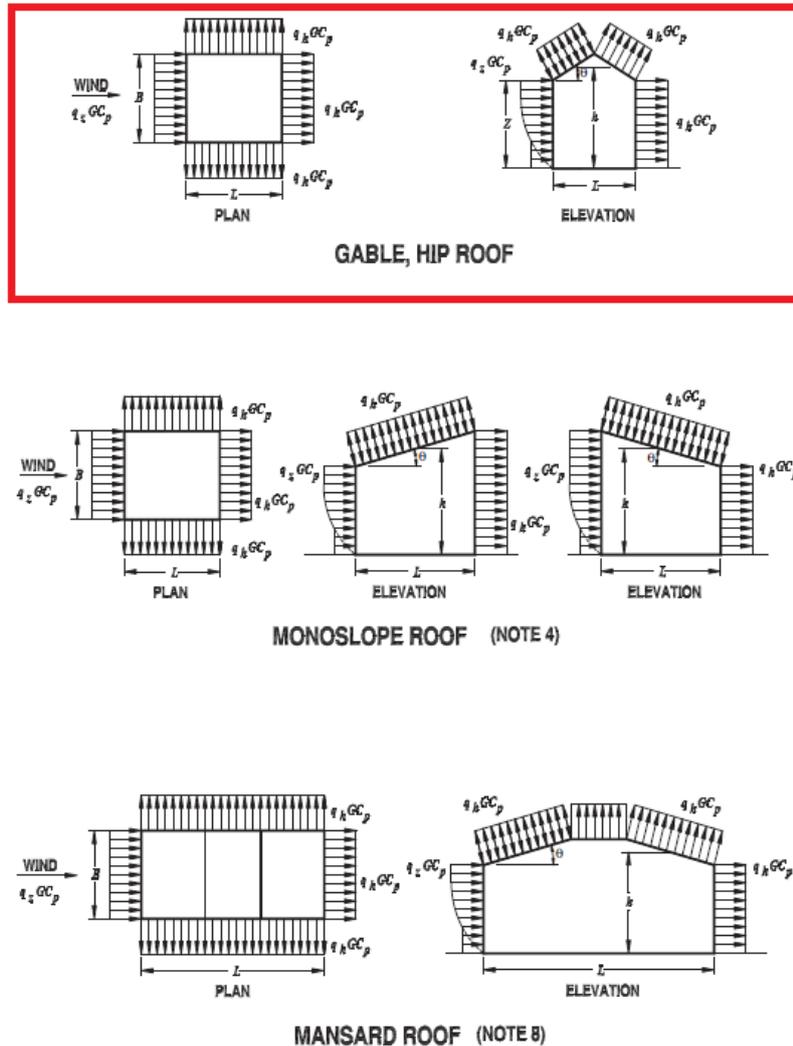


Figure 44 : Coefficients de pression externe pour les bâtiments fermés ou partiellement fermés, Source [33]

Wall Pressure Coefficients, C_p			
Surface	L/B	C_p	Use With
Windward Wall	All values	0.8	q_z
Leeward Wall	0-1	-0.5	q_h
	2	-0.3	
	≥ 4	-0.2	
Side Wall	All values	-0.7	q_h

Roof Pressure Coefficients, C_p , for use with q_h													
Wind Direction	Windward									Leeward			
	Angle, θ (degrees)										Angle, θ (degrees)		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\#$	10	15	≥ 20	
Normal to ridge for $\theta \geq 10^\circ$	≤ 0.25	-0.7 -0.18	-0.5 0.0*	-0.3 0.2	-0.2 0.3	-0.2 0.3	0.0* 0.4	0.4	0.01 θ	-0.3	-0.5	-0.6	
	0.5	-0.9 -0.18	-0.7 -0.18	-0.4 0.0*	-0.3 0.2	-0.2 0.2	-0.2 0.3	0.0* 0.4	0.01 θ	-0.5	-0.5	-0.6	
	≥ 1.0	-1.3** -0.18	-1.0 -0.18	-0.7 -0.18	-0.5 0.0*	-0.3 0.2	-0.2 0.2	0.0* 0.3	0.01 θ	-0.7	-0.6	-0.6	
Normal to ridge for $\theta < 10^\circ$ and Parallel to ridge for all θ	≤ 0.5	Horiz distance from windward edge			C_p		*Value is provided for interpolation purposes.						
		0 to h/2			-0.9, -0.18		**Value can be reduced linearly with area over which it is applicable as follows						
		h/2 to h			-0.9, -0.18								
		h to 2h			-0.5, -0.18								
	≥ 1.0	0 to h/2			-1.3**, -0.18		Area (sq ft)		Reduction Factor				
		> h/2			-0.7, -0.18		≤ 100 (9.3 sq m)		1.0				
250 (23.2 sq m)							0.9						
> h/2			-0.7, -0.18		≥ 1000 (92.9 sq m)		0.8						

Notes:

1. Plus and minus signs signify pressures acting toward and away from the surfaces, respectively.
 2. Linear interpolation is permitted for values of L/B , h/L and θ other than shown. Interpolation shall only be carried out between values of the same sign. Where no value of the same sign is given, assume 0.0 for interpolation purposes.
 3. Where two values of C_p are listed, this indicates that the windward roof slope is subjected to either positive or negative pressures and the roof structure shall be designed for both conditions. Interpolation for intermediate ratios of h/L in this case shall only be carried out between C_p values of like sign.
 4. For monoslope roofs, entire roof surface is either a windward or leeward surface.
 5. For flexible buildings use appropriate G_f as determined by Section 26.9.4.
 6. Refer to Figure 27.4-2 for domes and Figure 27.4-3 for arched roofs.
 7. Notation:
 B : Horizontal dimension of building, in feet (meter), measured normal to wind direction.
 L : Horizontal dimension of building, in feet (meter), measured parallel to wind direction.
 h : Mean roof height in feet (meters), except that eave height shall be used for $\theta \leq 10$ degrees.
 z : Height above ground, in feet (meters).
 G : Gust effect factor.
 q_z, q_h : Velocity pressure, in pounds per square foot (N/m^2), evaluated at respective height.
 θ : Angle of plane of roof from horizontal, in degrees.
 8. For mansard roofs, the top horizontal surface and leeward inclined surface shall be treated as leeward surfaces from the table.
 9. Except for MWFRS's at the roof consisting of moment resisting frames, the total horizontal shear shall not be less than that determined by neglecting wind forces on roof surfaces.
- #For roof slopes greater than 80° , use $C_p = 0.8$

Figure 45 : Coefficients de pression externe pour les bâtiments fermés ou partiellement fermés, Source [33]

Les coefficients de pression externe valent donc :

C_p , walls	Wind Direction	
	1	2
Windward	0.8	0.8
Leeward	-0.36	-0.5
Side	-0.7	-0.7

Tableau 21 : Coefficients de pression externe sur les murs

Wind dir. 1 (normal to ridge)	Windward		Leeward	
	-0.40	0.00	-0.56	
Wind dir. 2 (parallel to ridge)	Horizontal distance from windward edge			
	de 0 à h/2		> h/2	
	-1.17	-0.18	-0.70	-0.18

Tableau 22 : Coefficients de pression externe sur la toiture

1.4.2.2.5 Pressions du vent de dimensionnement sur les bâtiments rigides fermés ou partiellement fermés

La pression de vent de dimensionnement par le MWFRS (Main Wind Force Resisting System) de bâtiments de toute hauteur peut être déterminé par l'équation suivante [33] :

$$p = q G C_p - q_i (G C_{pi}) \left[\frac{lb}{ft^2} \right] \left[\frac{N}{m^2} \right]$$

où :

- $q = q_z$ pour les murs exposés au vent évalués à la hauteur z au-dessus du sol
- $q = q_h$ pour les murs abrités, les murs latéraux et les toits évalués à la hauteur h
- $q_i = q_h$ pour les murs exposés au vent, les murs latéraux, les murs abrités du vent et les toits des bâtiments fermés et pour l'évaluation de la pression interne négative pour les bâtiments partiellement fermés
- $q_i = q_z$ pour l'évaluation de la pression interne positive dans les bâtiments partiellement fermés où la hauteur z est définie comme le niveau de la plus haute ouverture dans le bâtiment qui pourrait affecter la pression intérieure positive. Pour l'évaluation de la pression interne positive, q_i peut être évaluée de manière conservatrice à la hauteur h ($q_i = q_h$)
- G = facteur de rafale
- C_p = coefficient de pression externe
- $(G C_{pi})$ = coefficient de pression interne

1.4.2.2.5.1 Bâtiments fermés

Les tableaux suivants donnent les valeurs des pressions du vent sur les différentes façades de la maison et sur la toiture pour les deux directions de vent, sous un vent d'une vitesse de 100 km/h.

negative internal pressure		positive internal pressure	
[psf]		[psf]	
Wind Direction		Wind Direction	
1	2	1	2
6.14	6.14	3.57	3.57

Tableau 23 : pressions sur Windward wall, vent de 100 km/h [psf]

negative internal pressure		positive internal pressure	
Wind Direction		Wind Direction	
1	2	1	2
-0.87	-1.75	-3.54	-4.32

Tableau 24 : Pressions sur Leeward wall, vent de 100 km/h [psf]

negative internal pressure		positive internal pressure	
Wind Direction		Wind Direction	
1	2	1	2
-2.96	-2.96	-5.54	-5.54

Tableau 25 : Pressions sur Side walls, vent de 100 km/h [psf]

negative internal pressure				positive internal pressure			
Wind Direction				Wind Direction			
1		2		1		2	
		Horizontal distance from windward edge				Horizontal distance from windward edge	
Windward	Leeward	de 0 à h/2	> h/2	Windward	Leeward	de 0 à h/2	> h/2
-1.14	-2.11	-5.82	-2.96	-3.72	-4.69	-8.39	-5.54
1.29		0.19	0.19	-1.29		-2.38	-2.38

Tableau 26 : Pressions sur Toiture, vent de 100 km/h [psf]

Pour la direction de vent 1, les cas de charges suivants seront considérés :

- CAS I : pression maximum toiture face au vent (windward) avec pression interne positive
- CAS II : pression minimum toiture face au vent (windward) avec pression interne positive
- CAS III : pression maximum toiture face au vent (windward) avec pression interne négative
- CAS IV : pression minimum toiture face au vent (windward) avec pression interne négative

		CAS 1		CAS 2		CAS 3		CAS 4	
		[psf]	[kN/m ²]						
Windward wall	P1	3.57	0.17	3.57	0.17	6.14	0.29	6.14	0.29
Windward Roof	P2	-3.72	-0.18	-1.29	-0.06	-1.14	-0.05	1.29	0.06
Leeward Roof	P3	-4.69	-0.22	-4.69	-0.22	-2.11	-0.10	-2.11	-0.10
Leeward wall	P4	-3.45	-0.16	-3.45	-0.16	-0.87	-0.04	-0.87	-0.04
Side wall	P5	-5.54	-0.27	-5.54	-0.27	-2.96	-0.14	-2.96	-0.14

Tableau 27 : Cas des pressions pour la direction de vent 1, bâtiment fermé, vent de 100 [km/h]

Pour la direction du vent 2, vent parallèle à la crête de la toiture, nous établissons également 4 cas de charges avec les combinaisons pressions de la toiture maximum/minimum et pressions internes positives/négatives.

		CAS 5		CAS 6		CAS 7		CAS 8	
		[psf]	[kN/m ²]						
Windward wall	P1	3.57	0.17	3.57	0.17	6.14	0.29	6.14	0.29
Roof 0 à h/2	P2	-8.39	-0.40	-2.38	-0.11	-5.82	-0.28	0.19	0.01
Roof >h/2	P3	-5.54	-0.27	-2.38	-0.11	-2.96	-0.14	0.19	0.01
Leeward wall	P4	-4.32	-0.21	-4.32	-0.21	-1.75	-0.08	-1.75	-0.08
Side wall	P5	-5.54	-0.27	-5.54	-0.27	-2.96	-0.14	-2.96	-0.14

Tableau 28 : Cas des pressions pour la direction de vent 2, bâtiment fermé, vent de 100 [km/h]

1.4.2.2.5.2 Bâtiments partiellement fermés

Les tableaux suivants donnent les valeurs des pressions du vent sur les différentes façades de la maison et sur la toiture pour la direction de vent 1.

negative internal pressure	positive internal pressure
[psf]	[psf]
8.79	0.93

Tableau 29 : Pressions sur windward wall, vent de 100 km/h

negative internal pressure	positive internal pressure
[psf]	[psf]
1.77	-6.09

Tableau 30 : Pressions sur Leeward wall, vent de 100 km/h

negative internal pressure	positive internal pressure
[psf]	[psf]
-0.32	-8.18

Tableau 31 : Pressions sur Side walls, vent de 100 km/h

negative internal pressure		positive internal pressure	
[psf]		[psf]	
Windward	Leeward	Windward	Leeward
1.50	0.53	-6.36	-7.33
3.93		-3.93	

Tableau 32 : Pressions sur toiture, vent de 100 km/h

Pour la direction de vent 1, les cas de charges suivants seront considérés :

- CAS IX : pression maximum toiture face au vent (windward) avec pression interne positive
- CAS X : pression minimum toiture face au vent (windward) avec pression interne positive
- CAS XI : pression maximum toiture face au vent (windward) avec pression interne négative
- CAS XII : pression minimum toiture face au vent (windward) avec pression interne négative

		CAS 9		CAS 10		CAS 11		CAS 12	
		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	0.93	0.04	0.93	0.04	8.79	0.42	8.79	0.42
Windward Roof	P2	-6.36	-0.30	-3.93	-0.19	1.50	0.07	3.93	0.19
Leeward Roof	P3	-7.33	-0.35	-7.33	-0.35	0.53	0.03	0.53	0.03
Leeward wall	P4	-6.09	-0.29	-6.09	-0.29	1.77	0.08	1.77	0.08
Side wall	P5	-8.18	-0.39	-8.18	-0.39	-0.32	-0.02	-0.32	-0.02

Tableau 33 : Cas des pressions pour la direction de vent 1, bâtiment partiellement fermé, vent de 100 [km/h]

Les charges de vent, calculées grâce à un tableau Excel, pour les différentes vitesses de vent qui vont être introduites dans le modèle sont données en Annexe B2.

1.4.3 Charges sismiques

Les charges sismiques ne seront certainement pas déterminantes pour le dimensionnement des maisons dans le Delta du Mékong. Ces structures légères en acier et de faible hauteur (seulement 1 étage) ne subiront pas de grandes charges lors de séismes. De plus, ces maisons sont construites dans une zone à faible risque sismique. Les typhons sont les catastrophes naturelles prédominantes dans cette région et induiront des charges beaucoup plus grandes sur la structure. Nous allons tout de même procéder aux calculs des charges sismiques.

1.4.3.1 Accélération du sol

1.4.3.1.1 Paramètres d'accélération

L'ASCE 7-10 fournit des cartes permettant de déterminer les paramètres S_s et S_1 . Etant une norme américaine, elle ne fournit que les valeurs pour les régions des Etats-Unis. Nous prendrons donc les valeurs d'une région aux Etats-Unis à faible risque sismique, ce qui correspond au Delta du Mékong.

Les valeurs sélectionnées sont :

$$S_s = 0.06$$

$$S_1 = 0.03$$

1.4.3.1.2 Classe du site

Le Delta du Mékong se trouve dans le site classe E. Le type de sol est en effet de l'argile molle.

1.4.3.1.3 Site coefficient and Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Parameters

L'ASCE 7-10 permet de calculer le paramètre de l'accélération de la réponse spectrale MCE_R pour de courtes périodes (S_{MS}) et à 1s (S_{M1}), ajusté aux effets de classe du site, de cette manière :

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 2.5 \cdot 0.06 = 0.15$$

$$S_{M1} = F_v \cdot S_1 = 3.5 \cdot 0.03 = 0.11$$

où :

- S_s = the mapped MCE_R spectral response acceleration parameter at short period
- S_1 = the mapped MCE_R spectral response acceleration parameter at a period of 1 s
- Coefficients F_a et F_v définis sur des cartes. Valeurs choisies pour une région aux Etats-Unis à faible risque sismique, correspond au Delta du Mékong.

1.4.3.1.4 Paramètres d'accélération spectrale de dimensionnement

L'ASCE 7-10 permet de calculer les paramètres d'accélération spectrale de dimensionnement pour une courte période S_{DS} , et à 1 s S_{M1} , de la manière suivante :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot 0.15 = 0.1$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot 0.11 = 0.07$$

1.4.3.1.5 Période fondamentale approximative

Selon l'ASCE 7-10, la période fondamentale approximative peut être déterminée avec l'équation suivante :

$$T_a = C_t \cdot h_n^x = 0.028 \cdot 12.78^{0.8} = 0.21 \text{ [s]}$$

où:

- h_n = hauteur de la structure = 12.78 [ft]
- C_t et x sont des paramètres en fonction du type de structure.

Pour le type de structure Steel moment-resisting frames, les paramètres valent :

$$C_t = 0.028 \quad \text{et} \quad x = 0.8$$

1.4.3.1.6 Accélération spectrale de dimensionnement

Le spectre de réponse peut être déterminé de la manière suivante :

Pour :

- $T < T_0$ $S_a = S_{DS} (0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0})$
- $T_0 \leq T \leq T_s$ $S_a = S_{DS}$
- $T_0 \leq T \leq T_s$ $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$
- $T_L \leq T$ $S_a = \frac{S_{D1} \cdot T_L}{T^2}$

où:

- S_{DS} = the design spectral response acceleration parameter at short periods
- S_{D1} = the design spectral response acceleration parameter at 1-s period
- T = the fundamental period of the structure, 0.21 [s]
- $T_0 = 0.2 S_{D1} / S_{DS} = 0.14$ [s]
- $T_s = S_{D1} / S_{DS} = 0.7$ [s]
- T_L = long-period transition period, 4 [s]

Dans notre cas, $T_0 = 0.14$ [s] $\leq T = 0.21$ [s] $\leq T_s = 0.7$ [s] $\rightarrow S_a = S_{DS} = 0.1$

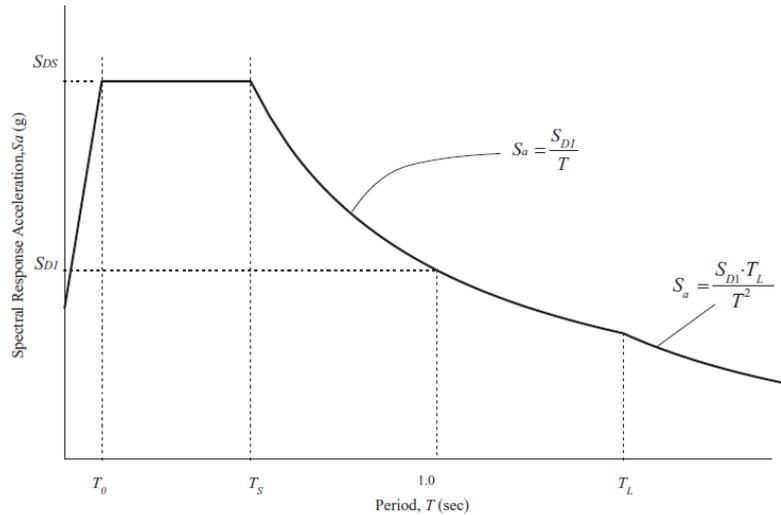


Tableau 34 : Design spectre response, Source [33]

1.4.3.2 Facteur d'importance et catégorie de risque

Comme énoncé précédemment, la catégorie de risque pour les reconstructions au Vietnam est la catégorie II.

Le facteur d'importance qui est fonction de la catégorie de risque vaut alors : $I_e = 1.0$

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_t	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.25	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Tableau 35 : Facteurs d'importance, Source [33]

1.4.3.3 Catégorie de dimensionnement sismique

La catégorie de dimensionnement sismique est fonction de la catégorie de risque et des paramètres d'accélération spectrale S_{D5} et S_{D1} .

Dans notre cas, $S_{D1} = 0.07$ et ainsi la catégorie de dimensionnement sismique est la B.

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Tableau 36 : Catégorie de risque basé sur le paramètre d'accélération à une période d' 1 s, Source [33]

1.4.3.4 Effets des charges et combinaisons de charges

Selon l'ASCE 7-10, les effets des charges sismiques peuvent être déterminés ainsi :

- Dans la combinaison de charges 5 : $E = E_h + E_v$
- Dans la combinaison de charge 7 : $E = E_h - E_v$

Où :

- E = effet des charges sismiques
- E_h = effet des forces sismiques horizontales = ρQ_e
- E_v = effet des forces sismiques verticales = $0.2 S_{DS} D$

Où :

- Q_e = effet des forces sismiques horizontales de V ou F_p
- ρ = facteur de redondance, = 1
- D = effet des charges permanentes

1.4.3.5 Méthodes des forces latérales équivalentes

1.4.3.5.1 Effort tranchant à la base

L'effort tranchant sismique à la base, V , se calcule comme :

$$V = C_s W$$

Où :

- C_s = coefficient de réponse sismiques
- W = poids effectif sismique

Le coefficient de réponse sismique peut être déterminé ainsi :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

Où :

- S_{D1} = design spectral response acceleration parameter in the short period range
- R = response modification factor
- I_e = importance factor

Le coefficient C_s ne doit pas être supérieur à :

- Pour $T \leq T_L$ $C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)}$
- Pour $T > T_L$ $C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)}$

Le coefficient C_s ne doit pas être inférieur à :

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Où :

- S_{D1} = design spectral response acceleration parameter at period 1.0 s
- T = fundamental period of the structure
- T_L = long-period transition period
- S_1 = maximum considered earthquake spectral response acceleration parameter

Dans notre cas :

$$T = 0.21 [s] \leq T_L = 4 [s]$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0.029 < \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0.093$$

L'effort tranchant sismique à la base, V , vaut donc :

$$V = C_s W = 57 \text{ [lb]}$$

1.4.3.5.2 Distribution verticale des forces sismiques

Selon l'ASCE 7-10, la force sismique latérale qui agit sur tous les étages peut être déterminée ainsi :

$$F_x = C_{vx} \cdot V$$

Avec :

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Où :

- C_{vx} = facteur de distribution verticale
- V = effort tranchant à la base
- W_i et w_x = portion du poids total effectif de la structure (W) localisée au niveau i ou x
- H_i et h_x = hauteur depuis la base jusqu'au niveau i ou x
- K = exposant en rapport avec la période de la structure, = 1

Nous obtenons les coefficients C_{vx} suivants :

- Toit : $C_{vx} = 0.80$
- Plancher : $C_{vx} = 0.20$

Et ainsi une distribution verticale des forces sismiques suivantes :

- Toit : $E_v = 45 \text{ [lb]} (200 \text{ N})$
- Plancher : $E_v = 11 \text{ [lb]} (50 \text{ N})$

1.4.4 Charges non considérées

Certaines charges naturelles ne sont pas incluses dans le dimensionnement de ce projet, celles-ci n'étant pas déterminantes dans la région considérée par ce travail. Cela ne signifie pas qu'elles peuvent être négligées lors d'autres études.

Les cas qui n'ont pas été traités sont les suivants :

- Glissement de terrain
- Feu
- Activité volcanique

2 Résistance du système construit

2.1 Dimensions de la maison

La structure étudiée dans cette thèse reprend les plans « An Giang House 3.6X6.0m » réalisés par l'entreprise BlueScope (Voir Annexe C).

2.2 Qualité et nuance d'acier

Etant donné qu'il s'agit d'examiner la structure existante, nous reprenons la même nuance d'acier que celle du projet initial.

Les profilés en acier formés à froid sont de l'acier ZINC HI-TEN® G 450 Mpa – Z350 (BlueScope Steel). Le tableau suivant donne les propriétés mécaniques de cet acier :

MECHANICAL PROPERTIES	GUARANTEED MINIMUM
Yield Strength (MPa)	450
Tensile Strength (MPa)	480
Elongation on 80mm (≥ 0.60 mm) %	9
90° transverse bend (L axis)	4t

Tableau 37 : Propriétés mécaniques de l'acier ZINC HI-TEN G450, Source [40]

La limite élastique de ce matériau est de 65.267 [ksi] (450 [MPa]) et la résistance ultime 69.618 [ksi] (480 [MPa]).

2.3 Modèle informatique

Le logiciel utilisé pour modéliser la structure est SCIA Engineer de la société Nemetschek. C'est un logiciel de calcul de structures par éléments finis. Ce logiciel a une interface graphique intuitive. Il est possible de modéliser la structure graphiquement de manière rapide.

Le logiciel SCIA Engineer permet d'introduire tous les cas de charges et ensuite de générer automatiquement toutes les combinaisons possibles. Chacune des combinaisons et les facteurs appliqués à chacun des cas de charges peuvent être vérifiés. L'avantage réside dans le fait que toutes les combinaisons sont analysées et les résultats obtenus peuvent être présentés sous forme d'enveloppe des efforts maximaux.

Ce logiciel intègre des outils permettant de vérifier ou d'optimiser la structure selon différents codes de construction internationaux ou nationaux. Pour ce projet nous procéderons aux vérifications de la structure selon l'IBC (International Building Code) [34] qui a été adopté aux Etats-Unis.

Il est également possible d'effectuer une analyse non-linéaire avec ce logiciel en considérant les imperfections géométriques (initiales, de 2^{ème} ordre, ...) et matérielles. Il est possible de créer des rotules ou des appuis avec un comportement non-linéaire.

2.4 Méthode de dimensionnement – largeurs efficaces

Le logiciel Scia Engineer est utilisé pour la modélisation et l'analyse de la structure. Il est possible, sur Scia Engineer, d'indiquer les normes sur lesquelles les calculs de la structure seront faites. Nous vérifierons le dimensionnement de la structure sur la base de la norme américaine sur les éléments formés à froid, l'AISI S100-2012 [41].

La norme américaine, comme l'Eurocode 3, est basée sur la méthode des largeurs efficaces. C'est une méthode semi-empirique, qui est très utilisée aujourd'hui car elle permet notamment un calcul à la main relativement rapide et qui tient compte des différents phénomènes de flambements global, local et distortionnel selon les normes. Le concept de base est celui des largeurs effectives des parois minces raidies ou non-raïdies soumises à un effort en compression. La méthode des largeurs efficaces est originalement proposée par VON KARMAN (1932) pour les plaques isolées et modifiées pour les sections formées à froid en se basant sur les expériences de WINTER. Les normes fournissent les règles pour la détermination des largeurs efficaces sous différentes contraintes. Les largeurs efficaces des plaques isolées sont combinées pour former une section efficace. La méthode des largeurs efficaces permet d'incorporer approximativement l'interaction des modes de flambements et l'interaction entre le flambement et la plastification est introduite à l'état limite ultime par le remplacement de la limite élastique dans l'expression des largeurs efficaces [42].

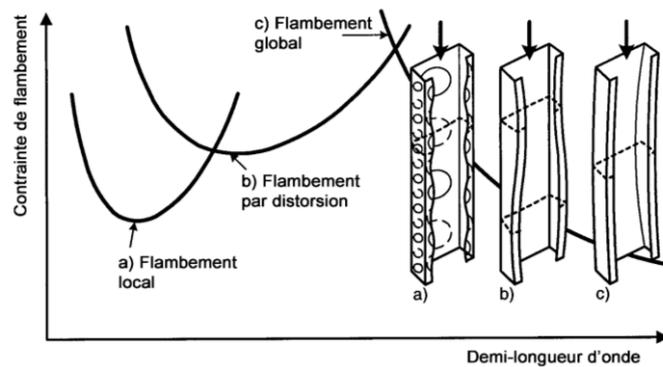


Figure 46 : Exemple de la représentation de la contrainte critique élastique pour divers modes de flambements en fonction de la demi-longueur d'onde – Exemples de modes de flambements, Eurocode 3, [43]

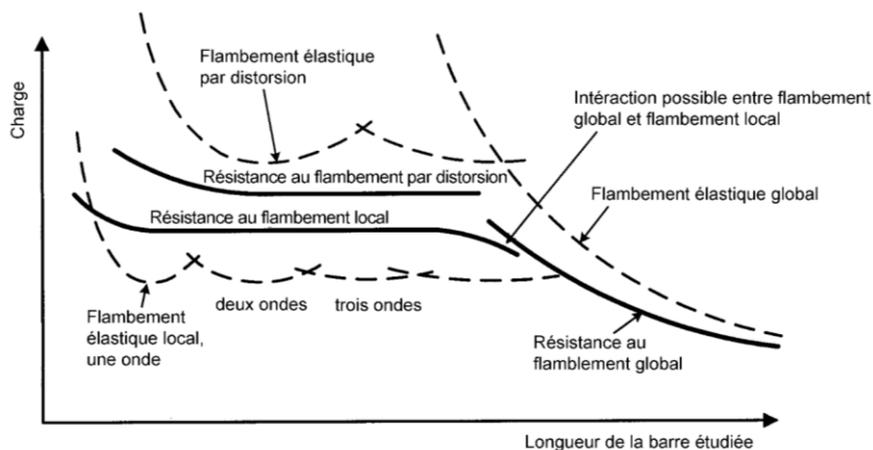


Figure 47 : Exemple de représentation de la charge critique de flambement élastique et de la résistance au flambement en fonction de la longueur de la barre étudiée, Eurocode 3, [43]

Les calculs de dimensionnement des profilés formés à froid se feront dans ce travail selon la norme « north american cold-formed steel specification for the design of cold-formed steel structural members » (AISI S100-2012) [41]. La méthode de dimensionnement des éléments structuraux utilisés sera la « load and resistance factor design » (LRFD aussi appelée strength design).

$$\frac{R_u}{\phi \cdot R_n} \leq 1$$

Avec R_u = résistance requise

ϕ = facteur de résistance

R_n = résistance nominale

Le logiciel Scia Engineer possède un module acier qui permet de réaliser le contrôle de chaque section sous les combinaisons de charges. Toutes les vérifications selon la norme qui a été choisie par l'utilisateur et sélectionnée dans le logiciel seront effectuées. Nous avons choisi la Norme Américaine pour le dimensionnement de la structure. Sous le module acier, après lancement du calcul, si le nombre dépasse 1, cela signifie que le contrôle en section ne passe pas. Le nombre sera donc indiqué en rouge. S'il est inférieur à 1, cela signifie que la résistance requise pour que les éléments structuraux sachent reprendre les forces exercées ne dépasse pas la résistance nominale de l'élément multiplié par un facteur de résistance. Le nombre est alors indiqué en vert.

Les résultats obtenus par le logiciel sont, pour certains éléments, vérifiés par un calcul à la main suivant la norme, à l'aide d'un tableau Excel pour les sections simples (C raidis).

2.5 Modèle avec rotules

Une modélisation est réalisée avec le logiciel SCIA Engineer. Les connexions entre les éléments sont modélisées comme rotulées. Des rotules sont introduites aux extrémités des éléments, rotules libres en ϕ_y et ϕ_z et rigides en ϕ_x , u_x , u_y et u_z . L'axe x correspond à l'axe dans la longueur de l'élément. Ceci ne représente pas la réalité exacte. Il y a tout de même une certaine rigidité en ϕ_y et ϕ_z , mais c'est la modélisation qui se rapproche le plus de la réalité. En effet, considérer les assemblages comme des encastresments serait faux. L'hypothèse choisie se rapproche de la réalité, étant donné que les connexions entre la majorité des éléments (entre poutres horizontales et transversales en toiture, entre colonnes et poutres en toiture, ...) sont réalisées par 2 boulons uniquement.

Les appuis sont également modélisés comme des appuis rotulés. Les connexions entre les colonnes et les deux poutres principales sont modélisées avec des liens transversaux rigides. Il s'agit en effet d'une connexion à quatre boulons que nous pouvons directement considérer comme rigide et non rotulée.



Figure 48 : Assemblage entre poutre principale et secondaire (cornière 2x2 boulons)



Figure 49 : Connexion entre poutre toiture en C et panne en Z (1 boulon)



Figure 50 : Assemblage entre colonne centrale et poutres toiture, vue de l'intérieur



Figure 51 : Assemblage entre colonne centrale et poutres toiture, vue de l'extérieur



Figure 52 : Connexion colonne – poutre en Z (2 boulons)



Figure 53 : Connexion barres de contreventement (1 boulon)

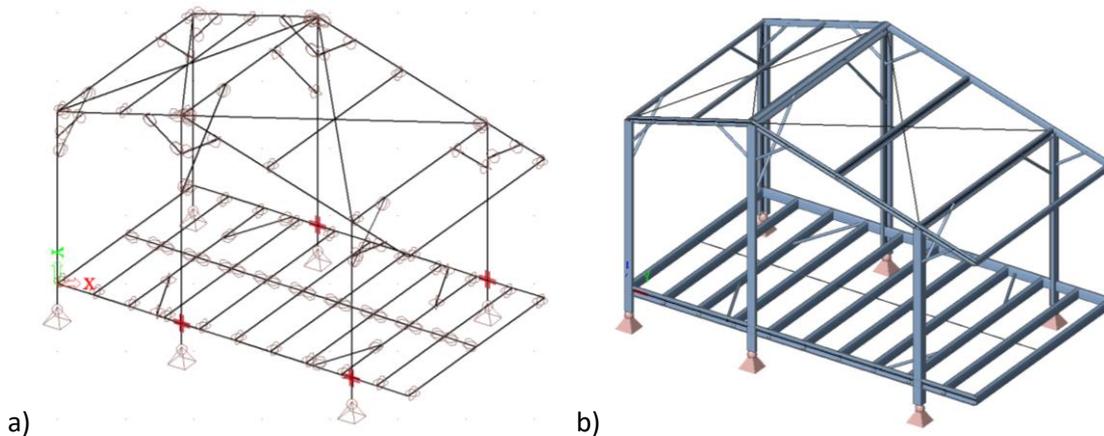


Figure 54 : Modèle de la structure, a) Modèle barre avec rotules, b) Rendu de la géométrie, logiciel Scia Engineer

2.6 Cas de charges

2.6.1 Poids propre et charges permanentes

Le poids propre des éléments porteurs est directement considéré dans les calculs lors de la modélisation avec le logiciel Scia Engineer, la masse volumique des matériaux utilisés pour les sections étant définie. Il n'est pas nécessaire de l'introduire à la main. Les charges permanentes, comme le plancher, les murs et la toiture sont introduites dans la modélisation. Elles sont disposées de la manière suivante : le poids de la toiture en tôle métallique est réparti sur les poutres de toitures (4 poutres en Z, 1 poutre en C et 1 poutre centrale de section non standard) ; le poids du plancher en bois est réparti sur les 11 poutres secondaires en C, le poids des murs est réparti sur les 6 colonnes.

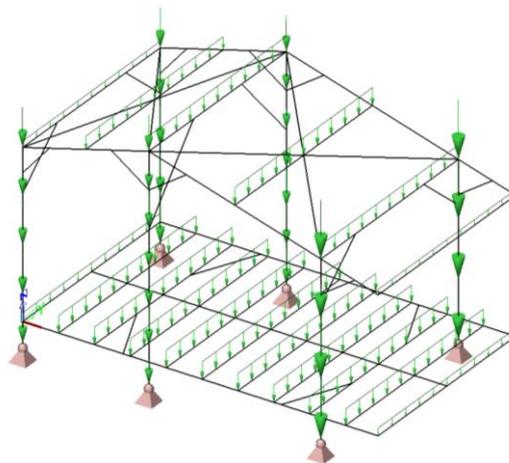


Figure 55 : Charges permanentes, logiciel Scia Engineer

2.6.2 Charges utiles

Les charges utiles sur le plancher, de 40 psf (= 1.92 kN/m²), sont réparties sur 11 poutres secondaires grâce à l'introduction d'un panneau de charge dans le logiciel qui permet d'introduire une charge surfacique.

Les charges utiles en toiture ne sont pas considérées. En effet, lors des visites sur place, rien n'a été observé sur la toiture. Aucun objet n'y a été placé, et il n'y a aucune raison que quelqu'un monte sur la toiture.

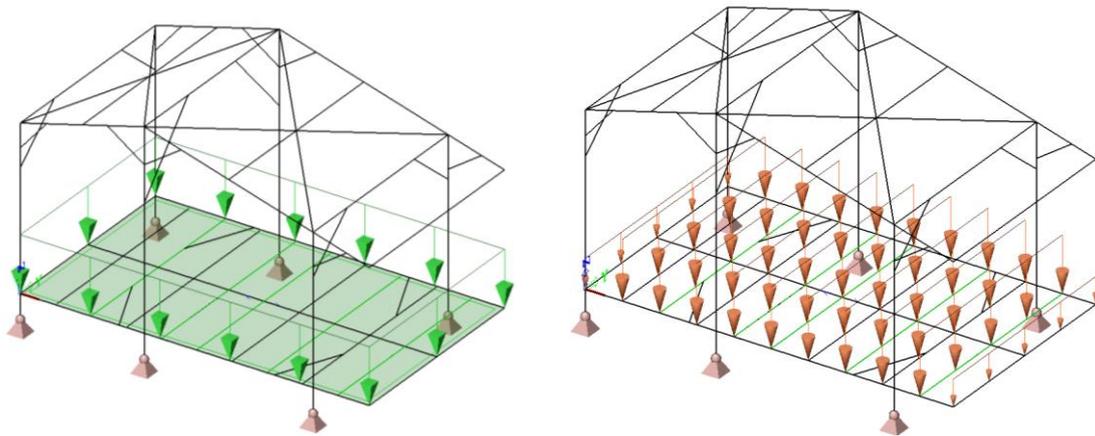


Figure 56 : Charges utiles, logiciel Scia Engineer

2.6.3 Charges de vent

Les charges de vent génèrent plusieurs cas de charges qu'il faut considérer. Les cas de charges dépendent de la direction du vent, des ouvertures dans les parois (bâtiment considéré fermé ou partiellement fermé). 12 cas de charges de vent ont été calculés.

Finalement nous retenons 2 cas de charges déterminants, 1 dans chaque direction de vent.

Les charges de vent sont introduites dans le logiciel par des panneaux de charges, qui répartissent les charges sur les éléments sur lesquels s'appuient les panneaux. Pour les 2 grandes faces et la petite face à l'arrière, les charges se répartissent sur les poutres du plancher et du plafond. En effet, les planches en bois formant le mur sont disposées de manière verticale chacune s'appuie ainsi sur les poutres et non sur les colonnes. Lorsque les murs sont réalisés en tôle métallique locale, les nervures des tôles sont dirigées verticalement, ce qui signifie que ce sont les éléments horizontaux qui reprendront les charges de pressions du vent (la rigidité de la tôle dans l'autre sens étant très faible). Pour la petite face à l'avant, le mur est considéré construit au niveau des colonnes, et non à l'extrémité de la structure. C'est en effet ce qui a été observé dans la majorité des cas, bien qu'à Kien Giang certains murs étaient construits directement au bord de la structure. Nous admettons que les charges sont ainsi transmises aux colonnes. Il n'est en effet pas possible avec le logiciel de transmettre les charges dans la direction verticale, étant donné qu'aucune poutre secondaire ne se trouve au niveau de ces colonnes. Les charges surfaciques sur la toiture se répartissent sur les pannes de toiture, dans l'axe transversal (4 pannes en Z, une poutre centrale de section non standard, et une poutre en bordure à droite en C).

La modélisation des cas de charges où le vent arrive dans la direction de la grande façade (direction vent 2) est montrée sur la figure ci-dessous. Le vent applique donc une pression positive sur la face exposée au vent, et des pressions négatives sur les autres faces et en toiture.

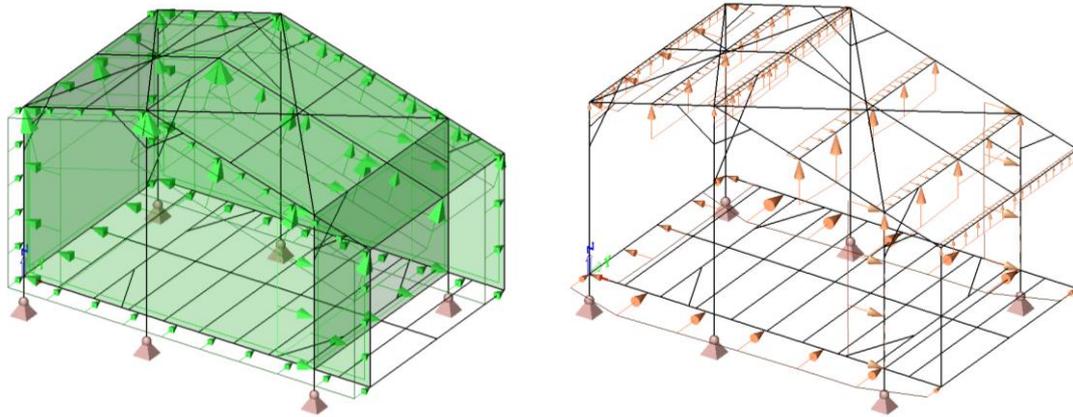


Figure 57 : Charges de vent, direction grande face, logiciel Scia Engineer

La modélisation des cas de charges où le vent arrive dans la direction de la petite façade, du côté de l'entrée, (direction vent 1) est montrée sur la figure ci-dessous.

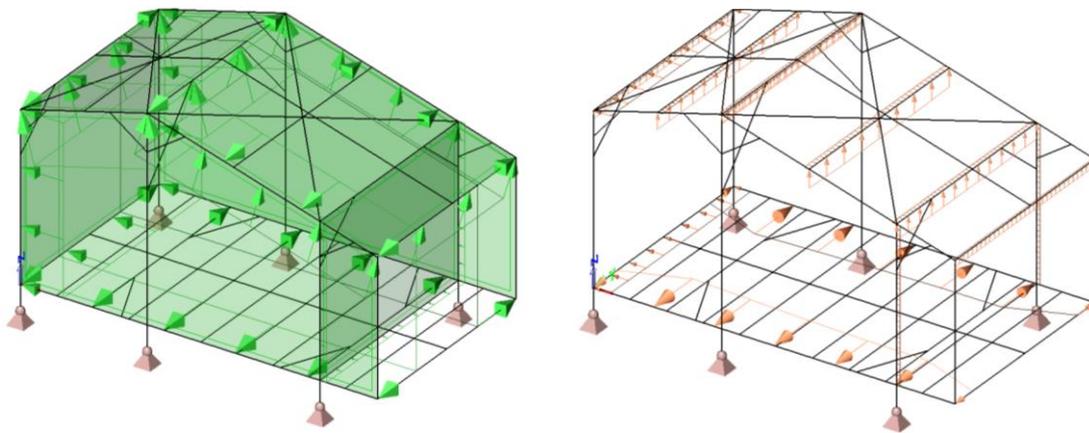


Figure 58 : Charges de vent, direction petite face, logiciel Scia Engineer

2.6.4 Charges sismiques

Deux cas de charges sismiques sont introduits dans le modèle, l'un dans la direction x et l'autre dans la direction y. Les charges sont réparties sur le plancher et en toiture au niveau des 6 colonnes.

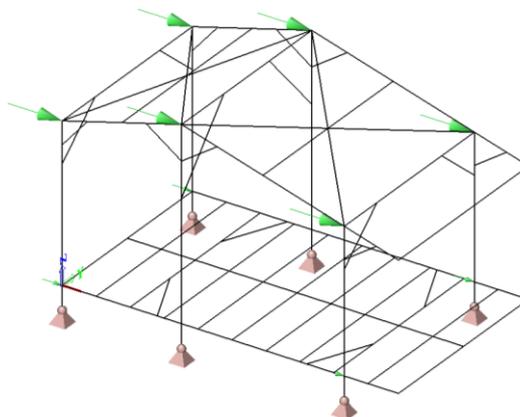


Figure 59 : Charges sismiques, direction x, logiciel Scia Engineer

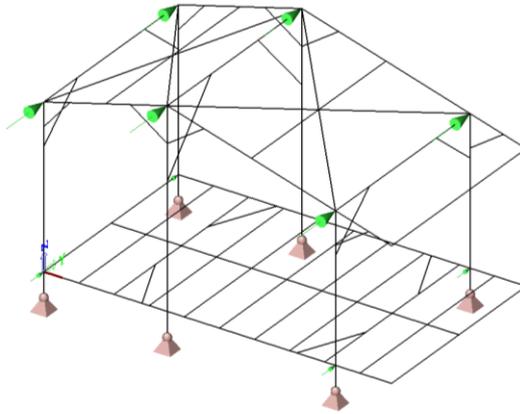


Figure 60 : Charges sismiques, direction y, logiciel Scia Engineer

2.7 Analyse de la résistance de la structure

Dans un premier temps, une étude de la structure sous combinaisons linéaires va être réalisée. Les non-linéarités ne sont alors pas considérées. Sous le modèle rotulé, ces résultats sont donc conservateurs. En effet, la semi-rigidité des connexions pourrait apporter une rigidité supplémentaire à la structure par rapport au calcul sous le modèle entièrement rotulé.

Les charges de vent vont être augmentées progressivement, en commençant par un vent de 100km/h, pour voir jusqu'où la structure résiste, quels seront les éléments défaillants et sous quel vent.

Le calcul de la résistance des câbles doit être réalisé à la main. Le calcul réalisé par le logiciel ne peut pas être considéré. En effet, les câbles sont dimensionnés comme des barres, résistantes à la traction, compression et flexion. Une non-linéarité a été introduite indiquant que ces barres ne peuvent reprendre uniquement la traction. Cependant, étant donné qu'un calcul linéaire a été lancé, ceci n'a pas été considéré dans le calcul linéaire par le logiciel. Le calcul a donc été fait comme s'il s'agissait d'une barre et non d'un câble. La vérification à la flexion ne passe alors pas. Ceci n'est pas le cas dans la réalité étant donné qu'il s'agit d'un câble qui ne reprend que la traction. L'effort de traction dans les câbles est très faible. Ces éléments ne présentent pas de problème. Un calcul à la main va tout de même être effectué pour la vérification à la traction de l'élément, sous la combinaison de charges qui engendre le plus grand effort de traction dans les câbles.

Le logiciel SCIA Engineer calculait des coefficients de flambement différents pour deux colonnes symétriques. Ceci n'est certainement pas correct étant donné que la structure est parfaitement symétrique. Les coefficients de flambement ont donc été introduits à la main dans les paramètres de flambement de chaque colonne. Les valeurs de coefficients les plus probables calculées par le logiciel ont été choisies et introduites à la main pour les colonnes symétriques.

2.7.1 Combinaisons de charges sans le vent

Ces combinaisons dont le facteur des charges permanentes et charges utiles est élevé, seront déterminantes pour le dimensionnement des poutres du plancher, et des colonnes.

2.7.1.1 1.4D

Cette combinaison de charges n'inclut que le poids propre et les charges permanentes. Ce n'est pas une combinaison critique. Tous les éléments sont suffisamment résistants.

La figure suivante montre le contrôle de la structure sous la combinaison 1.4D.

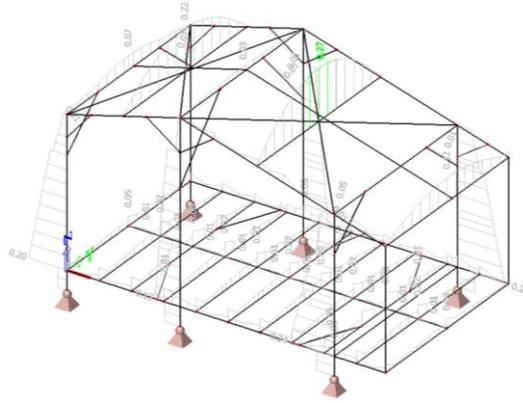


Figure 61 : Contrôle LFRD, combinaison linéaire 1.4D, logiciel Scia Engineer

Tous les éléments passent largement les vérifications. Les colonnes ne présentent pas un grand problème. Le flambement torsionnel (-flexionnel), et la flexion composée en compression présentent le plus grand risque pour ces éléments (vérifications où la valeur de contrôle se rapproche le plus de 1.00) mais la résistance des colonnes reste largement suffisante ($n \ll 1.00$).

2.7.1.2 1.2D + 1.6L – poutres secondaires

Cette combinaison de charges contient les charges permanentes ainsi que les charges utiles sur le plancher. Tous les éléments sont suffisamment résistants.

Sous ce cas de charges, les éléments les plus critiques sont les poutres secondaires en C. En effet, elles doivent reprendre les charges utiles sur le plancher estimées à 40 psf (= 1.92 kN/m²) (en accord avec la norme américaine l'ASCE 7-10). Ceci est une charge sans doute beaucoup plus lourde que ce que doivent réellement supporter les poutres de ces maisons. En effet, elles sont très peu meublées. Il s'agit essentiellement de lits, d'une petite commode, d'une télé, et parfois de sacs de riz ou de pots en poterie contenant de l'eau. Ces pots ou sacs de riz peuvent peser jusqu'à 60kg.

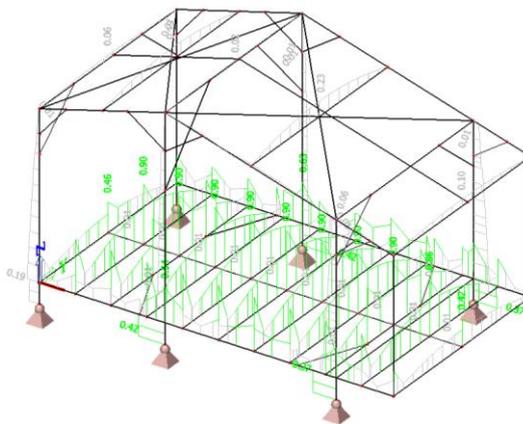


Figure 62 : Contrôle LFRD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer

Le module acier du logiciel Scia calcule directement les éléments et procède à toutes les vérifications suivant la norme AISI S100-2012. Certains calculs sont tout de même également fait à la main afin de vérifier la pertinence des résultats du logiciel. Pour les poutres secondaires, le logiciel indique que l'interaction flexion et flambement de l'âme est la vérification la plus critique avec $\frac{R_u}{\phi \cdot R_n} = 0.9 \leq 1$. Il s'agit cependant d'une erreur, car il n'y a pas d'interaction flexion et flambement de l'âme pour ces poutres. En effet, la norme indique que le moment M à considérer dans le calcul de la vérification est

le « *required flexural strength at, or immediately adjacent to, the point of application of the concentrated load or reaction P* ». Or, le logiciel prend la valeur de l'effort tranchant maximal, 0.84 [kip], à l'extrémité de la poutre et considère le moment maximal, au centre de la poutre. Ceci n'est pas juste. Il n'y a pas d'interaction flexion et flambement de l'âme, car à l'extrémité de la poutre, le moment est nul, étant donné que les poutres sont rotulées ; au centre de la poutre, l'effort tranchant est nul. Ainsi, la valeur de contrôle n vaut pour ces poutres 0.83 (vérification du flambement de l'âme). La note de calcul du logiciel Scia Engineer, le calcul à la main à l'aide d'un tableau Excel, ainsi qu'un extrait de la norme américaine selon laquelle les vérifications ont été faites, sont données dans les Annexes D1 et Annexe D2.

Nous remarquons directement que les tiges de contreventement reliant les poutres secondaires au milieu de leur longueur ont un rôle majeur dans la résistance au déversement.

Les colonnes présentent une valeur de contrôle de section de maximum 0.42. Ces colonnes sont donc surdimensionnées. Une section plus petite, moins résistante serait suffisante. Une optimisation peut être faite sur ce point pour un projet futur de reconstruction post-catastrophe similaire à celui de la Croix-Rouge dans le Delta du Mékong. Il faudra néanmoins une section suffisamment robuste pour passer les vérifications de flambement, les colonnes étant assez élancées. Il faudra également veiller à ce que le déplacement maximal du haut de ces colonnes sous les combinaisons de charges comportant le vent ne dépasse pas les exigences requises.

2.7.1.3 Combinaisons avec charges sismiques

Les combinaisons avec charges sismiques sont les suivantes :

- $1.2D + 1E_x + 1L$
- $1.2D + 1E_y + 1L$
- $0.9D + 1E_x$
- $0.9D + 1E_y$

Toutes ces combinaisons de charges ne sont pas critiques. En effet, la structure étant légère et d'une faible hauteur, les charges sismiques sont extrêmement faibles comparées au vent. Tous les éléments de la structure passent largement toutes les vérifications de la norme sous les combinaisons comportant les charges sismiques.

2.7.2 Combinaisons de charges avec le vent

Douze cas de charges de vent ont été calculés, quatre pour un vent appliquant une pression positive sur la grande face et huit pour un vent appliquant une pression positive sur la petite face (4 cas de « bâtiment fermé » et 4 cas de « bâtiment partiellement fermé »). Les cas de charges de vent les plus critiques sont le cas de vent 5 pour un vent où la face exposée est la grande face et le cas de vent 9 pour un vent où la face exposée est la petite. Ces deux cas de vent sont donc retenus et introduits dans le modèle.

2.7.2.1 Vent de 100 km/h

Pour cette vitesse de vent, tous les éléments sont suffisamment résistants, sous toutes les combinaisons de charges.

2.7.2.1.1 Vent cas 5

2.7.2.1.1.1 $1.2D + 1L + 1W5$

Cette combinaison est la plus critique parmi les 4 cas de charges de vent où la face exposée est la grande face. Les câbles de contreventement qui présentaient un effort normal de compression ont été retirés. Un câble ne peut pas reprendre ces efforts, et étant donné que nous lançons un calcul linéaire,

le logiciel ne prend pas en compte la non-linéarité appliquée sur les barres (barres qui représentent les câbles : seulement en traction).

L'élément le plus critique est la première panne en Z de la toiture. Pour un vent de 100 km/h, le contrôle de section donne 0.93. La troisième panne en Z est le deuxième élément le plus critique, avec un contrôle en section de 0.79.

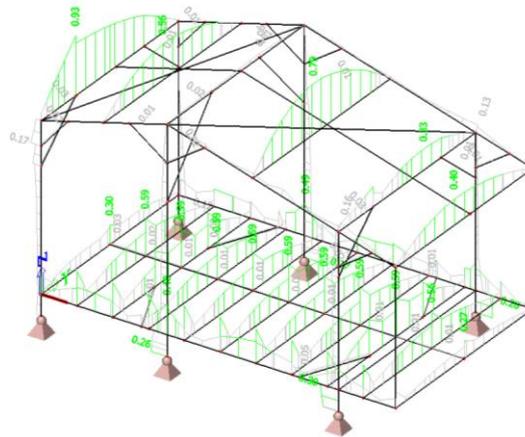


Figure 63 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(100), logiciel Scia Engineer

2.7.2.1.1.2 0.9D + 1W5

Cette combinaison, avec un facteur moins important pour les charges permanentes et qui n'inclut pas les charges utiles, donne des valeurs pour le contrôle en section relativement proches de la combinaison précédente. La première panne en Z est la plus critique avec une valeur de contrôle de section de 0.92. La valeur pour la troisième panne est de 0.85. C'est donc cette combinaison de charges qui est déterminante pour la troisième panne en Z de la toiture.

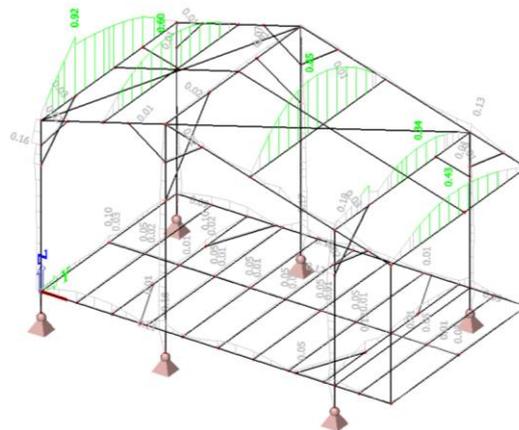


Figure 64 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(100), logiciel Scia Engineer

2.7.2.1.2 Cas de vent 9

2.7.2.1.2.1 1.2D + 1L + 1W9

Cette combinaison de charge est la plus critique parmi les 8 cas de charges de vent où la face exposée est la petite face. Ici tous les câbles de contreventement sont en traction et sont ainsi laissés dans le modèle.

L'élément le plus critique est le même que dans la combinaison précédente, avec le cas de vent 5. Cependant le contrôle des éléments présente une plus grande marge que dans le cas du vent 5 (0.78 pour la première panne en Z et 0.67 pour la troisième panne en Z). Cette combinaison n'est pas déterminante pour le dimensionnement des éléments de toiture.

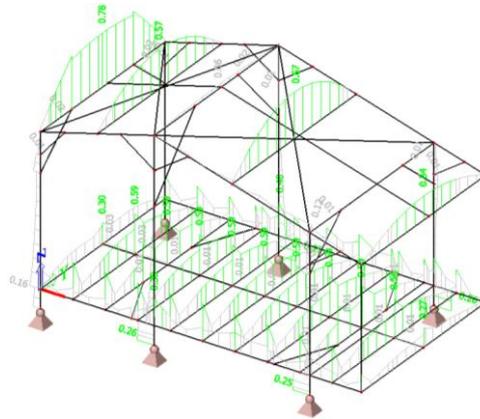


Figure 65 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire $1.2D + 1L + 1W9(100)$, logiciel Scia Engineer

2.7.2.1.2.2 0.9D + 1W9

Cette combinaison de charge n'est pas déterminante pour le dimensionnement des éléments. Les éléments les plus critiques sont ici également la première panne en Z avec une valeur de contrôle de 0.76 et la troisième panne en Z avec une valeur de contrôle de 0.73.

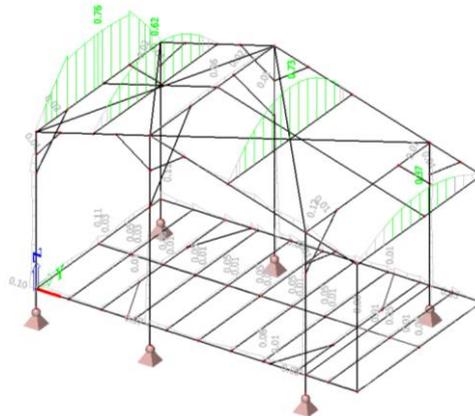


Figure 66 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire $0.9D + 1W9(100)$, logiciel Scia Engineer

2.7.2.2 Vent de 105 km/h

Pour un vent de 105 km/h, la première panne en Z de la toiture ne passe pas les vérifications. La valeur de contrôle est de 1.02 (>1.00) pour la combinaison $1.2D + 1L + 1W5$. La vérification ne passe pas pour la flexion composée en compression. La note de calcul du logiciel Scia Engineer pour le contrôle en section de la première panne en Z de la toiture est donnée en annexe D3.

La structure résiste donc jusqu'à un vent de maximum 100 km/h avant qu'un élément ne soit endommagé. Les autres pannes en Z de la toiture, et tous les autres éléments de la structure ont encore une résistance suffisante face aux efforts qu'ils subissent sous un vent de 105 km/h.

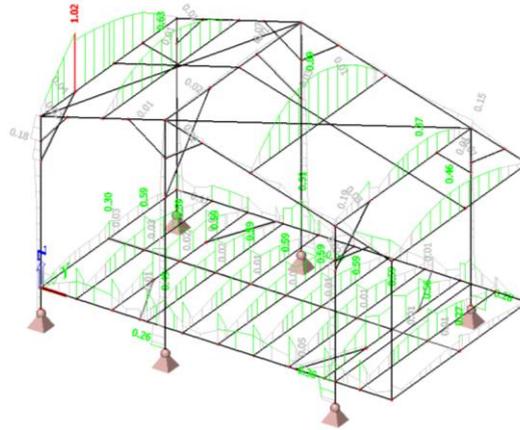


Figure 67 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(105), logiciel Scia Engineer

Ci-dessous les efforts intérieurs des éléments de la structure sous la combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(105). Les valeurs des efforts normaux (N) et tranchant (V_y et V_z) sont en [kip] et les valeurs des moments (M_x , M_y et M_z) sont en [kipft].

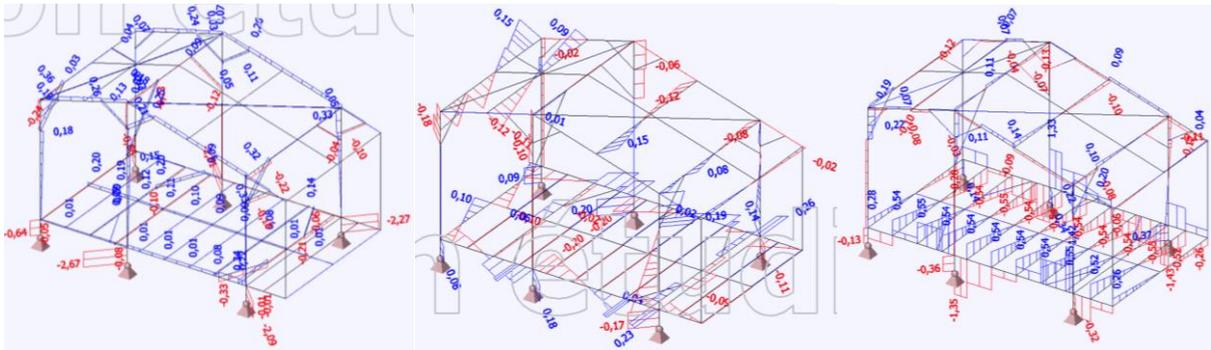


Figure 68 : Efforts intérieurs (N , V_y et V_z) en [kip], logiciel Scia Engineer

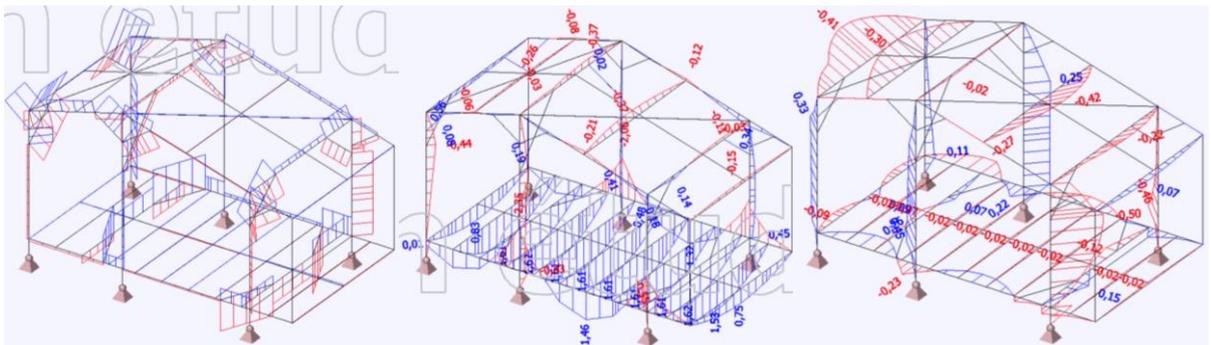


Figure 69 : Efforts intérieurs (M_x , M_y et M_z) en [kipft], logiciel Scia Engineer

Pour les combinaisons de charges sous le cas de vent 9 (direction vent vers la petite face), tous les éléments ont une résistance suffisante ; la valeur du contrôle de section reste partout en-dessous de 1.00. C'est donc le cas de vent 5 (vent dans la direction de la grande face) qui est déterminant.

2.7.2.3 Vent de 110 km/h

Pour un vent de 110 km/h, la première panne en Z ne passe pas. La valeur de contrôle est de 1.12 (>1.00) pour la combinaison de charge 1.2D + 1L + 1W5. Pour cette combinaison de charge, la troisième

panne en Z passe de justesse les vérifications avec une valeur de contrôle de section de 1.00. Par contre, cette panne (troisième poutre en Z de la toiture) ne passe pas les vérifications sous la combinaison 0.9D + 1W5, avec une valeur de contrôle en section de 1.06. C'est également sous la vérification de la flexion composée en compression que cet élément ne passe pas (idem que pour la première panne en Z).

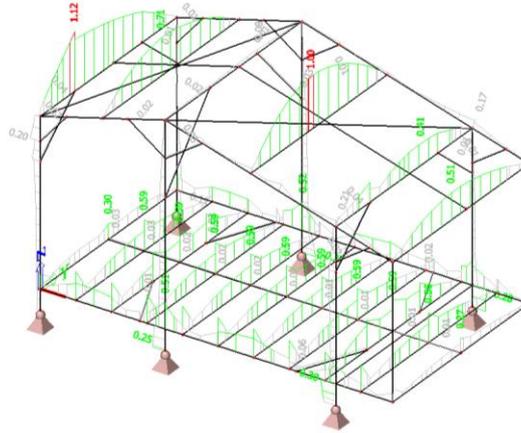


Figure 70 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(110), logiciel Scia Engineer

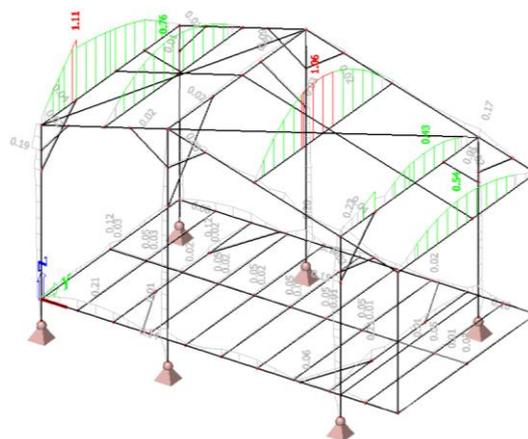


Figure 71 : Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(110), logiciel Scia Engineer

2.7.2.4 Câbles de contreventement

Les câbles de contreventement sous la toiture de diamètre 4 mm (0.157 inch) ne reprennent que des efforts de traction.

Une vérification de ces éléments est effectuée à la main, selon la norme AISC 360-10 [44].

L'effort de traction le plus important est celui se produisant sous la combinaison de charge 1.2D + 1L + 1W5. Il s'élève à +0.03 [kip]

$$P_u = +0.003 \text{ [kip]}$$

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

Avec :

- F_y : limite élastique = 35.53 [ksi] (245 [Mpa])
- A_g : aire de la section = 0.019 [inch²] (12.6 [mm²])

$$n = \frac{P_u}{\phi_t \cdot P_n} = 0.044 < 1.00$$

Avec :

- Φ_t : facteur de résistance pour la traction = 0.90

Les câbles de contreventement sont suffisamment résistants pour faire face à la traction que les combinaisons de charges engendrent, la valeur de contrôle en section étant largement inférieure à 1.00.

2.7.2.5 Conclusion sur les éléments de la toiture

Les éléments de la toiture les plus critiques sont les poutres en Z10015. La poutre centrale de section non standard, bien plus robuste que les poutres en Z ne pose pas de problème et semble même surdimensionnée. Jusqu'à un vent de 100 km/h, tous les éléments structuraux ont une résistance suffisante.

La première poutre qui ne passe plus les vérifications est la première panne en Z de la toiture qui, pour une vitesse de vent de 105 km/h, ne passe plus les vérifications sous la combinaison de charges 1.2D + 1L + 1W avec le cas de vent 5.

La deuxième poutre à ne pas avoir une valeur de contrôle en section suffisante (>1.00) est la troisième panne en Z pour un vent de 110 km/h, seulement de 5 km/h plus fort que pour l'endommagement de la première panne.

Le troisième élément qui sera défaillant est la deuxième panne en Z. Si nous laissons dans le modèle la première panne en Z qui, à partir d'une vitesse de vent de 105 km/h, a un facteur $n > 1$, cette deuxième panne en Z ne passera plus les vérifications à partir d'un vent de vitesse 120 km/h. Un modèle a été créé avec un vent de 110 km/h en supprimant la première poutre en Z (qui ne passe plus les vérifications). Dans ce cas la deuxième panne en Z, qui doit alors reprendre les dépressions de la toiture dues au vent sans aide de la première panne ne passe directement plus les vérifications. Ce modèle ne correspond pas à la réalité car, bien que la première panne en Z ne passe pas les vérifications, cela ne signifie pas nécessairement qu'elle soit cassée et peut tout de même reprendre certains efforts.

Il ne s'agit donc pas d'un seul élément de la structure qui n'a pas une résistance suffisante pour une vitesse de vent beaucoup plus faible que la vitesse à laquelle d'autres éléments ne résisteraient plus. En effet, plusieurs éléments deviennent trop faibles sous des vitesses de vent relativement proches. La structure a ainsi été bien conçue ; elle ne compte pas un élément particulièrement plus critique que les autres. Par contre une section est critique. En effet, ce sont tous les éléments de la structure de section Z10015 qui vont faillir en premier. Une optimisation de cette section doit être envisagée pour un projet futur de reconstruction dans une région à typhons, similaire au Delta du Mékong, de façon à ce que la structure globale puisse résister à des vents ayant une vitesse supérieure à 100 km/h.

2.7.3 Appuis de déversement des pannes

Les pannes en Z et la poutre centrale sont attachées à la toiture par un système de cliplock. Ceci peut être modélisé dans le logiciel Scia Engineer comme des appuis de déversement. Ils seront donc introduits dans le modèle, afin de voir leur effet sur la résistance des éléments.

Les cliplocks sont présents toutes les deux ondulations de la tôle. Une ondulation a une longueur de 20 cm. Dans le modèle, des fixations contre le déversement sont modélisées comme des appuis tous les 40 cm.



Figure 72 : Cliplock : Lien tôle de la toiture avec panne en Z

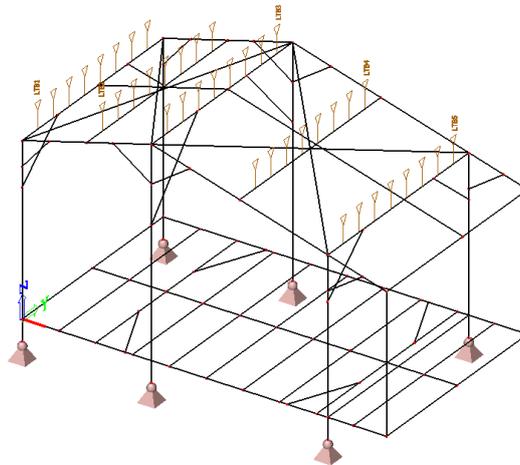


Figure 73 : Modèle avec appuis au déversement, logiciel Scia Engineer

2.7.3.1 Vent de 110 km/h

Dans le modèle sans les appuis de déversement, la valeur de contrôle pour la première panne en Z, la plus critique, s'élève à 1.12 pour la combinaison 1. 2D + 1L + 1W5. Le calcul est relancé lorsque la poutre est maintenue grâce aux appuis de déversement introduits dans le modèle. La valeur de contrôle de la panne la plus critique s'élève maintenant à 0.67.

Par contre la fixation contre le déversement n'a aucune influence sur les autres pannes de la toiture. En effet, elles présentent un moment M_y négatif, dû au fait que le vent exerce une dépression sur la toiture (pression négative). La fixation, modélisée par un appui sur la semelle supérieure du profilé, n'aide alors en rien à résister contre le déversement de la poutre. Ceci n'est pas le cas pour la première poutre en Z, car son moment de flexion M_y est positif.

Avec les fixations, la structure peut résister à un vent jusqu'à 110 km/h avant de contenir un élément ayant une résistance insuffisante (la troisième panne en Z).

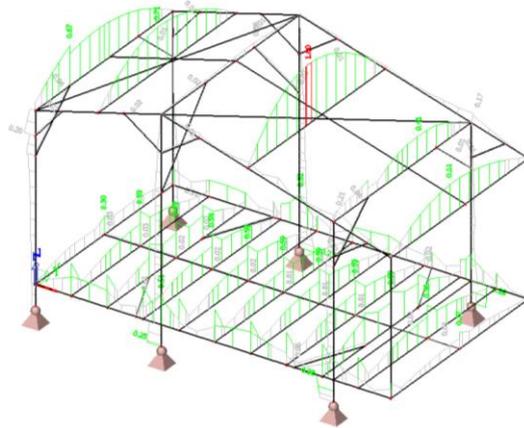


Figure 74 : Modèle avec appuis de déversement, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(110), logiciel Scia Engineer

2.7.4 Retrait d'éléments

2.7.4.1 Tiges de contreventement

Un modèle a été créé sans les 10 tiges de contreventement qui se trouvent sous le plancher et qui relient les poutres secondaires entre elles au milieu de leur longueur.

Ce sont des tiges d'acier de 1 cm de diamètre. Elles servent à contreventer les poutres secondaires, pour éviter qu'elles ne se dérobtent latéralement. Elles ont donc un rôle majeur contre le déversement des poutres.

Sans ces tiges, les poutres secondaires sont critiques pour la combinaison de charges 1.2D + 1.6L.

En effet, la résistance au déversement n'est pas suffisante sans les tiges, avec l'équation $\frac{R_u}{\phi \cdot R_n} \leq 1$ qui n'est pas satisfaite ($n = 1.28$).

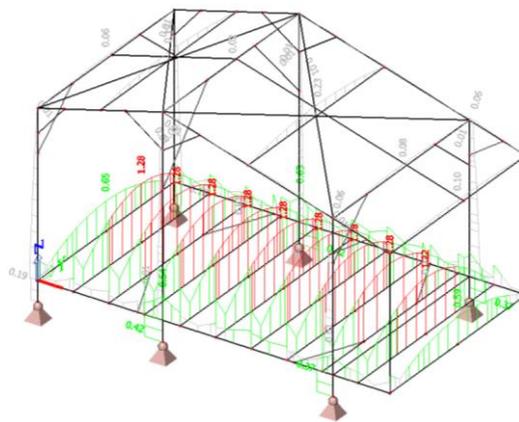


Figure 75 : Retrait des tiges, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer



Figure 76 : Tiges de contreventement

Ces tiges permettent aux poutres en C de résister au déversement, car elles sont maintenant tenues latéralement. L'inclinaison légère des tiges, tenues par deux écrous encerclant l'âme, aide également à la stabilité du plancher. Elles sont en effet accrochées au niveau supérieur de l'âme vers l'extérieur du profilé et au niveau inférieur de l'âme vers l'intérieur du profilé, ce qui permet de « retenir » la poutre si elle veut « partir vers l'avant », tel que représenté sur la figure ci-dessous.

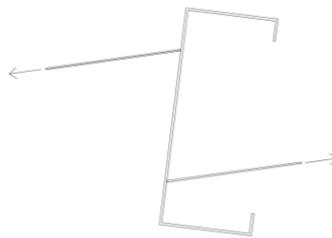


Figure 77 : Profilé tenu par les tiges

2.7.4.2 Câbles de contreventement

Un modèle sans les câbles de contreventement a été créé, afin de voir les effets de ces câbles lors des combinaisons de charges avec charges de vent.

Avec les câbles (uniquement laissés s'ils sont en traction), le facteur n (valeur de contrôle) de la première panne en Z de la toiture (élément le plus critique) est plus élevé que lorsque les câbles sont retirés (0.93 avec câbles, 0.86, sans les câbles sous la combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100)), sous les combinaisons de charges contenant le cas de vent 5. Ceci signifie que les câbles ont un effet négatif sur la résistance de certains éléments (notamment sur la première panne). Le retrait des câbles a cependant un effet négatif sur la résistance des colonnes. La flexion et la compression des colonnes sont plus importantes lorsqu'il n'y a pas les câbles de contreventement.

Sous le cas de vent 5, les câbles soulagent ainsi certains éléments de la structure, ce ne sont pas les éléments les plus déterminants. Les câbles ont par contre un effet négatif sur l'élément le plus critique de la structure, c'est-à-dire la première panne en Z. Sans les câbles, le moment maximal dans la poutre est plus faible qu'avec le câble. Le deuxième élément le plus critique (troisième panne en Z), n'est cependant pas touché par le retrait des câbles. Elle ne se trouve en effet pas sur un point d'accroche des câbles (haut des colonnes). Sans les câbles, c'est donc cette panne qui devient l'élément de la structure le plus critique avec un facteur $n > 1$ à partir d'un vent de 110 km/h.

montrent que la structure s'effondrerait sous un vent de 100 km/h dans la direction de la grande face. Le vent qui pourrait reprendre la structure sans ces barres est très faible. Ci-dessous le message que fournit le logiciel Scia Engineer après avoir effectué le calcul de la structure sans les barres de contreventement. Les valeurs de translation maximale et de rotation maximale deviennent absurdes, la structure n'est plus stable.

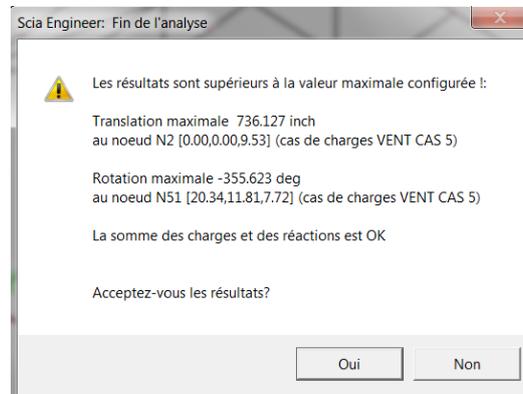


Figure 80 : Message après calcul de la structure sans les barres de contreventement, logiciel Scia Engineer

Heureusement aucun cas de retrait de toutes les barres de contreventement n'a été observé sur place.

Le retrait des deux barres centrales dans le plan YZ a été observé lors des visites des maisons. Dans le modèle, le retrait de ces barres entraîne une augmentation de la valeur de contrôle de la première panne en Z ($n = 0.99$ pour un vent de 100 km/h sur la grande face). Aucun vent plus fort ne pourra alors être appliqué sur la structure sans que cet élément devienne trop faible. La résistance de certains éléments de la structure est donc très légèrement plus faible sans ces deux barres de contreventement, mais le retrait de ces deux barres n'a pas de conséquences dramatiques sur la structure et ne met pas les personnes en trop grand danger lorsque des vents surgissent, par rapport aux maisons possédant ces deux barres de contreventement. Les déplacements et rotations restent raisonnables, la stabilité globale de la structure est maintenue.

Il n'a pas été observé sur place de retrait d'autres barres de contreventement.

2.7.4.5 Poutres secondaires

Certaines structures visitées présentaient des poutres secondaires en moins. Dans certains cas, les bénéficiaires ont retiré volontairement d'une jusqu'à quatre poutres du plancher pour les utiliser pour les constructions d'extension de leur maison.

Un modèle a été créé avec une poutre en moins. Les deux poutres de chaque côté de la poutre retirée doivent ainsi reprendre plus de charges. Leur moment augmente et passe de 2.47 [kipft] (3.35 [kNm]) à 3.61 [kipft] (4.89 [kNm]) pour les deux poutres à côté de la poutre retirée. Elles deviennent ainsi critiques sous la combinaison de charge 1.2D + 1.6L, avec une valeur de contrôle n de 1.21 pour la vérification du voilement de l'âme. Le logiciel indique une valeur de contrôle de 1.31 pour l'interaction flexion et voilement de l'âme (ce qui apparaît dans la figure ci-dessous), mais il s'agit d'une erreur du logiciel comme vu précédemment. Ces poutres sont susceptibles de casser suite au voilement de leur âme, ce qui engendrerait des charges plus importantes sur les poutres à proximité et entraînerait un effet domino, avec la rupture progressive de chaque poutre ayant à supporter des efforts de plus en plus importants.

La position la plus défavorable pour la charge ponctuelle est au milieu d'une des poutres secondaires. Les charges sont modélisées comme sur la figure ci-dessous.

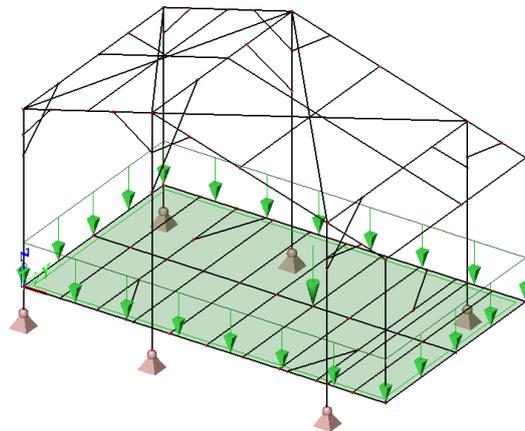


Figure 82 : Charges utiles réparties + ponctuelles, logiciel Scia Engineer

Le module acier du logiciel, qui calcule le contrôle en section, donne comme résultat une valeur de contrôle de 1.15 (> 1.00), et détermine ainsi que la résistance de la poutre n'est pas suffisante. Cependant, il s'agit de la vérification de l'interaction flexion et flambement de l'âme, qui comme nous l'avons expliqué plus haut, est calculée de manière erronée dans le logiciel Scia. La vérification la plus proche de la résistance de la poutre est le voilement de l'âme qui donne une valeur de contrôle de 0.98 (< 1.00). La poutre du plancher est donc suffisamment résistante pour supporter une charge ponctuelle de 1 [kN] en plus d'une charge répartie de 1.875 [kN/m²].

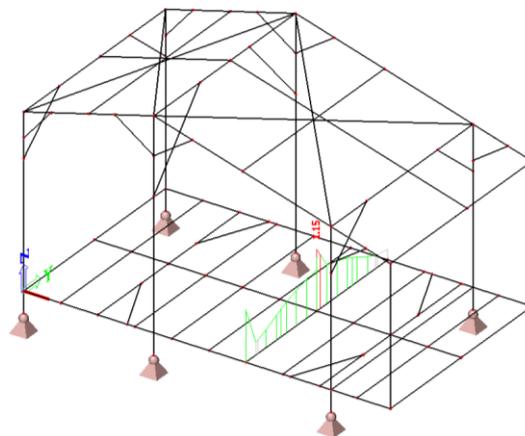


Figure 83 : Charges de 0.039 [kip/ft²] et 0.225 [kip], Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer

Avec ces hypothèses, les charges sont surestimées. La charge utile considérée initialement de 1.92 [kN/m²], obtenue selon la norme américaine, est très élevée pour ces maisons de familles pauvres au Vietnam. En effet l'estimation de la norme américaine est basée sur la charge utile que reçoivent des habitations en Amérique, où le mobilier est beaucoup plus lourd que dans ces petites maisons au Vietnam habitées par des familles démunies. Les poutres du plancher sont donc initialement dimensionnées de manière à reprendre des charges sans doute plus élevées que ce qu'elles devront supporter dans la réalité. Si elles restent intactes, c'est-à-dire sans être affaiblie par la corrosion, elles n'auront pas de problèmes de flambement.

2.7.6 Modèle avec sections corrodées

La partie inférieure des structures est la plus sensible à la corrosion, à cause des crues qui atteignent la partie au-dessus du sol des pieux et le bas des colonnes.

Le bas des colonnes (290 mm de l'extrémité de la colonne jusqu'à la semelle inférieure des poutres) est sujet à la corrosion dans beaucoup de maisons, particulièrement dans la province de Kien Giang où le climat est plus agressif. Un modèle a été créé avec une épaisseur réduite des colonnes à cet endroit. L'épaisseur théorique est de 1.9 mm. L'épaisseur du bas des colonnes introduites dans le modèle est de 1.2 mm. La valeur de contrôle n donne une valeur de 0.8 pour le bas des colonnes centrales sous la combinaison 1.2D + 1.6L. Cette valeur était de 0.42 pour le modèle avec l'épaisseur de la section non diminuée. Cette valeur est obtenue pour la vérification à la flexion composée en compression, qui est la plus critique pour cet élément. Même avec une épaisseur de la section fortement diminuée, ce qui correspondrait à une section très endommagée par la corrosion, le bas de la colonne a une résistance suffisante et la structure ne présente pas un risque d'effondrement.

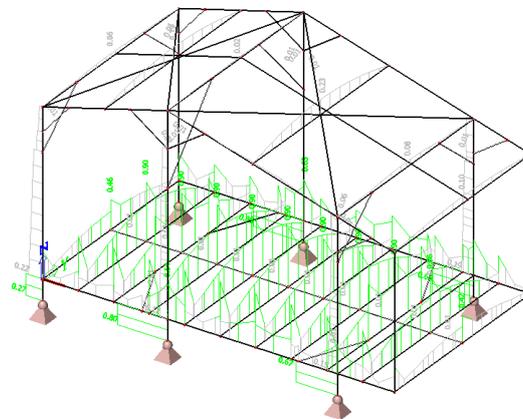


Figure 84 : Bas des colonnes corrodés, Contrôle LFRD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer

Dans beaucoup de maisons visitées, particulièrement dans la province de Kien Giang, les poutres du plancher présentaient des grandes traces de corrosion. Parfois même la semelle inférieure de certains éléments avait été complètement rongée. Il s'agit surtout des poutres situées à l'extrémité de la structure, c'est-à-dire les 2 poutres principales longues, et les 2-3 premières poutres secondaires aux deux extrémités. Les poutres centrales étant mieux protégées contre l'eau et contre le sel transporté par le vent sont généralement dans un meilleur état.

Un modèle a été créé où les sections des deux poutres principales ainsi que celles des quatre poutres secondaires les plus à l'extérieur (deux de chaque côté) ont été modélisées sans la semelle inférieure.

Sous la combinaison de charge 1.2D + 1.6L, les poutres de section affaiblies ne satisfont plus les vérifications, avec une valeur de contrôle en section $n > 1$. Les poutres secondaires ont alors une résistance au déversement insuffisante. Les deux poutres principales ont une résistance à la flexion et au déversement insuffisante. Nous comprenons donc que beaucoup de bénéficiaires des maisons des communes de Kien Giang construites en 2002 dans un environnement très corrosif ont décidé de retirer les poutres du plancher, qui présentaient sans doute une résistance insuffisante et n'assuraient plus de supporter correctement le plancher.

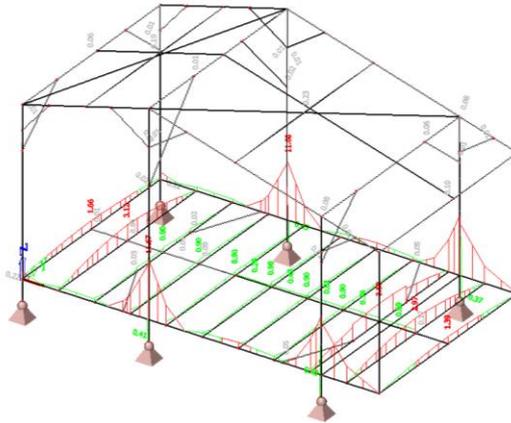


Figure 85 : Semelles inférieures poutres corrodées, Contrôle LFRD, combinaison linéaire 1.2D + 1.6L, logiciel Scia Engineer

Sous les combinaisons de charges contenant les charges de vent, la stabilité et la résistance globale de la structure ne se trouvent pas fortement entravées par l'affaiblissement des sections des poutres composant le plancher.

2.7.7 Modèle sans le plancher

Dans une des communes de Kien Giang, la commune Phu My, les maisons ont été fournies par la Croix-Rouge en 2002. Il s'agit de la première phase de reconstruction. Les maisons étaient construites alors avec seulement 9 poutres secondaires supportant le plancher. Dans cette commune, quatre des cinq maisons visitées ont été modifiées. Les poutres du plancher ont été retirées et le plancher se trouve à même le sol. Il ne s'agit plus de maisons sur pilotis. Cette commune est la seule commune visitée où les constructions ont été réalisées durant la première phase de reconstruction. Il est très probable que dans les autres communes bénéficiaires des maisons en 2002, les maisons se sont également vu retirer leur plancher. Il s'agit de 500 maisons construites en 2002.

Un modèle a été créé sans les poutres du plancher. La stabilité globale de la structure est alors menacée. Sous les combinaisons de charges contenant le cas de vent 5 (vent exerçant une pression sur la grande face), même avec un vent de 100 km/h certains éléments de la toiture ont une valeur de contrôle de section n plus grande que 1, leur résistance est donc insuffisante. Il s'agit des pannes en Z. Les maisons dont les poutres du plancher ont été retirées sont donc critiques lorsqu'un vent relativement fort se lève. Ces maisons peuvent résister à un vent plus faible, sous 100 km/h. Les colonnes, bien que leur résistance reste suffisante ont une valeur de contrôle n plus élevée que lorsque la structure contient les poutres du plancher. En effet, leur résistance au flambement, avec déversement diminue.

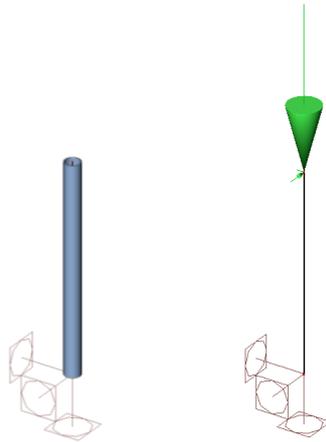


Figure 87 : Modélisation du pieu, de différentes longueurs, avec charges appliquées, logiciel Scia Engineer

Les forces de réactions les plus élevées sous un vent de 100 km/h ont été introduites dans le modèle et le module acier donne une valeur de contrôle n bien inférieure à 1 ($n = 0.31$), même avec une hauteur de pieux de 1 m. Même avec les forces de réactions provoquées par un vent de 140 [km/h], la valeur de contrôle n reste inférieure à 1. La résistance des pieux est donc largement suffisante, même si ceux-ci ont une longueur de 1 m au-dessus de la terre, pour autant qu'ils soient suffisamment bien encastrés dans le sol.

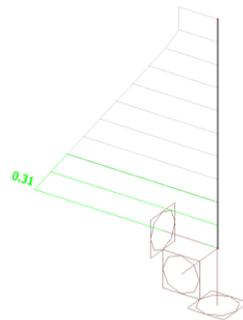


Figure 88 : Pieu de 1m, Contrôle LRFD, Réactions d'appui sous $1.2D + 1L + 1W5(100)$, logiciel Scia Engineer

La réaction d'appui dans l'axe vertical de la colonne de gauche, sous la combinaison $0.9D + 1W5$, est positive. Cela signifie que le pieu doit reprendre de la traction. Pour un vent de 100 [km/h], la réaction vaut -0.05 [kip] (0.222 [kN]).

Nous n'avons pas réussi à retrouver les caractéristiques des pieux de l'entreprise IEC qui les a fournis pour les reconstructions de la Croix-Rouge suisse dans le Delta du Mékong. Nous avons dès lors regardé les caractéristiques des pieux équivalents que fabrique l'entreprise Techno Pieux. Pour un pieu de diamètre de 88.9 mm, la capacité portante maximale en traction vaut 105 kN lorsqu'il est enfoncé à la profondeur prévue.

Nous voyons donc qu'il n'y aura pas de problème d'arrachement de pieux hors de la terre, les charges provoquant essentiellement des efforts de compression dans les pieux. Pour les combinaisons qui engendrent de la traction dans les pieux, cette traction reste très faible et bien inférieure à la capacité portante en traction des pieux.

Modèle Techno Pieux	Type de projet	Capacité portante maximale en compression ^{1,2,3,4}				Capacité portante en cisaillement ⁵		Résistance en flexion	
		ÉLS		ELU		ÉLS		ÉLU	
		(lb)	(kN)	(lb)	(kN)	(lb)	(kN)	(lb-pi)	(kN-m)
P1 (Ø ext. 48,3mm / 1,9 po)	Résidentiel léger (terrasse, penon, patio, etc.)	6800	30,2	9520	42,3	225	1,0	1010	1,4
P2 (Ø ext. 60,3mm / 2,4 po)	Résidentiel moyen et commercial léger (abri d'auto, véranda, agrandissement d'un étage, passerelle, etc.)	9600	42,7	13440	59,8	450	2,0	1785	2,4
P3 (Ø ext. 88,9mm / 3,5 po)	Résidentiel lourd, commercial et industriel léger à moyen (chalet, maison mobile, agrandissement deux étages, soutènement de fondations, cabanon, passerelle, etc.)	33750	150,1	47250	210,2	2250	10,0	6454	8,8
P4 (Ø ext. 101,6mm / 4,0 po)	Résidentiel lourd, commercial et industriel léger à moyen (chalet, maison mobile, colonne de support, soutènement de fondations, passerelle, etc.)	45000	200,2	63000	280,2	2700	12,0	9411	12,8
P3-HD (Ø ext. 88,9mm / 3,5 po)	Résidentiel lourd, commercial et industriel léger à moyen (colonne de support, soutènement de fondations, etc.)	50625	225,2	70875	315,3	2250	10,0	9057	12,3
P4-HD (Ø ext. 101,6mm / 4,0 po)	Résidentiel lourd, commercial et industriel léger à moyen (colonne de support, soutènement de fondations, etc.)	50625	225,2	70875	315,3	2700	12,0	13394	18,2
P5 (Ø ext. 141,3mm / 5,6 po)	Résidentiel lourd, commercial et industriel léger à lourd (chalet, maison mobile, colonne de support, enseigne, lampadaire, soutènement de fondations, passerelle, etc.)	50625	225,2	70875	315,3	4500	20,0	21316	28,9
P6 (Ø ext. 168,3mm / 6,6 po)	Résidentiel lourd, commercial et industriel léger à lourd (chalet, maison mobile, colonne de support, enseigne, lampadaire, soutènement de fondations, passerelle, etc.)	50625	225,2	70875	315,3	6750	30,0	33876	45,9

Notes :

- La capacité portante maximale en traction peut être obtenue, de manière conservatrice, en divisant par deux les valeurs de capacité portante en compression présentées dans le tableau de sélection.
- Les charges maximales en compression (ÉLS) présentées dans le tableau de sélection permettent de limiter les tassements à 12 mm (1/2 po).
- La capacité portante maximale en compression (ÉLS) est déterminée par le couple d'enfoncement maximum fourni par l'équipement d'installation (voir les spécifications des équipements d'installation).
- Lorsque le pieu est non-retenu latéralement (sols très lâche/mou, sols liquéfiables, eau et air), la résistance structurale du pieu doit être validée par le département technique de Techno Pieux.
- Les valeurs de capacité portante en cisaillement sont des valeurs moyennes et peuvent être modifiées, en plus ou en moins, selon les caractéristiques des sols en place.

Tableau 38 : Tableau de sélection, Techno Pieux [45]

2.8 Analyse des déplacements de la structure

2.8.1 Analyse non-linéaire

La principale différence entre un calcul linéaire et non-linéaire est que le calcul non-linéaire donne les résultats des déformations et des forces internes pour lesquelles les conditions d'équilibre sont satisfaites sur la structure déformée. Avec le logiciel Scia Engineer, il est possible de procéder à un calcul statique non-linéaire afin de comparer les résultats avec le calcul statique linéaire sous les mêmes charges. Ceci permet d'évaluer l'effet de la non-linéarité sur le comportement de la structure.

Le calcul non-linéaire dans Scia Engineer est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les conditions d'équilibre sont satisfaites pour la déformée de la structure
- L'effet des forces axiales sur la rigidité en flexion des poutres est pris en compte
- Les appuis non-linéaires sont pris en compte
- Les matériaux de la structure sont considérés comme linéaire élastique.

Le calcul non-linéaire est particulièrement important pour les problèmes suivants :

- Structures suspendues (système de câbles)

- Éléments minces avec des imperfections et éléments minces en tenant compte du flambement

Dans le cas de nos reconstructions post-catastrophe au Vietnam, il s'agit de structures formées par des éléments minces. La prise en compte du flambage des éléments est nécessaire.

Il aurait été intéressant de lancer un calcul non-linéaire du modèle Scia notamment pour introduire dans le calcul des courbures initiales de certains éléments, selon les données de flambement par exemple, ou pour introduire des courbures simples. Il est également possible avec le logiciel Scia Engineer de tenir compte d'imperfections globales en introduisant des inclinaisons simples, des fonctions d'inclinaisons, ou de tenir compte de déformations à partir d'un cas de charge. Nous aurions pu entrer l'inclinaison des colonnes (linéaire, de quelques centimètres par mètre) mesurée sur place. La non-linéarité des barres aurait également pu être prise en considération dans le calcul, en spécifiant que les câbles ne peuvent reprendre que de la traction. Malheureusement le calcul non-linéaire ne peut pas s'effectuer sur notre modèle. En effet, certains éléments formant la structure sont trop souples et les messages d'erreur suivants apparaissent après quelques minutes de calculs :

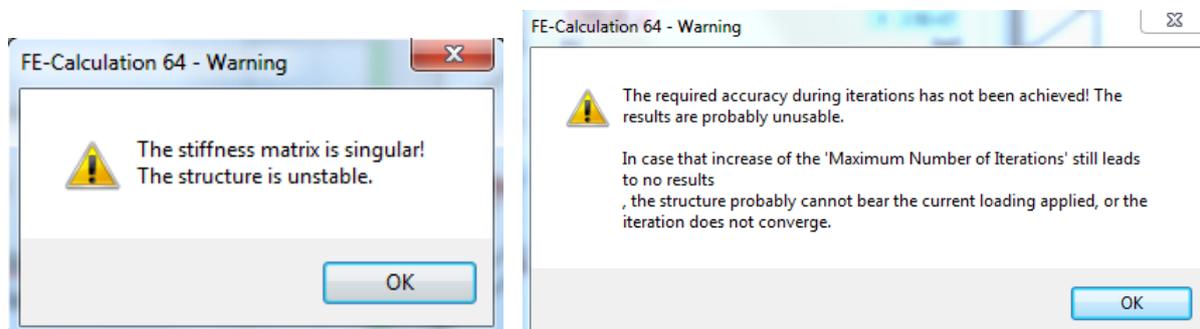


Figure 89 : Messages d'erreur, calcul non-linéaire, logiciel Scia Engineer

Même si toutes les rotules sont supprimées, et que les connexions deviennent ainsi toutes des encastremements purs, le calcul non-linéaire n'est pas possible : les éléments sont trop minces et élancés. La structure reste encore trop souple.

Dans une aide du logiciel Scia Engineer [46], sur le calcul non-linéaire et la stabilité, un paragraphe « troubleshooting » permet de comprendre pourquoi ces messages d'erreur apparaissent en expliquant les causes possibles pour lesquelles le logiciel ne peut pas procéder au calcul non-linéaire. Dans notre modèle, l'instabilité est certainement causée par les propriétés des petites sections des sections transversales entrées manuellement. Dans de nombreux cas, la résistance à la torsion I_t est trop faible.

Un modèle a été créé en remplaçant les sections entrées à la main (sections non standards, colonnes, poutre centrale de la toiture et pannes en Z) par des sections standards en C d'une épaisseur de 1.9mm prédéfinies dans le logiciel. Le logiciel arrive alors à faire le calcul non-linéaire. Le problème vient donc bien de la trop grande souplesse de la structure, ce n'est pas une erreur dans le modèle.

2.8.1.1 Modèle avec sections standards

Pour pouvoir effectuer un calcul non-linéaire avec le logiciel Scia Engineer, il faut donc éviter les sections introduites manuellement. Un modèle est créé en remplaçant les colonnes et pannes en Z avec raidisseur (sections non standards introduites manuellement), par des sections en C prédéfinies, dont les inerties sont proches des inerties des sections réelles.

Les colonnes sont remplacées par des sections en C15019. L'inertie en y est similaire.

Elément	Inertie I_y [inch ⁴]
Colonne 132x132x1.9	4.713
C15019	4.804

Les pannes en Z10015 sont remplacées par des pannes de section en C, de manière à garder des inerties similaires, et aussi à permettre au logiciel de faire un calcul non-linéaire. Avec des sections en C10015, les inerties sont relativement similaires, mais la section est trop faible et le logiciel ne parvient pas à faire un calcul non-linéaire (sous les combinaisons avec des charges correspondantes à une vitesse de vent de 100 km/h). Même en supprimant toutes les charges de vent, avec comme seules charges dans la combinaison non-linéaire les charges permanentes et utiles, le calcul ne parvient pas à être effectué.

Elément	Inertie I_y [inch ⁴]
Z10015	1.438
C10015	1.271

Nous devons donc aussi remplacer les pannes en Z10015 par des C15019 pour que le logiciel Scia Engineer puisse effectuer le calcul non-linéaire. L'inertie est alors beaucoup plus importante dans cette nouvelle section et il serait faux de regarder les résultats non-linéaires de ce nouveau modèle en considérant qu'ils se rapprochent de ce que subit la structure réelle. Nous voyons donc qu'il est impossible d'effectuer un calcul non-linéaire sur la modélisation de la structure réelle nous permettant de tirer directement des conclusions pertinentes de cette analyse.

Nous allons donc créer un modèle comportant uniquement des sections en C de manière à pouvoir réaliser un calcul non-linéaire avec le logiciel Scia Engineer. Nous comparerons ensuite les résultats des calculs statiques linéaire et non-linéaire obtenus par le logiciel. Nous pourrions alors prédire ce qu'aurait donné un calcul non-linéaire pour la modélisation de la structure réelle.

Nous avons déjà remarqué que pour pouvoir effectuer un calcul non-linéaire sur notre structure, il est nécessaire que :

- Les sections ne soient pas être entrées manuellement. Le calcul n'est pas possible lorsque des sections en Z sont entrées manuellement. Tous les profilés sont donc réalisés avec des sections en C prédéfinies ;
- Les sections doivent être de dimensions suffisamment grandes et suffisamment épaisses afin que le calcul non-linéaire puisse être effectué ;
- Les poutres du plancher soient au minimum des sections C15019. Avec des sections C15015 (comme c'est le cas en réalité), le logiciel ne parvient pas à faire le calcul non-linéaire des combinaisons comportant les charges utiles (charges réparties sur le plancher) ;
- Tous les éléments admis rectilignes (aucune imperfection initiale).

Nous pouvons imaginer une structure comportant très peu de sections différentes. Une structure comportant uniquement des profilés en C15019 est imaginable.

Le calcul non-linéaire peut être réalisé avec les combinaisons comportant les charges de vent. Le calcul non-linéaire sous une vitesse de vent de 100 km/h donne des résultats (efforts dans les éléments) similaires au calcul statique linéaire du même modèle sous les mêmes charges.

Pour un vent de plus de 110 km/h, le logiciel ne parvient plus à effectuer le calcul non-linéaire.

Le déplacement maximal admissible pour les poteaux est de $h/150$, selon l'Eurocode 3. Le calcul non-linéaire sous une charge de vent de vitesse 100 km/h donne un déplacement de 1.45 [inch] (36.8 [mm]) pour la troisième colonne. La valeur du déplacement est légèrement supérieure à celle du calcul linéaire, qui donne alors comme déplacement 1,21 [inch] (30.7 [mm]). L'augmentation du déplacement entre le calcul linéaire et non-linéaire est de 19%. La colonne concernée a une longueur de 3009 [mm].

La limite de la flèche horizontale vaut $u_{max} = h/150 = 20.1$ [mm].

L'état limite de service doit être considéré pour la vérification des déplacements maximaux. La flèche à considérer pour l'ELS correspond à environ 60% de la flèche obtenue grâce au logiciel Scia sous la combinaison ELU. La structure soumise à un vent de 100 km/h ne satisfait pas le critère de la flèche maximale :

$$u = 60\% \cdot 36.8 \text{ [mm]} = 22.1 \text{ [mm]} > u_{max} = 20.1 \text{ [mm]} \rightarrow KO!$$

La structure subit de trop grandes déformations.

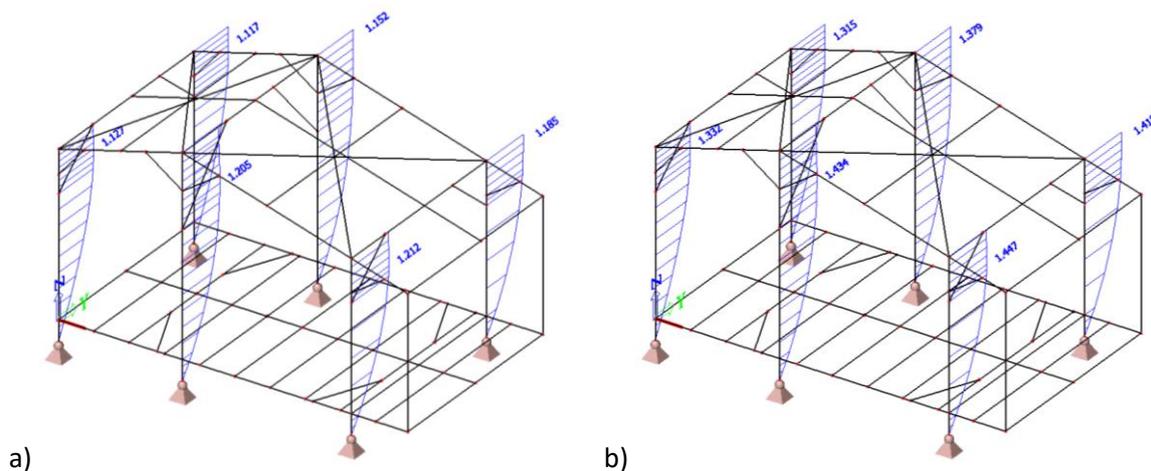


Figure 90 : Modèle C15019, Déformée des colonnes, valeurs u_y du déplacement du haut des colonnes [inch], combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100) a) calcul linéaire b) calcul non-linéaire, logiciel Scia Engineer

Le déplacement maximal des colonnes pour la structure réelle sous un calcul linéaire vaut 1.917 [inch] (48.7 [mm]). Cela représente un déplacement de 58% supplémentaire par rapport au modèle avec uniquement des sections en C15019.

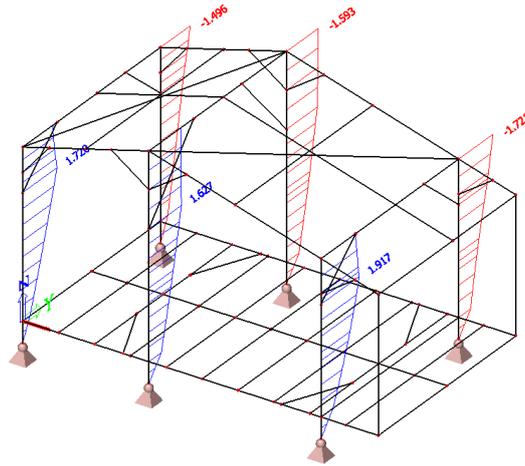


Figure 91 : Modèle réel, Déformée des colonnes, valeurs u_y du déplacement du haut des colonnes [inch], combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100), logiciel Scia Engineer

Etant donné qu'il est impossible de procéder au calcul non-linéaire de la structure réelle, nous allons ajouter le même pourcentage d'augmentation du déplacement que pour le modèle C15019 entre le calcul linéaire et non-linéaire. Le calcul non-linéaire donne une valeur de déplacement 19% supérieure au calcul linéaire. Pour la structure réelle, nous pouvons donc admettre qu'un calcul non-linéaire donnerait un déplacement maximal des colonnes de :

$$u_{max} = 1.919 + (19\% \cdot 1.919) = 2.283 \text{ [inch]} \text{ (58 [mm])}$$

La vérification à l'état limite en service n'est pas satisfaite : la flèche dépasse largement la valeur du déplacement maximal que préconise la norme américaine :

$$u = 60\% \cdot 58 \text{ [mm]} = 34.8 \text{ [mm]} > u_{max} = 20.1 \text{ [mm]} \rightarrow KO!$$

L'état limite en service, qui consiste à vérifier la compatibilité de la déformation élastique avec le fonctionnement n'est pas satisfaite. Le déplacement en tête de colonnes sous charge de vent de 100 [km/h] dépasse le critère. La structure, réalisée en éléments minces, n'est pas assez rigide, ce qui entraîne de trop grands déplacements. Cependant, le déplacement reste « admissible », la structure ne s'effondre pas.

2.8.1.2 Modélisation des tôles

La modélisation de la structure, avec pour seuls éléments les profilés en acier, est une simplification qui ne tient pas en compte de la rigidité que l'enveloppe du bâtiment peut apporter à la structure. En effet, les murs en tôles ondulées ou en planches en bois, le plancher ainsi que la toiture apportent une certaine rigidité supplémentaire à la structure. Bien que ces éléments n'apportent pas de réel gain de résistance, ils vont aider la structure à ne pas trop se déformer sous les charges du vent.

Nous allons réaliser deux modélisations des tôles qui couvriront les 4 façades et les 2 parties de la toiture.

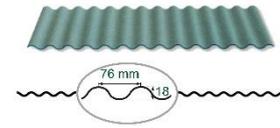
- Plaques isotropes
- Plaques orthotropes

Les plaques isotropes insérées représentent des tôles en acier plates, alors que les plaques orthotropes représentent des tôles ondulées comme c'est le cas en réalité. La modélisation des tôles ondulées est réalisée grâce au calcul des propriétés orthotropes équivalentes des tôles ondulées, fournies dans l'Eurocode 3 Partie 4-1 [47].

Nous supposons que les tôles ont une épaisseur de 0.75 mm (= 0.0295 inch).

Les tôles ondulées ont les caractéristiques suivantes :

- $d = 18 \text{ mm} (= 0.7087 \text{ inch})$ Amplitude de la crête
- $l = 76 \text{ mm} (= 3.0709 \text{ inch})$ Longueur d'onde de l'ondulation



Les caractéristiques de l'acier des tôles sont les suivantes :

- $E = 205'000 \text{ MPa} (= 29'733 \text{ ksi})$ Module de Young
- $\nu = 0.3$ Coefficient de poisson
- $G = 78'846 \text{ MPa} (= 11'436 \text{ ksi})$ Module de cisaillement

Les propriétés orthotropes équivalentes des tôles ondulées sont calculées selon l'Eurocode 3.

Les caractéristiques de membranes équivalentes (rigidités de membrane) sont prises égales aux valeurs suivantes :

$$C_x = E \cdot t_x = E \cdot \frac{2 \cdot t^3}{3 \cdot d^2} = 1.016 \left[\frac{\text{kip}}{\text{inch}} \right]$$

$$C_y = E \cdot t_y = E \cdot t \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot d^2}{4 \cdot l^2} \right) = 999.46 \left[\frac{\text{kip}}{\text{inch}} \right]$$

$$G_{xy} = G \cdot t_{xy} = \frac{G \cdot t}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot d^2}{4 \cdot l^2} \right)} = 296.63 \left[\frac{\text{kip}}{\text{inch}} \right]$$

Où :

- t_x : épaisseur équivalente pour les forces de membrane de caractéristique équivalente répartie perpendiculairement aux ondulations
- t_y : épaisseur équivalente pour les forces de membrane de caractéristique équivalente répartie parallèlement aux ondulations
- t_{xy} : épaisseur équivalente pour les efforts tranchants de membrane de caractéristique équivalente répartie

Les caractéristiques de flexion équivalentes (rigidités de flexion) sont définies en fonction de la rigidité de flexion pour les moments provoquant une flexion dans ce sens, et sont prises égales aux valeurs suivantes :

$$D_x = E \cdot I_x \text{ par unité de largeur} = \frac{E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\pi^2 \cdot d^2}{4 \cdot l^2} \right)} = 0.0616 \text{ [kipinch]}$$

$$D_y = E \cdot I_y \text{ par unité de largeur} = 0.13 \cdot E \cdot t \cdot d^2 = 57.32 \text{ [kipinch]}$$

$$D_{xy} = G \cdot I_{xy} \text{ par unité de largeur} = \frac{G \cdot t^3}{12} \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot d^2}{4 \cdot l^2} \right) = 0.02793 \text{ [kipinch]}$$

Où :

- I_x : moment d'inertie de flexion équivalent pour la flexion de caractéristique équivalente répartie perpendiculairement aux ondulations, par unité de largeur
- I_y : moment d'inertie de flexion équivalent pour la flexion de caractéristique équivalente répartie parallèlement aux ondulations, par unité de largeur

- I_{xy} : moment d'inertie de flexion équivalent pour la torsion par unité de largeur

Les valeurs entrées dans le logiciel Scia Engineer pour la modélisation des tôles ondulées, comme plaques orthotropes, se trouvent sur l'image ci-dessous :

Nom	Tôle ondulée
Type d'orthotropie	Standard
Epaisseur dalle/mur [inch]	0.030
Matériau	A572 grade 65
D11 [kip/inch]	0.0616
D22 [kip/inch]	57.3180
D12 [kip/inch]	0.0616
D33 [kip/inch]	0.0140
D44 [kip/inch]	281.3938
D55 [kip/inch]	281.3938
d11 [kip/inch]	1.0162
d22 [kip/inch]	999.4600
d12 [kip/inch]	1.0162
d33 [kip/inch]	296.6270
Rigidité torsionnelle pour Dalle Préfab	
K xy [kip/inch]	5.7101
K yx [kip/inch]	5.7101



D11=... d11=...

D22=... d22=...

D12=... d12=...

D33=... d33=...

D44=... d44=...

D55=... d55=...

Figure 92 : Valeurs des paramètres pour dalles orthotropes, logiciel Scia Engineer

En réalité, ceci est le cas uniquement pour les tôles ondulées des murs. La toiture est en effet faite en tôles profilées, de Lysaght Klip-Lock® [3].

2.8.1.2.1 Modèle C15019

La déformée des colonnes sous la combinaison la plus défavorable donne les résultats suivants pour un calcul statique linéaire et non-linéaire, et pour la modélisation de tôles plates et de tôles ondulées.

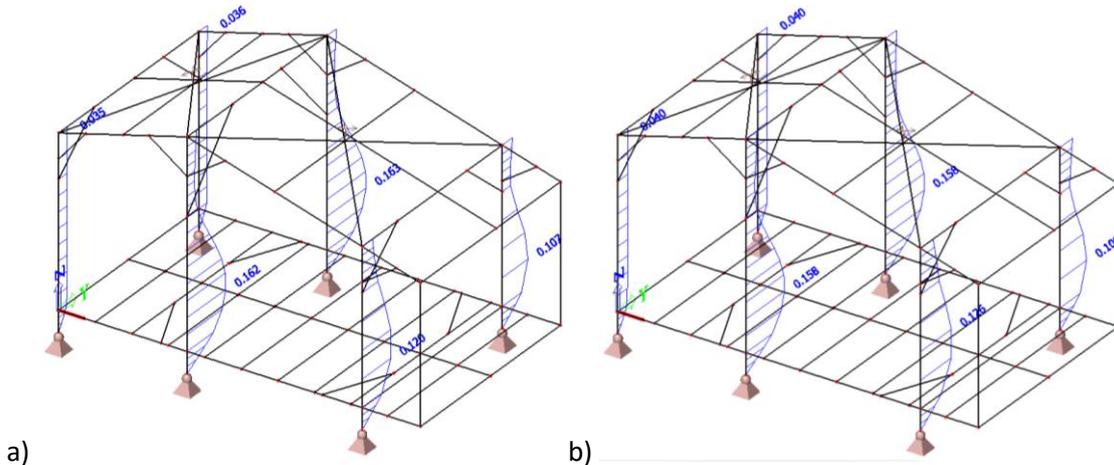


Figure 93 : Tôles plates, Déformée des colonnes, valeurs du déplacement maximal des colonnes, combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100) a) calcul linéaire b) calcul non-linéaire, logiciel Scia Engineer

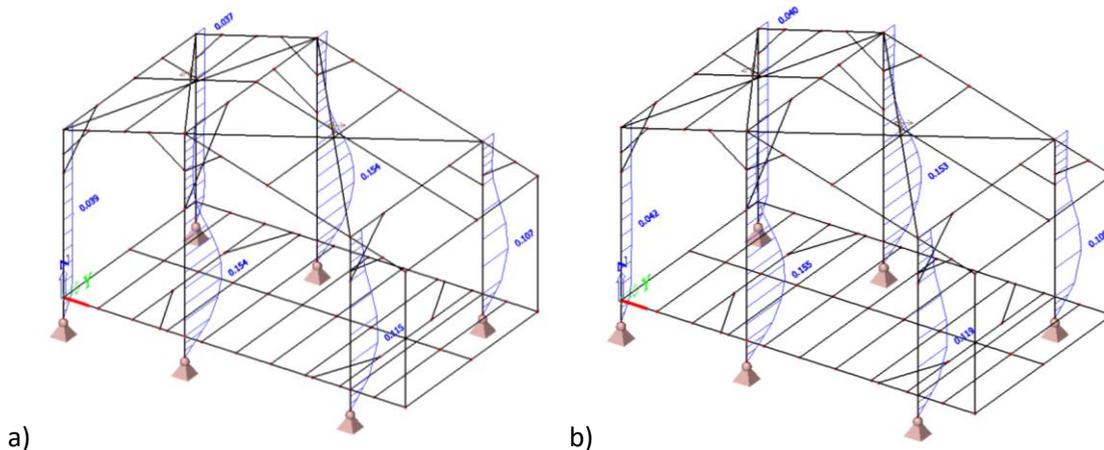


Figure 94 : Tôles ondulées, Déformée des colonnes, valeurs du déplacement maximal des colonnes, combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100) a) calcul linéaire b) calcul non-linéaire, logiciel Scia Engineer

On remarque que le déplacement des colonnes est relativement similaire pour les deux types de plaques modélisées. La tôle ondulée a en effet une rigidité dans une direction très faible (direction parallèle aux nervures), mais elle rigidifie fortement la structure dans l'autre direction. Elle possède aussi une rigidité en flexion.

Le déplacement est aussi pratiquement le même lorsqu'il est calculé par le logiciel par un calcul linéaire et non-linéaire. Ceci signifie que la non linéarité a un effet nettement moins grand sur la structure lorsqu'elle est rigidifiée par les tôles.

2.8.1.2.2 Modèle structure réelle

Nous insérons également les tôles dans le modèle de la structure réelle. Nous savons maintenant que le calcul non-linéaire n'entraînerait pas une augmentation de déformations de la structure. Les résultats du calcul statique linéaire peuvent donc être considérés comme proches de la réalité.

Nous réalisons un modèle avec tôles ondulées comme calculé précédemment.

Les résultats que nous obtenons sont cependant faussés par le fait que le logiciel insère un grand nombre de connexions au bord des tôles, comme si elles étaient clouées sur tout leur pourtour aux profilés métalliques. Ceci n'est pas le cas en réalité. Il a été observé sur place que les tôles sont clouées à des lattes en bois à l'intérieur de la structure, formant un quadrillage qui lui est attaché à certains endroits aux profilés métalliques par des cordes. Les résultats obtenus par le logiciel donnent ainsi une borne supérieure. Le voilement de la tôle n'est également pas considéré dans le calcul par éléments finis. Les résultats obtenus par le logiciel Scia Engineer sont donc trop favorables. Le déplacement réel des éléments de la structure se situerait ainsi entre le déplacement obtenu sous la modélisation de la structure sans les tôles et celui obtenu sous la modélisation avec tôles.

En réalité, certaines enveloppes de maisons ne sont pas faite en tôle mais en feuilles de palmier qui présentent une rigidité très faible en comparaison aux tôles en acier considérées. Les déplacements de la structure sont donc nettement supérieurs à ceux d'une structure enveloppée de tôle en acier. Les déplacements obtenus par la modélisation de la structure sans enveloppe peuvent donc être retenus. Ils sont les plus défavorables et seront ceux qui se rapprochent le plus des structures réelles recouvertes de feuilles de palmier, enveloppe la plus défavorable.

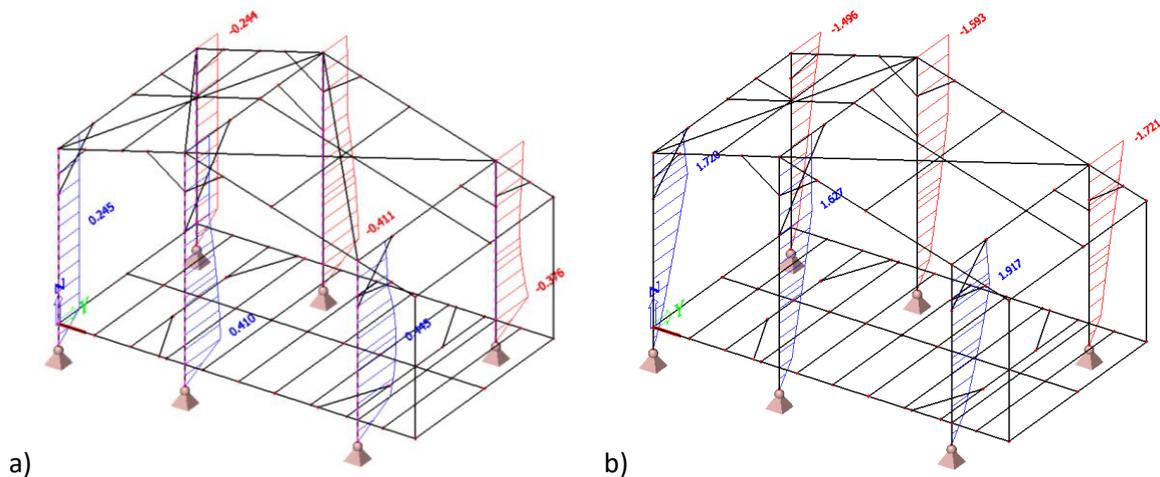


Figure 95 : Structure réelle, Déformée des colonnes, valeurs du déplacement maximal des colonnes, combinaison 1.2D + 1L + 1W5(100) a) avec tôles ondulées b) sans tôle, logiciel Scia Engineer

La différence de résultats obtenus entre le modèle sans les tôles et le modèle avec les tôles est considérable. Nous remarquons que ces tôles ondulées de 0.75 mm d'épaisseur apportent une rigidité non négligeable à la structure. Le déplacement maximal des colonnes est quatre fois plus petit en comparaison avec le déplacement des colonnes dans le modèle sans enveloppe modélisée. En réalité, l'enveloppe en tôle ondulée va apporter une rigidité à la structure et les déplacements seront diminués, mais dans une proportion moindre, notamment à cause du fait qu'en réalité la tôle n'est pas fixée de manière continue aux profilés métalliques.

2.8.2 Vérification de la tôle

La tôle ondulée arrière, qui rigidifie fortement la structure lorsqu'un vent est appliqué sur la grande face, va être analysée. Ce sont en effet les deux tôles de bord qui ont le plus grand impact sur la diminution des déplacements lors de vents. Le TGC 11 § 14.4 [48] qui traite des contreventements en tôle profilée va être utilisé.

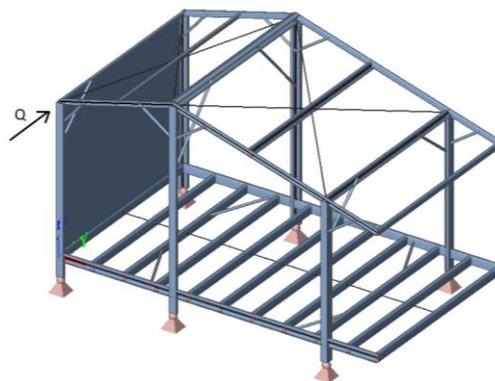


Figure 96 : Tôle arrière étudiée, logiciel Scia Engineer

Des calculs à la main, fournis en Annexe E, permettent de vérifier si le voilement se produit sous l'effort de cisaillement Q du panneau. L'effort Q correspond à la moitié de la charge de vent appliquée sur la grande face, qui sera appliquée en tête de colonne comme montré sur l'image ci-dessus.

Cet effort vaut 1.6 kN pour un vent de 100 km/h. Le détail des calculs ainsi que les formules utilisées se trouvent dans l'Annexe E.

La résistance au voilement global du panneau, dont les caractéristiques sont celles de la tôle ondulée donnée plus haut, vaut 5.7 kN.

$$Q_{w,Ed} = 1.5 \cdot 1.6 \text{ kN} = 2.4 \text{ [kN]} < V_{v,Rd} = 5.7 \text{ [kN]} \rightarrow OK!$$

La déformation en parallélogramme de la tôle due à l'effort Q est également être calculée. Elle sera ensuite comparée aux déplacements obtenus dans le modèle avec tôle du logiciel Scia Engineer.

Les nervures étant perpendiculaires à la charge Q, la flexibilité en cisaillement c du panneau vaut :

$$c_{\perp} = (c_{1.1} + c_{1.2} + c_{2.1} + c_{2.2} + c_{2.3}) \frac{b^2}{a^2} + c_3 = 0.092 \left[\frac{\text{mm}}{\text{kN}} \right]$$

La flexibilité en cisaillement c d'un panneau est l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe force-déplacement tel que montré à la figure suivante.

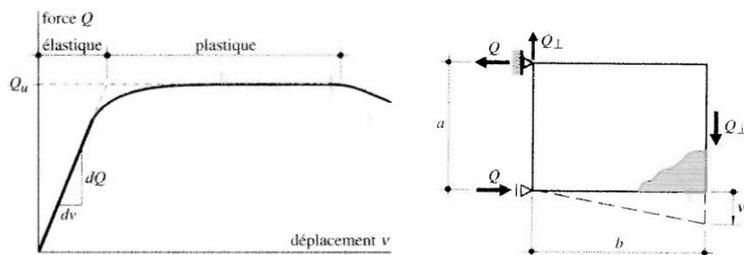


Figure 97 : Comportement d'un panneau soumis à une force de cisaillement Q, TGC 11 § 14.4

Ainsi, le déplacement v vaut :

$$v = c \cdot Q = 0.22 \text{ [mm]} (= 0.009 \text{ [inch]})$$

Cette valeur peut être comparée au résultat obtenu par le logiciel Scia Engineer. La valeur à prendre est la différence entre le déplacement du haut de la tôle et du bas de la tôle, à son extrémité. Cette valeur correspond également à la différence entre le déplacement de la colonne en haut et au niveau de la poutre du plancher, correspondant à l'extrémité de la tôle.

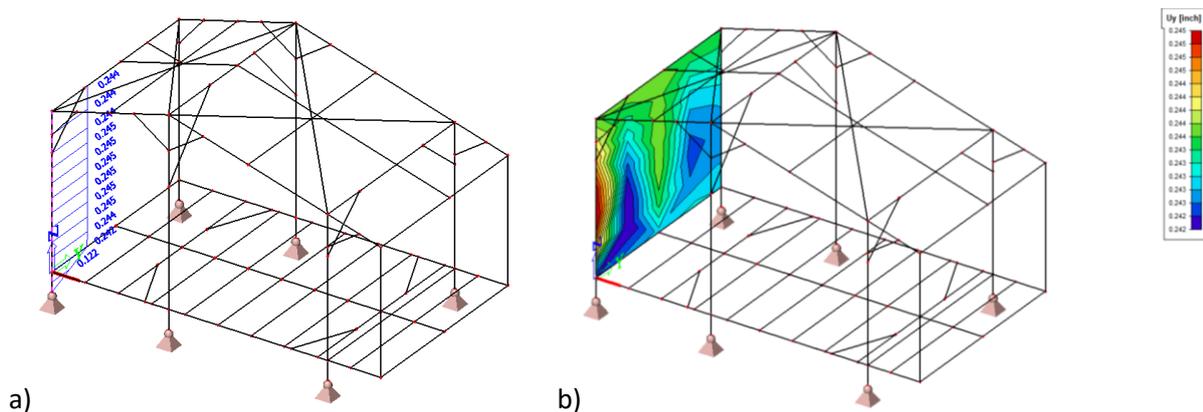


Figure 98 : Déplacement a) de la colonne b) de la plaque, Logiciel Scia Engineer

Le déplacement v vaut alors :

$$v_{Scia} = 0.244 - 0.242 = 0.002 \text{ [inch]} (= 0.051 \text{ [mm]})$$

Ce déplacement est minime. La tôle offre donc une rigidité très importante à la structure. Le calcul à la main donne un déplacement supérieur que le logiciel. Ceci peut être dû au fait que le calcul à la main ne prend en compte que la rigidité de la tôle, alors que le logiciel tient compte de la rigidité des cadres, et des autres éléments introduits dans le modèle, comme les autres tôles.

2.9 Renforcements possibles à apporter aux structures existantes

2.9.1 Renforcement des poutres du plancher

La structure, lorsqu'elle est dans son état initial, c'est-à-dire non affaiblie par la corrosion, peut résister à un vent allant jusqu'à 100 km/h. Ceci est déjà assez élevé. Nous allons voir par la suite comment nous pourrions apporter des modifications à la structure pour de futurs projets, afin que les maisons puissent résister à des vents encore plus puissants. Nous allons d'abord étudier la possibilité d'apporter des modifications, ajouts, renforcements aux structures existantes affaiblies, afin de contrer le manque de résistance dont elles sont atteintes à cause de leurs sections corrodées.

Les poutres du plancher deviennent très sensibles aux instabilités lorsque leur semelle inférieure se corrode. Elles deviennent donc sujettes aux instabilités globales, locales et distortionnelles. Une technique pour les renforcer qui pourrait être mise en place est l'addition de lattes en bois à l'intérieur des sections en C. Le rajout de ces lattes de bois clouées à l'âme des poutres apporterait un gain de rigidité et de résistance à la section affaiblie. Une analyse approfondie de cette méthode serait utile afin de voir quelle résistance il est possible d'atteindre et à quel point ce procédé permettrait d'éviter aux poutres d'être touchées par des instabilités.

Les dimensions des lattes en bois à clouer aux poutres afin de compenser la perte de rigidité et de résistance due à la corrosion de la semelle inférieure des profilés peuvent être calculées selon le rapport des modules d'élasticité des deux matériaux (acier et bois).

- Module de Young de l'acier : $E_a = 210'000 [MPa]$
- Module de Young du bois : $E_b = 12'000 [MPa]$

La semelle inférieure et le raidisseur à l'extrémité de la semelle sont les parties considérées comme rongées par la corrosion. Les lattes en bois seront placées à l'intérieur du profilé en C de manière à compenser cette perte.

Le calcul des dimensions des lattes de bois est réalisé en supposant que la déformation ε au bas de la section et le moment est le même pour la section en acier complète et pour la section corrodée avec le renforcement en bois.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = \frac{M}{W}$$

$$W = \frac{I}{y}$$

$$\varepsilon = \frac{M}{E_a \cdot W_a} = \frac{M}{E_b \cdot W_b}$$

$$\rightarrow E_a \cdot W_a = E_b \cdot W_b$$

En supposant que les sections rongées sont la semelle inférieure (64 x 1.5 mm) et le raidisseur (15.5 x 1.5 mm), le module de flexion de la section d'acier vaut :

$$W_a = \left(\frac{64 \cdot 1.5^3}{12} + 64 \cdot 1.5 \cdot 75.25^2 + \frac{1.5 \cdot 15.5^3}{12} + 1.5 \cdot 15.5 \cdot 68.25^2 \right) \cdot \frac{1}{76} = 8'584 [mm^2]$$

La hauteur de la latte en bois est prise comme la hauteur de l'âme moins l'épaisseur des semelles :

$$h = 152 - 2 \cdot 1.5 = 149 [mm]$$

Le module de flexion de la section de bois vaut :

$$W_b = \frac{b \cdot 149^3}{12} \cdot \frac{1}{149/2} = \frac{b \cdot 149^2}{6}$$

La largeur b de la latte vaut donc :

$$b = W_a \cdot \frac{E_a}{E_b} \cdot \frac{6}{149^2} = 40 [mm]$$

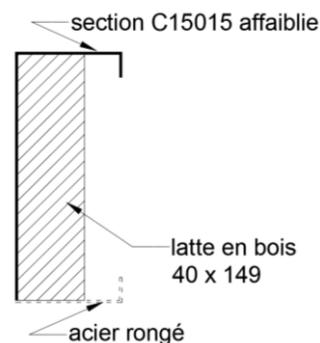


Figure 99 : renforcement poutres du plancher corrodées

Des lattes de sections 40x149 mm peuvent être clouées à l'âme du profilé par deux clous tous les 25 cm.

2.9.2 Renforcement des assemblages

Certains assemblages pourraient se voir rajouter des boulons. Ces connexions se rapprocheraient ainsi plus d'un encastrement et rigidifieraient la structure globale. Ceci pourrait être favorable et soulagerait certains éléments. Un modèle a été créé en supposant que certaines connexions soient fixes et non rotulées.

Les assemblages reliant les onze poutres secondaires aux deux poutres principales sont réalisés avec une cornière et 4 boulons, deux disposés verticalement joignant la cornière et la poutre principale et deux joignant la cornière et la poutre secondaire. Ces connexions ont été modélisées dans le logiciel Scia Engineer comme des rotules.

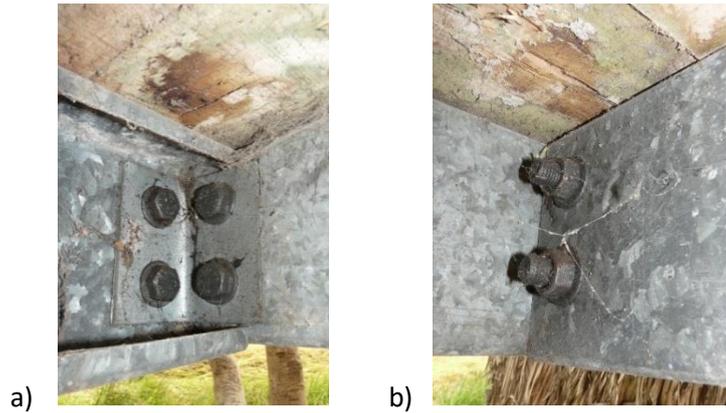


Figure 100 : Connexion entre la poutre secondaire et la poutre principale par une cornière et 4 boulons

Nous pourrions envisager de fortifier ces connexions, de façon à ce qu'elles se rapprochent plus d'encastremets plutôt que de rotules. Il s'agirait par exemple d'ajouter une cornière aussi de l'autre côté du profilé (poutre secondaire). Et qu'à la place de 2x2 boulons, la connexion soit réalisée par 2x 4 boulons. Il s'agirait d'une double cornière.

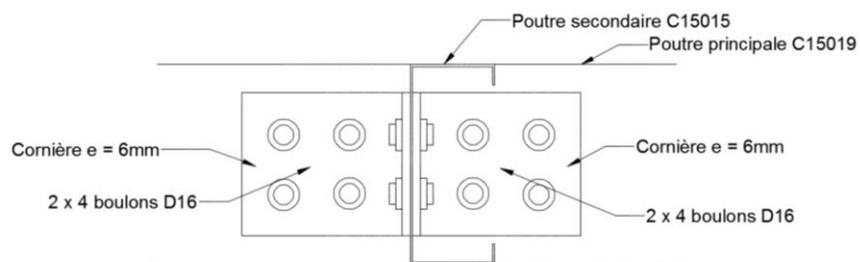


Figure 101 : Connexion améliorée entre poutre secondaire et poutre principale

La connexion pourrait ainsi être considérée comme un encastrement et modélisée sans rotule dans le logiciel Scia. Ceci améliorerait la résistance de la structure face au vent. Elle pourrait ainsi résister à un vent de 110 km/h avant qu'un élément ne devienne défaillant, càd la première et troisième panne en Z.

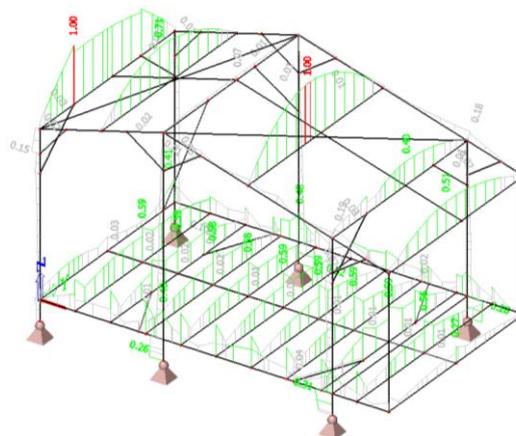


Figure 102 : Modèle « encastrement », Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(110), logiciel Scia Engineer

Le gain de résistance face au vent est très faible. En effet, en rajoutant une cornière à chaque connexion (22 cornières) et en rajoutant 8 boulons à chaque connexion, la structure peut résister à un vent de seulement 5 km/h plus fort que sans ces rajouts. Ceci représente beaucoup de matériel et de travail lors de la construction pour une trop faible augmentation de la résistance.

Pour qu'il y ait un gain de résistance sur la première poutre en toiture, qui est la plus critique, seul l'encastrement de la première poutre du plancher, qui se situe sous la poutre en toiture et qui est reliée à la colonne, est nécessaire. Cette poutre est en réalité déjà « encadrée ». En effet, elle est connectée à la colonne par 4 boulons, comme montré sur la photo ci-dessous. Ceci se rapproche déjà de l'encastrement et nous étions ainsi du côté sécuritaire lorsque nous avons, dans un premier temps, modélisé toutes les poutres secondaires (y compris celle reliée à la colonne) comme étant rotulées.



Figure 103 : Connexion colonne – poutre principale/secondaire de bord

Si le fait de renforcer les connexions entre les poutres secondaires et principales avait eu un effet considérable sur la résistance de la structure face au vent, nous aurions pu envisager un projet de renforcement sur les structures existantes de la Croix-Rouge suisse dans le Delta du Mékong. Mais cela ne vaut pas la peine, étant donné que la rigidification des connexions entre les poutres secondaires et principales hormis la première poutre secondaire liée à la colonne n'apporte quasi aucun gain de résistance à la structure, et plus particulièrement sur les pannes en Z qui sont les éléments les plus critiques.

2.10 Vérification selon la Direct Strength Method

2.10.1 Explications de la DSM

Cette partie est inspirée de l'ouvrage écrit par le Prof. B. W. Schafer de la Johns Hopkins University : « Direct Strength Method Design Guide » [49] et de son article « Review : the Direct Strength Method of cold-formed steel member design » [50], ainsi que de la thèse de Master de Martin Garcia « Développement et Optimisation d'une Structure Modulaire en Acier Formé à Froid Pour les Pays Pauvres et en Voie de Développement » [45].

Alors que la largeur ou section efficace est le concept fondamental derrière la méthode des largeurs effectives, l'idée fondamentale de la Direct Strength Method est la stabilité élastique exacte des membres. La DSM est fondée sur l'idée que la résistance d'une section peut être calculée directement si l'ingénieur détermine toutes les instabilités élastiques pour la section brute (locale, par distorsion, globale) et la charge (ou le moment) qui amène à la rupture.

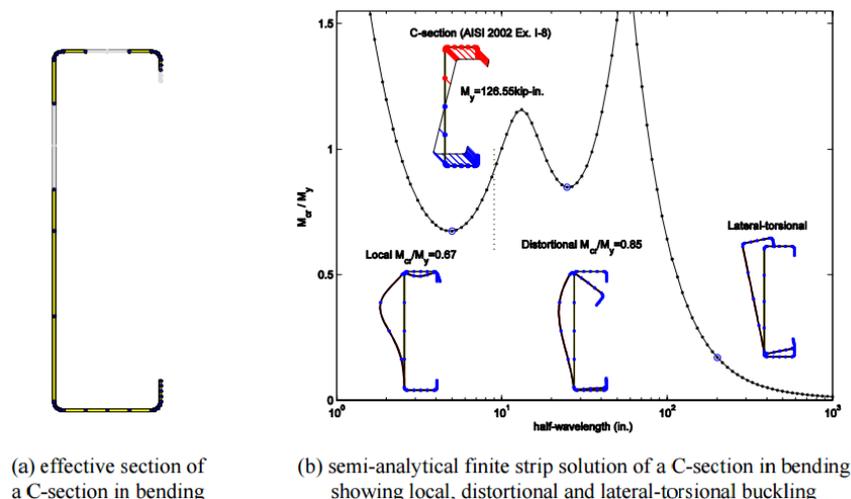


Figure 104 : Fundamental « thinking model » for (a) effective width and (b) Direct Strength Method, Source [50]

La DSM est une extension de l'utilisation des courbes de flambage global d'une colonne, mais appliquée aux instabilités locales et distortionnelles.

Les avantages de cette méthode sont :

- Gain de temps et précision des résultats pour l'étude de sections complexes
- Pas de calcul des largeurs efficaces
- Pas d'itérations requises
- Interaction entre les différents éléments qui forment la section (équilibre et compatibilité conservés entre les ailes et les âmes)
- Analyse de tous les états limites
- Focalisation sur la détermination correcte des différents comportements de flambage élastique plutôt que sur une détermination correcte des largeurs efficaces empiriques
- Prise en compte d'une réserve inélastique des poutres en acier formé à froid.

Il y a tout de même certaines limitations concernant l'emploi de la DSM :

- Aucune disposition concernant l'écrasement de l'âme (web crippling)
- Aucune disposition concernant l'augmentation de résistance due au formage à froid
- Trop conservatrice pour des éléments très minces
- Le déplacement de l'axe neutre est ignoré
- Les équations de la DSM sont empiriques ; ainsi à chaque section il faudra de nouvelles équations.

La flexibilité dans la détermination des charges/moments critiques de flambage élastique est un point intéressant dans la DSM. Il est possible de calculer ces valeurs manuellement ou par la méthode des éléments finis, la *Finite Strip Method* FDM ou la *Generalized Beam Theory* GBT. Ces deux méthodes sont utilisées dans deux logiciels qui permettent de calculer les valeurs de flambage élastique.

2.10.1.1 Calcul des valeurs de flambage élastique par la Finite Strip Method (FSM) – CUFSM

Le logiciel CUFSM a été développé par un groupe de travail composé entre autres du Prof. B. W. Schafer à l'université Johns Hopkins de Baltimore [51]. Il s'agit d'un logiciel permettant d'analyser le flambage élastique et les différents modes de flambage d'éléments à parois minces. Ce logiciel est basé sur la Finite-Strip-Method (FSM). Cette méthode semi-analytique est basée sur la théorie des plaques de

Kirchhoff ou la théorie des plaques déformables par cisaillement de Mindlin-Reissner. Le logiciel permet de trouver les charges critiques de flambage local, global et distortionnel d'un élément grâce au diagramme contrainte de flambage – demi-onde (points minimaux).

La section modélisée est discrétisée en une série de petits éléments qui correspondent aux bandes. Le nombre de modes est fonction du nombre de nœuds que l'on insère dans la section. Les matrices de rigidités peuvent alors être formulées. Le mode de flambage et les contraintes critiques sont fonction de la demi-onde.

Le fonctionnement du logiciel, intuitif, permet de modéliser le problème en définissant les conditions d'appuis et de chargement. Après l'insertion de la géométrie et des nœuds internes de la section, les charges qui seront appliquées sont introduites dans le logiciel par type (forces axiales, moment, torsion). Les conditions de bords sont ensuite introduites.

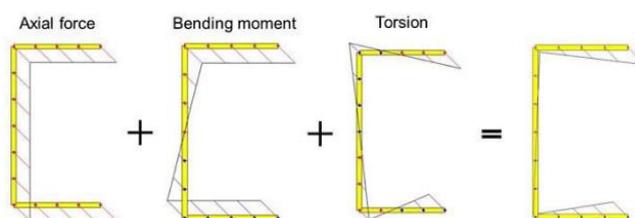


Figure 105 : Introduction des charges, logiciel CUFSM

Après avoir effectué l'analyse, le logiciel donne la signature curve dont les minima correspondent aux facteurs de charges de flambage local, distortionnel et global. Ces valeurs seront ensuite utilisées pour le calcul des vérifications aux instabilités selon la Direct Strength method.

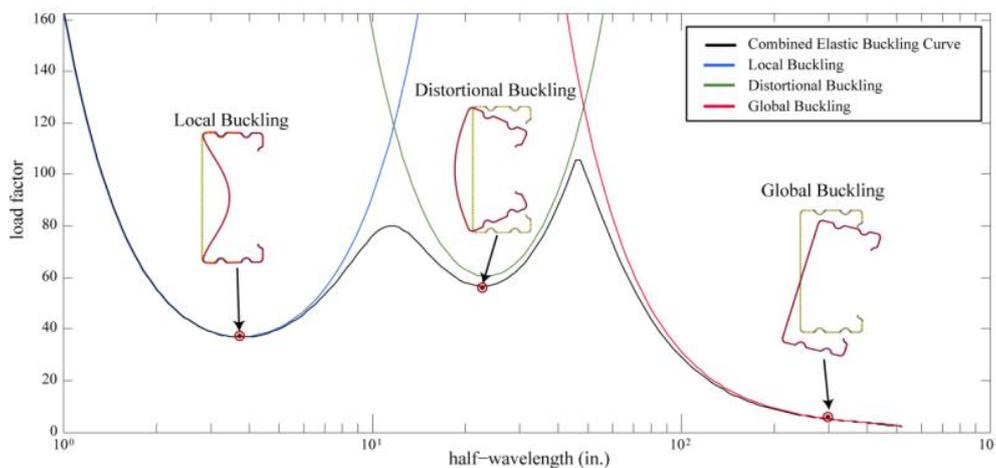


Figure 106 : Courbe de flambage élastique typique, logiciel CUFSM

La constrained Finite Strip Method (cFSM) permet d'analyser les différentes participations modales. Le pourcentage de chaque mode de flambage (local, par distorsion, global) est fourni pour chaque longueur.

La Finite Strip Method a tout de même certaines limites, notamment le fait que les charges et la section ne peuvent pas varier le long de l'élément.

Le logiciel CUFSM, combiné à la DSM, est donc un outil puissant qui permet de comprendre la stabilité des sections formées à froid.

2.10.2 Poutre du plancher C15015

Les poutres du plancher de section C15015 vont être analysées à l'aide du logiciel CUFSM. Les résultats des analyses pourront être utilisés pour effectuer une vérification de la section selon la Direct Strength Method (DSM), comme expliqué dans l'Annexe 1 de l'AISI S100-2012 [41].

2.10.2.1 Signature Curve, CUFSM

L'analyse standard effectuée à l'aide de CUFSM afin de trouver les différentes charges critiques de flambage est l'analyse effectuée à partir de la Signature Curve.

Tout d'abord la section est introduite dans le logiciel CUFSM, qui calcule les propriétés de la section. Celles-ci sont vérifiées par rapport aux propriétés calculées à la main et celles obtenues par le logiciel Scia Engineer.

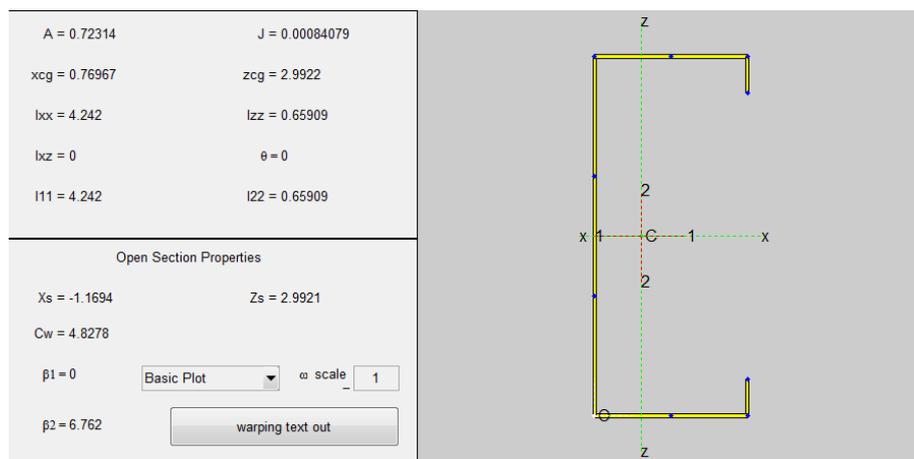


Figure 107 : Calculated Section Properties, logiciel CUFSM

Ensuite il faut introduire les charges. Celles-ci sont tirées du calcul du logiciel Scia Engineer. Les charges les plus importantes qui agissent sur les poutres secondaires sont celles sous la combinaison de charges 1.2D + 1.6L. Le moment vaut donc 2.47 [kipft]. L'effort normal est nul.

$$M = 2.47 \text{ [kipft]} = 29.64 \text{ [kipin]} = 3.35 \text{ [kNm]}$$

Le logiciel calcule ensuite la signature curve (facteur de charge en fonction de la longueur), et nous donne les moments de flambages local, global et distortionnel, qui correspondent aux minimums de la signature curve.

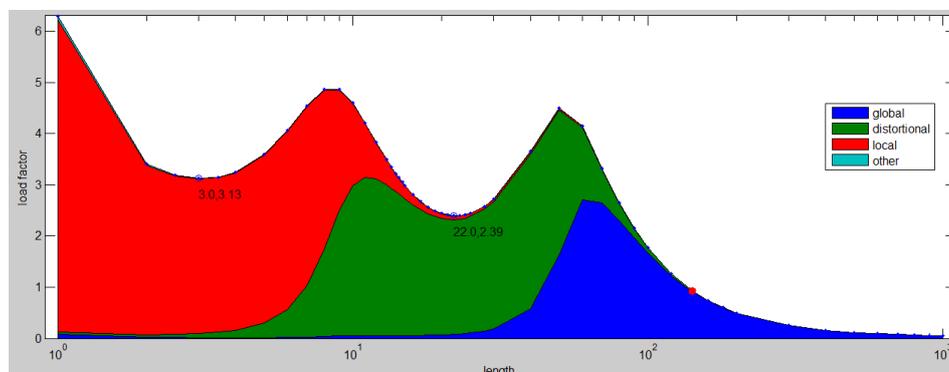


Figure 108 : Signature Curve, logiciel CUFSM

Pour une poutre d'une longueur de 3.6 [m] (= 141.7 [inch]), le profilé entier va principalement être sujet au déversement.

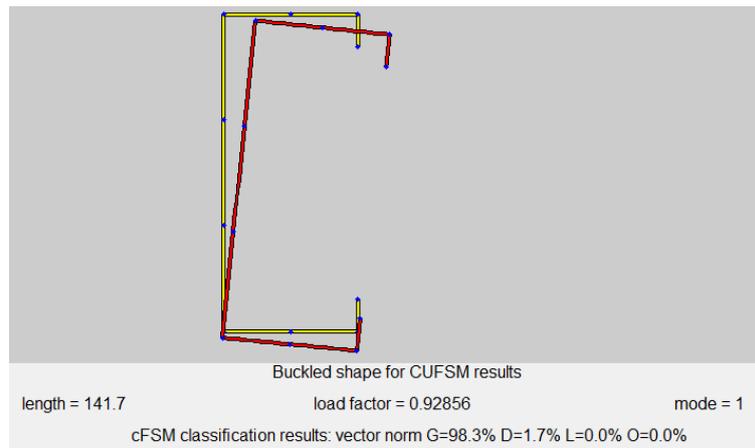


Figure 109 : Déformée de la section du résultat CUFSM, pour une longueur de 3.6m, logiciel CUFSM

Cependant, des tiges de contreventement relient les poutres entre elles, en leur centre. Nous pouvons donc considérer pour l'analyse selon la Direct Strength Method que la longueur de la poutre vaut $L/2 = 1.8$ [m] (= 70.85 [inch]). La poutre va alors être sujette au flambement global à 80% et distortif à 20%.

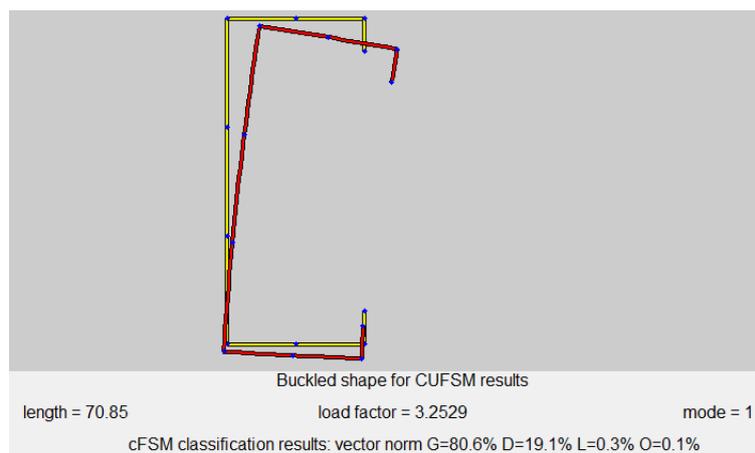


Figure 110 : Déformée de la section du résultat CUFSM, pour une longueur de 1.8m, logiciel CUFSM

2.10.2.2 Direct Strength Method

La Direct Strength Method est utilisée pour vérifier (ou dimensionner) les sections formées à parois mince au flambage. Les calculs suivants sont basés sur l'annexe 1 de l'AISI S100-2012 [41].

La résistance nominale en flexion, M_n , correspond au minimum de M_{ne} , M_{ni} , M_{nd} .

Le facteur de résistance de la flexion pour le dimensionnement de poutres vaut, pour la LRFD :

$$\phi_b = 0.90$$

2.10.2.2.1 Flambage torsio-flexionnel

La résistance nominale en flexion, M_{ne} , pour le flambage torsio-flexionnel, doit être calculée ainsi :

- Pour $M_{cre} < 0.56 \cdot M_y$ $M_{ne} = M_{cre}$

- Pour $2.78 \cdot M_y \geq M_{cre} \geq 0.56 \cdot M_y$ $M_{ne} = \frac{10}{9} \cdot M_y \cdot \left(1 - \frac{10 \cdot M_y}{36 \cdot M_{cre}}\right)$
- Pour $M_{cre} > 2.78 \cdot M_y$ $M_{ne} = M_y$

Où

- M_{cre} = flambage torsio-flexionnel élastique critique
- M_y = moment élastique = $S_f F_y$
- S_f = module de section élastique

Ici : $F_y = 65.267 [ksi] = 450 [MPa]$

$$S_f = 1.276 [inch^3]$$

$$\rightarrow M_y = F_y \cdot S_f = 83.28 [kipin] = 7.34 [kNm]$$

Le moment de flambage global, M_{cre} , se lit sur la Signature Curve. Il vaut le facteur de charge correspondant (« factor load ») multiplié par la charge introduite dans le modèle (ici $M_u = 29.64 [kipin]$). Le « factor load » pour une poutre de 1.8 [m] vaut 3.2529. Seuls 80.6% correspondent au flambage global. Nous prenons donc un « factor load » de 2.6218 ($3.2529 \cdot 80.6\%$).

$$M_{cre} = 2.6218 \cdot 29.64 = 77.71 [kipin]$$

$$2.78 \cdot M_y = 231.5 [kipin] \geq M_{cre} = 77.71 [kipin] \geq 0.56 \cdot M_y = 46.64 [kipin]$$

$$\rightarrow M_{ne} = \frac{10}{9} \cdot M_y \cdot \left(1 - \frac{10 \cdot M_y}{36 \cdot M_{cre}}\right) = 64.99 [kipin]$$

$$n = \frac{M_u}{M_{ne} \cdot \phi_b} = \frac{29.64}{64.99 \cdot 0.9} = 0.51 < 1.0 \rightarrow OK!$$

La résistance de la poutre est suffisante. Sous ces efforts, la poutre n'est pas sujette au flambage global. Les poutres initiales non corrodées utilisées pour les reconstructions ne présentaient donc pas de flambage torsio-flexionnel avant que la corrosion n'affaiblisse la section.

Si nous avons pris la valeur du « factor load » pour la longueur de la poutre complète (3.6 [m]), la résistance aux flambements n'aurait pas été suffisante. La valeur de contrôle se serait alors élevée à 1.2 (>1.00). Nous remarquons donc l'importance des tiges de contreventement pour la stabilité des poutres du plancher.

2.10.2.2.2 Flambage local (voilement)

La résistance nominale en flexion, M_{nl} , pour le flambage local, doit être calculée ainsi :

- Pour $\lambda_l \leq 0.776$ $M_{nl} = M_{ne}$
- Pour $\lambda_l > 0.776$ $M_{nl} = \left(1 - 0.15 \left(\frac{M_{crl}}{M_{ne}}\right)^{0.4}\right) \left(\frac{M_{crl}}{M_{ne}}\right)^{0.4} M_{ne}$

Où :

$$\lambda_l = \sqrt{M_{ne}/M_{crl}}$$

- M_{ne} = résistance nominale en flexion pour le flambage torsio-flexionnel
- M_{crl} = moment élastique critique du flambage local

Le moment de flambage local, M_{crl} , se lit sur la Signature Curve. Il vaut le facteur de charge correspondant (« factor load ») multiplié par la charge introduite dans le modèle (ici $M_u = 29.64$ [kipin]).

$$M_{crl} = 3.13 \cdot 29.64 = 92.65 \text{ [kipin]}$$

$$\lambda_l = \sqrt{M_{ne}/M_{crl}} = \sqrt{64.99/92.65} = 0.838 > 0.776$$

$$\rightarrow M_{nl} = \left(1 - 0.15 \left(\frac{M_{crl}}{M_{ne}}\right)^{0.4}\right) \left(\frac{M_{crl}}{M_{ne}}\right)^{0.4} M_{ne} = 61.95 \text{ [kipin]}$$

$$n = \frac{M_u}{M_{ne} \cdot \phi_b} = \frac{29.64}{61.95 \cdot 0.9} = 0.53 < 1.0 \rightarrow OK!$$

La résistance de la poutre est suffisante, la poutre n'est pas sujette au flambage local.

2.10.2.2.3 Flambage distorsionnel

La résistance nominale en flexion, M_{nl} , pour le flambage par distorsion, doit être calculée ainsi :

- Pour $\lambda_d \leq 0.673$ $M_{nd} = M_y$
- Pour $\lambda_d > 0.673$ $M_{nd} = \left(1 - 0.22 \left(\frac{M_{crl}}{M_y}\right)^{0.5}\right) \left(\frac{M_{crl}}{M_y}\right)^{0.5} M_y$

Où :

- $\lambda_d = \sqrt{M_y/M_{crl}}$
- M_y = moment élastique
- M_{crl} = moment critique élastique de flambage distorsionnel

Le moment de flambage par distorsion, M_{crl} , se lit sur la Signature Curve. Il vaut le facteur de charge correspondant (« factor load ») multiplié par la charge introduite dans le modèle (ici $M_u = 29.64$ [kipin]).

$$M_{crl} = 2.39 \cdot 29.64 = 70.84 \text{ [kipin]}$$

$$\lambda_d = \sqrt{M_y/M_{crl}} = \sqrt{83.28/70.84} = 1.08 > 0.673$$

$$\rightarrow M_{nd} = \left(1 - 0.22 \left(\frac{M_{crl}}{M_y}\right)^{0.5}\right) \left(\frac{M_{crl}}{M_y}\right)^{0.5} M_y = 61.2 \text{ [kipin]}$$

$$n = \frac{M_u}{M_{nd} \cdot \phi_b} = \frac{29.64}{61.2 \cdot 0.9} = 0.54 < 1.0 \rightarrow OK!$$

Les poutres du plancher ne sont pas sujettes au flambage par distorsion.

3 Concepts de structure améliorée

Les profilés utilisés pour les reconstructions de la Croix-Rouge suisse au Vietnam sont des profilés Lysaght®. Pour les améliorations de la structure, les profilés proposés par l'entreprise Lysaght vont être considérés. Il sera ainsi plus facile lors d'un nouveau projet de faire appel à l'entreprise Bluescope qui propose tous ces profilés. Ci-dessous se trouve la liste des sections en C et en Z.

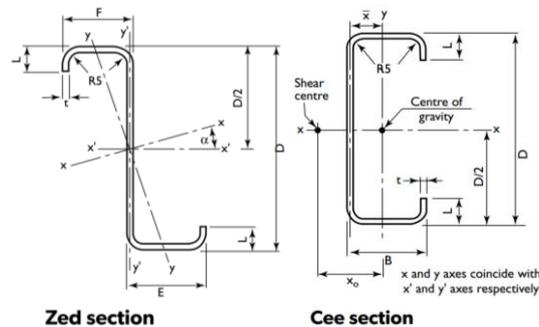


Figure 111 : Sections Z et C de la gamme Lysaght, Source [52]

Dimensions of Zeds & Cees				Zeds			Cees	
Catalogue number	t mm	D mm	Mass per unit length kg/m	E mm	F mm	L mm	B mm	L mm
ZC10010	1.0	102	1.78	53	49	12.5	51	12.5
ZC10012	1.2	102	2.10	53	49	12.5	51	12.5
ZC10015	1.5	102	2.62	53	49	13.5	51	13.5
ZC10019	1.9	102	3.29	53	49	14.5	51	14.5
ZC15012	1.2	152	2.89	65	61	15.5	64	14.5
ZC15015	1.5	152	3.59	65	61	16.5	64	15.5
ZC15019	1.9	152	4.51	65	61	17.5	64	16.5
ZC15024	2.4	152	5.70	66	60	19.5	64	18.5
ZC20015	1.5	203	4.49	79	74	15.0	76	15.5
ZC20019	1.9	203	5.74	79	74	18.5	76	19.0
ZC20024	2.4	203	7.24	79	73	21.5	76	21.0
ZC25019	1.9	254	6.50	79	74	18.0	76	18.5
ZC25024	2.4	254	8.16	79	73	21.0	76	20.5
ZC30024	2.4	300	10.09	100	93	27.0	96	27.5
ZC30030	3.0	300	12.76	100	93	31.0	96	31.5
ZC35030	3.0	350	15.23	129	121	30.0	125	30.0

Figure 112 : Dimensions des sections Z et C de la gamme Lysaght, Source [52]

Comme vu précédemment, les éléments les plus critiques de la structure sont les pannes en Z de la toiture. Il s'agit de la section Z10015 (épaisseur de 1,5 mm). Ces éléments vont donc être remplacés par des éléments en Z plus résistants. Etant donné que ces sections vont être entrées manuellement dans le logiciel Scia Engineer, il ne va malheureusement pas être possible de réaliser un calcul non-linéaire de la structure.

3.1 Pannes en Z plus épaisses

Un modèle est créé en remplaçant la section Z10015 par du Z10019. La longueur de l'âme et des semelles est la même. La longueur des raidisseurs est légèrement plus grande (1 mm plus long), et la section est plus épaisse (1.9 mm).

Pour un vent de 110 km/h, deux éléments (première et troisième pannes en Z) ne présentaient pas une résistance suffisante dans le modèle avec la section Z10015. Avec une section Z10019, ces éléments ont dorénavant une résistance suffisante (valeur $n < 1$).

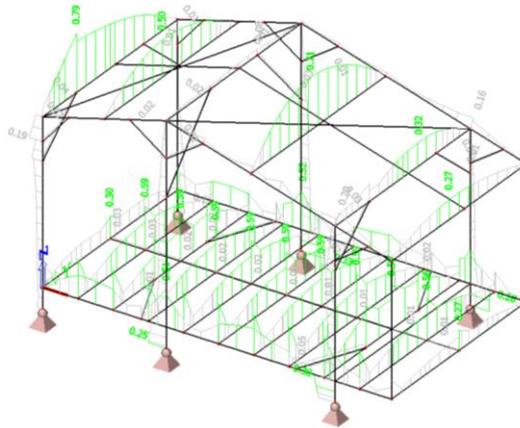


Figure 113 : Section + épaisse, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(110), logiciel Scia Engineer

Nous augmentons progressivement la vitesse de vent, afin de voir jusqu'à quelle vitesse ces éléments avec section plus robuste résistent. Sous un vent de 125 km/m, la première et la troisième panne en Z atteignent une valeur de contrôle $n > 1$ sous la combinaison de charge 0.9D + 1W5 et ne sont donc plus suffisamment résistante.

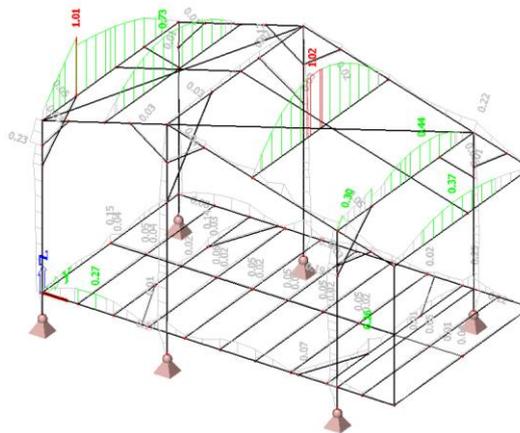


Figure 114 : Section + épaisse, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(125), logiciel Scia Engineer

Ce changement de section permet donc aux charges dues à un vent d'une vitesse de 125 km/h d'être appliquées sur la structure avant qu'un élément ne présente une résistance trop faible. La structure résiste donc à un vent d'une vitesse de 20 km/h plus rapide par rapport à la structure en place (avec la section Z10015). Le prix à payer pour cette augmentation de résistance est une augmentation du poids total de l'acier (somme de tous les profilés en acier) de 444.5 kg à 455 kg ; c'est-à-dire une augmentation du poids de l'acier de 2%.

Le calcul du coût supplémentaire de la structure suite à cette augmentation d'épaisseur va être établi selon les coûts des éléments de la structure qui ont été trouvés dans la proposition de contrat de l'entreprise BHP Steel Lysaght (Vietnam) à la Croix-Rouge suisse en 2003 pour les reconstructions à Kien Giang [5]. Selon ce document, une structure coûte 1005.30 USD.

Le coût du profilé C15015 est de 3.37 USD/m et le coût du profilé C15019 est de 3.82 USD/m, soit 13.35% de plus que le C15015. Nous estimons que l'augmentation du coût est la même entre un profilé Z10015 et Z10019. Le profilé Z10015 coûte 2.51 USD/m. Un profilé Z10019 coûterait alors 2.85 USD/m. Nous changeons 4 profilés de 4.06 m.

La structure totale coûterait alors 1010.80 USD, ce qui correspond à une augmentation du coût de 0.6%.

3.2 Pannes en Z de plus grandes dimensions

Un modèle est créé de façon à voir jusqu'à quelle vitesse de vent les éléments de la structure peuvent résister lorsque les pannes en Z sont de dimensions plus grandes que dans le projet réalisé par la Croix-Rouge suisse. Les sections Z10015 sont donc remplacées par des sections Z15015. Avec des charges appliquées selon une vitesse de vent de 125 km/h, les éléments de la toiture ont une valeur de contrôle n éloignée de 1 et une vitesse de vent plus élevée peut être appliquée sur la structure.

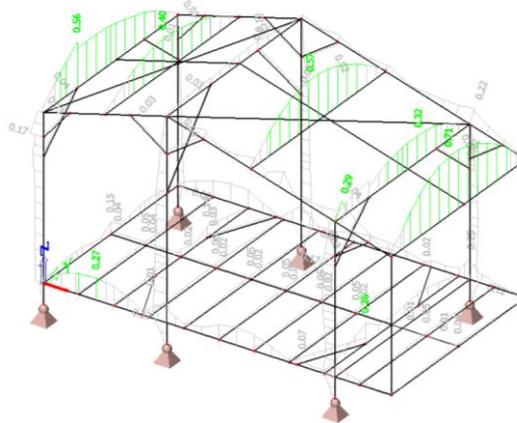


Figure 115 : Section + grande, Contrôle LFRD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(125), logiciel Scia Engineer

Sous une vitesse de vent de 140 km/h, les éléments ont encore une résistance suffisante, et aucun élément n'est critique. L'élément dont la valeur de contrôle se rapproche le plus de 1 n'est plus une des pannes en Z, mais la poutre en C à l'extrémité droite de la toiture.

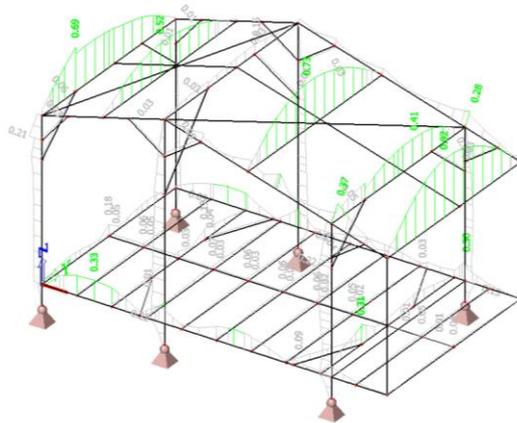


Figure 116 : Section Z + grande, Contrôle LFRD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(140), logiciel Scia Engineer

La vitesse de vent maximale appliquée sur la structure est de 145 km/h avant qu'un des éléments ne passe plus une des vérifications. C'est alors la poutre en C à droite de la toiture qui va devenir critique (valeur n maximale = 0.99 sous la combinaison 0.9D + 1W5(145)). Le deuxième élément le plus critique est une des pannes en Z (la troisième), avec une valeur de contrôle en section n de 0.76. Il y a donc encore une marge pour cet élément avant qu'il n'atteigne sa résistance.

En changeant les quatre poutres de toiture en Z15015, le poids total des éléments en acier de la structure passe de 444.5 kg à 458 kg. L'augmentation du poids de l'acier est de 3%, et cela permet à la structure de résister à un vent d'une vitesse de 145 [km/h] au lieu de seulement 100 [km/h].

Selon la proposition de contrat de l'entreprise BHP à la Croix-Rouge suisse [5], un profilé C10015 coûte 2.51 USD/m, et un profilé C15015 coûte 3.37 USD/m, soit une augmentation de 34% par rapport au profilé C10015. Nous estimons que l'augmentation du coût est le même entre un profilé Z10015 et Z15015. Le profilé Z10015 coûte 2.51 USD/m. Un profilé Z15015 couterait alors 3.37 USD/m. Nous changeons 4 profilés de 2.06 m.

La structure totale coûterait alors 1019.30 USD, ce qui correspond à une augmentation du coût de la structure métallique de 1.4%.

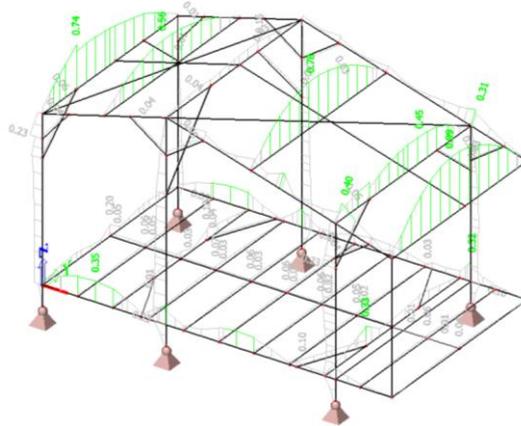


Figure 117 : Section Z + grande, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(145), logiciel Scia Engineer

L'élément le plus faible devient alors la poutre en C de la toiture. On pourrait donc penser à également améliorer cette poutre en C de manière à ce qu'elle ne soit plus critique et que l'on puisse encore augmenter les charges de vent. La poutre en C de la toiture utilisée dans le projet de reconstruction de la Croix-Rouge suisse est un profilé de section C10015. Un modèle avec une section C15015 pour cette poutre est créé. Ainsi, la vitesse de vent maximale avant qu'un élément ne passe plus les vérifications peut encore être augmentée.

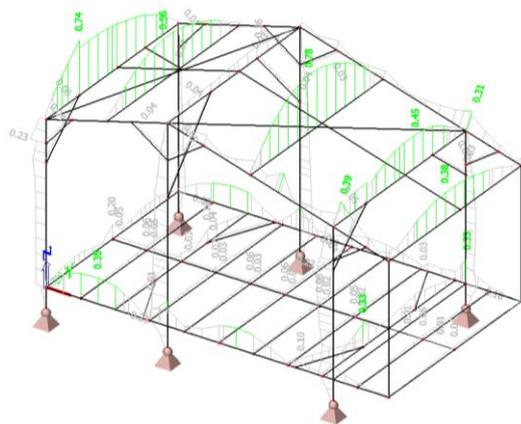


Figure 118 : Section Z et C + grande, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(145), logiciel Scia Engineer

Avec comme sections en toiture 4 pannes Z15015 et une panne C15015, la structure peut résister à un vent de 160 [km/h]. L'élément le plus critique est alors la troisième panne en Z, avec une valeur de

contrôle de 0.97 pour la combinaison la plus critique 0.9D + 1W5. Le poids de la structure (total des profilés en acier) est alors de 461 kg, ce qui correspond à une augmentation de 3.8% du poids de la structure sans les modifications.

La structure totale coûterait alors 1022.80 USD, ce qui correspond à une augmentation du coût de la structure métallique de 1.8%.

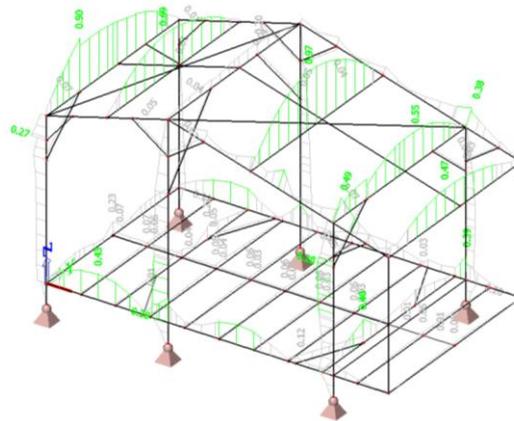


Figure 119 : Section Z et C + grande, Contrôle LRFD, combinaison linéaire 0.9D + 1W5(160), logiciel Scia Engineer

3.3 Poutres plancher au niveau des colonnes

Nous avons pensé qu'une structure avec les poutres du plancher disposées d'une autre manière, de façon à ce que les colonnes soient reliées entre elles par des poutres afin de former un cadre rigide pourrait rigidifier la structure et augmenter la résistance de cette dernière qui pourrait ainsi supporter des vents plus puissants. Un modèle a été créé en premier lieu en rajoutant simplement des poutres secondaires au niveau des colonnes.

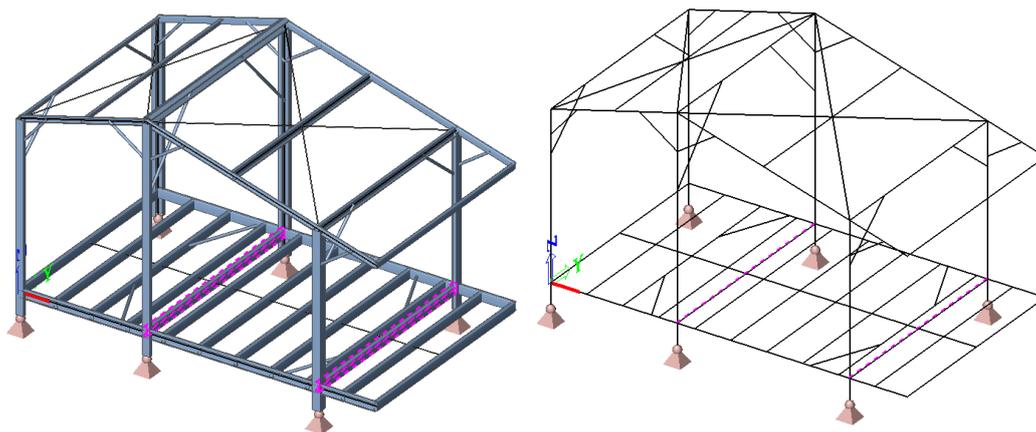


Figure 120 : Modèle avec deux poutres supplémentaires au niveau des colonnes, logiciel Scia Engineer

Malheureusement, ce rajout d'éléments structurels et ainsi de rigidité ne permet pas un gain de résistance conséquent à la structure. En effet, ce sont les poutres de toiture formant les cadres, celles reliées aux colonnes, qui deviennent plus résistantes et peuvent reprendre de plus grands efforts. Cependant, les autres poutres de toiture, la deuxième et troisième panne en Z ne voient pas leur

efficacité augmenter. C'est donc la troisième panne qui va devenir critique et qui sous la combinaison de charge $0.9D + 1W5$ a une valeur de contrôle $n > 1.00$ sous un vent de 110 km/h.

Le fait d'avoir de réels cadres rigides, grâce à la disposition des poutres du plancher au niveau des colonnes, ne permet pas à la structure de résister à un vent beaucoup plus fort que si les poutres du plancher ne se trouvent pas au niveau des colonnes. Nous n'allons donc pas approfondir cette analyse en essayant de trouver une meilleure disposition des poutres secondaires, c'est-à-dire en gardant le même nombre (11) mais en les disposant de manière à former des cadres rigides.

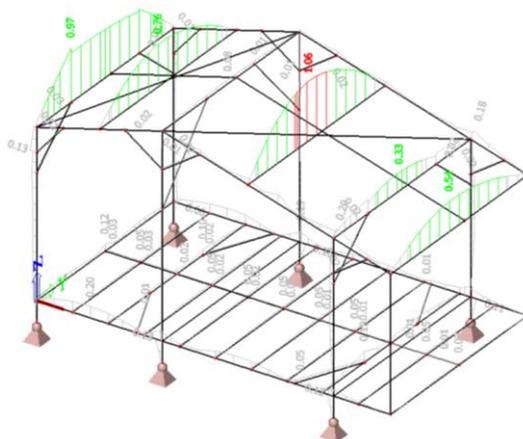


Figure 121 : 2 poutres supplémentaires, Contrôle LRFD, combinaison linéaire $0.9D + 1W5(110)$, logiciel Scia Engineer

3.4 Solidification de la structure en toiture

Deux pannes de section Z10015, similaires aux quatre autres pannes ont été ajoutées dans le modèle. Les deuxième et troisième pannes en Z de la toiture vont être supprimées et remplacées par deux pannes situées à égale distance ($1/3 - 1/3 - 1/3$).

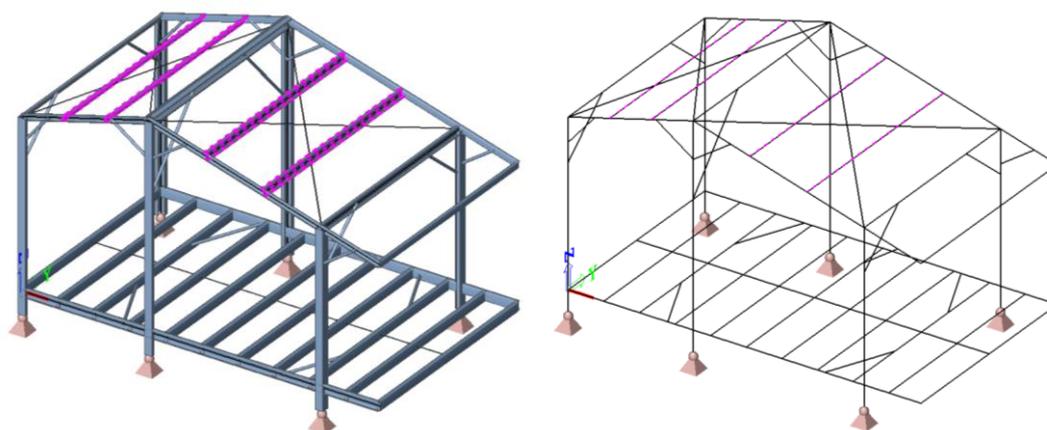


Figure 122 : Modèle avec deux pannes supplémentaires, logiciel Scia Engineer

La nouvelle structure est analysée après un calcul statique linéaire grâce au logiciel Scia Engineer.

Les charges de vent d'une vitesse de 110 [km/h] sont introduites dans le modèle. Nous remarquons directement que ce changement de conception de la toiture n'a pas d'influence sur les efforts que reprend la première panne en Z de la toiture, la plus critique. La structure n'arrive pas à résister à un

vent de plus de 100 [km/h] sans que cet élément ne devienne problématique. La valeur de contrôle des vérifications, n , passe en effet au-dessus de 1 sous les charges de vent d'une vitesse de 110 [km/h], ce qui signifie que la poutre ne passe plus les vérifications selon la norme américaine.

Cette modélisation différente n'est pas retenue. Elle n'abaisse pas les efforts dans l'élément le plus critique de la structure, la première panne en Z. La vitesse maximale que peut reprendre la structure reste de 105 [km/h]. Cependant, un seul élément est alors critique et pas suffisamment résistant. Les autres éléments de la toiture ont encore une marge de résistance relativement grande, ce qui n'était pas le cas lorsque la toiture était composée d'uniquement quatre pannes en Z.

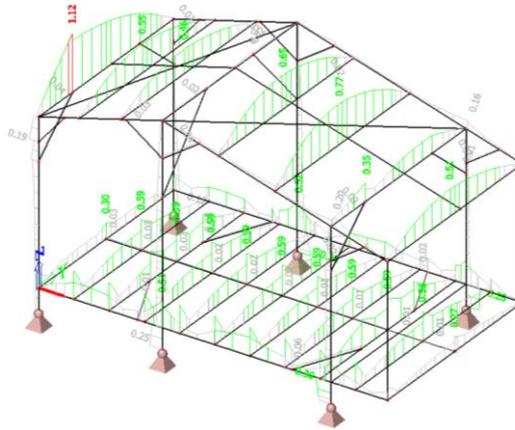


Figure 123 : Contrôle LFRD, combinaison linéaire 1.2D + 1L + 1W5(110), logiciel Scia Engineer

Conclusion

L'ensemble des maisons fournies entre 2002 et 2006 par la Croix-Rouge suisse à plus de 2000 familles démunies dans le Delta du Mékong est un projet de reconstruction post-catastrophes réussi qui a pu aider des familles à sortir de l'extrême pauvreté dans laquelle elles vivaient. Depuis 15 ans, ces familles ont un toit solide sur la tête et une maison qui ne cède pas aux vents et inondations. Les structures sont parvenues à résister à l'environnement difficile auquel elles ont dû faire face.

Bien que certains éléments se soient dégradés après 15 ans, ces maisons offrent encore un abri sûr qui ne risque pas de s'effondrer sur les personnes y vivant. Le risque le plus important semble être une rupture du plancher qui est souvent posé sur une structure rouillée, affaiblie, et qui entraînerait la chute d'un mètre environ des occupants de la maison.

La protection contre la corrosion constitue un point clé pour ces structures se trouvant dans un milieu particulièrement agressif. La galvanisation à chaud est indispensable, mais une couche plus épaisse de zinc sur les surfaces en acier des profilés formés à froid devrait être envisagée dans le cas d'un projet futur similaire. L'utilisation de lubrifiants ne suffit pas pour offrir à la structure la protection nécessaire. La métallisation au zinc, arme efficace contre la corrosion, a sa place tant dans la protection de reconstructions existantes afin de limiter une dégradation supplémentaire des structures, que dans un nouveau projet de reconstruction en milieu agressif, pour prévenir la corrosion dès le départ.

Un renforcement des poutres du plancher dont la semelle inférieure est rongée par la rouille doit être envisagé. Des lattes de bois clouées à l'âme des poutres apporteraient un gain de rigidité et de résistance à la section affaiblie.

Une bonne communication avec les bénéficiaires est essentielle pour garantir la durabilité des reconstructions. Il est primordial que la structure initiale ne soit pas modifiée par le retrait d'éléments, et que la maintenance de la structure en acier soit assurée correctement.

Les structures, considérées dans leur état initial, avec des profilés non corrodés, peuvent résister à un vent de 100 km/h avant que les éléments de la toiture ne deviennent défaillants (pannes en Z). Des sections légèrement plus robustes pour ces éléments critiques permettraient à la structure, sans une trop grande augmentation du coût, de résister à des vents jusqu'à 160 km/h. Pour un projet de reconstruction futur avec des conditions similaires à celles du Delta du Mékong, cette modification doit être considérée notamment à cause des effets du changement climatique qui provoque des vents de plus en plus violents dans certaines régions du monde.

Ce projet m'a permis d'acquérir une expérience très enrichissante ; d'un point de vue culturel et social, grâce à mon voyage sur place qui m'a permis d'observer les structures existantes, et d'interagir avec les bénéficiaires qui m'ont fait part de leurs commentaires concernant leur maison, quinze ans après réception ; D'un point de vue technique et professionnel grâce à l'étude des structures que j'ai faite à mon retour du Vietnam.

Remerciements

J'exprime mes profonds remerciements au Prof. Dr. Alain Nussbaumer tout d'abord pour m'avoir proposé ce sujet comme projet de Master, et aussi pour l'aide qu'il m'a apportée. Son œil critique m'a été très précieux. Je tiens également à le remercier de m'avoir permis de partir au Vietnam dans le Delta du Mékong afin de pouvoir observer les structures existantes. Ce voyage m'a énormément apporté tant au niveau professionnel que personnel.

Je tiens aussi à remercier M. Martin Garcia, assistant doctorant au laboratoire RESSLAB, pour sa disponibilité pour répondre à toutes mes questions au fil du semestre, me permettant d'avancer de manière efficace dans mon travail.

Je voudrais également remercier M. Antoine Weber, ancien consultant de la Croix-Rouge, sans qui ce projet n'aurait pas été possible. Merci pour son soutien et son aide dans l'organisation du voyage.

Je souhaite remercier la Croix-Rouge suisse et vietnamienne, qui m'ont permis de réaliser ce projet. Un merci particulier à Mme Ruth Lane, qui a organisé mon voyage dans les différentes communes où ont eu lieu les reconstructions.

Merci à Mme Ho Hai Yen et Mme Kieu Trang de m'avoir accompagnée tout au long de mon voyage.

Je souhaite exprimer ma gratitude à l'Association Genève-Asie ainsi qu'à la Fondation Pro-Victimis pour les bourses qu'ils m'ont octroyées, sans lesquelles le projet n'aurait financièrement pas été réalisable. Je remercie également la Fondation Pro-Victimis de m'avoir autorisée à regarder dans leur archives afin d'obtenir plus de renseignements sur ces projets de reconstruction du début des années 2000.

Bibliographie

- [1] Croix-Rouge suisse, « Seconde phase de Projet de reconstruction de la Croix-Rouge suisse dans la province de Kien-Giang portant sur 250 maisons familiales dites “fortes”, appartenant à des familles démunies, détruites par des inondations en automne 2000, moyennant recours à une technologie nouvelle, à prix bas, garantissant une résistance exceptionnelle aux inondations et aux typhons », Berne, février 2003.
- [2] Xuan Sutter et Kurt Ulrich, « External evaluation of the Swiss Red Cross disaster-resistant reconstruction programmes in the provinces of Quang Ngai, Phu Yen, An Giang and Kien Giang of the years 1999 to 2004 », mars 2005.
- [3] Lysaght, « KLIP-LOK 406: Design and installation guide ». .
- [4] Bernard Klaiber, Ing. dipl. EPFL, « Swiss Red Cross reconstruction projects 1999- 2004: Quality evaluation operation in the provinces of An-Giang and Kien-Giang », août 2005.
- [5] BHP Steel Lysaght (Vietnam), « Proposal Contract - Galvanised light weight rural house: LYSAGHT PEP LITE ». janv-2003.
- [6] Antoine Weber, « Seconde phase du projet de reconstruction de 250 maisons résistant aux typhons et aux inondations, appartenant à des familles démunies de la province de Kien-Giang entre décembre 2002 et octobre 2003 », Berne, mars 2004.
- [7] Croix-Rouge suisse, « Reconstructions de 250 maisons résistant aux inondations et aux typhons dans la province de Kien-Giang; 1er semestre 2003 ».
- [8] EMPA Dübendorf, « Vietnam “Galvanized” Steel Frame Houses », avril-2005.
- [9] « Maintenance Promotion and Repair Campaign Hereafter called “the operation” and abbreviated as M&R in the provinces of An-Giang and Kien-Hiang ».
- [10] « Maintenance Promotion and repair Campaign in the province of Kien-Giang », juin 2006.
- [11] Le Courrier du Vietnam, « Lutte contre la sécheresse et la pénétration des eaux salées », Hanoi, 18-févr-2016.
- [12] L. A. Tuan, C. T. Hoanh, F. Miller, et B. T. Sinh, *Flood and salinity management in the Mekong Delta, Vietnam*. 2007.
- [13] « Phase avant-projet: Corrosion des structures en acier ». Access Steel.
- [14] « Mekong Delta Water Ressources Assessment Studies », Deltares; Delta Alliance, janv. 2011.
- [15] CEN, « EN ISO 12944-2 - Peintures et vernis - Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture - Partie 2: Classification des environnements ». 1998.
- [16] CEN, « EN ISO 14713-1 - Lignes directives et recommandations pour la protection contre la corrosion du fer et de l'acier dans les constructions ». 2009.
- [17] GalvInfo Center, « www.galvinfo.com ». .
- [18] John V., « Durability of Galvanised Steel Building Components in Domestic Housing ». British Steel Technical, 1991.
- [19] Galvazinc Association, « La galvanisation à chaud, une protection universellement employée », 2004.
- [20] Comité Européen de Normalisation, « EN ISO 1461 - Revêtements par galvanisation à chaud sur produits finis en fonte et en acier ». mai-2009.
- [21] CEN, « NF EN 10346 - Produits plats en acier revêtus en continu par immersion à chaud pour formage à froid ». 2015.
- [22] American Iron and Steel Intitue, « AISI S200 - North American Standard for Cold-Formed Steel Framing - General Provisions ». 2012.
- [23] « Understanding Coating Weight Designation for Zinc-Based Coatings on Steel Sheet », *GalvInfoNote*, vol. 1.1, avr. 2014.
- [24] Cold-Formed Steel Engineers Institute, « Durability of Cold-Formed Steel Framing Members », *Tech. Note Cold-Form. Steel Constr.*, sept. 2007.
- [25] J.F.H. van Eijnsbergen, *Duplex Systems : Hot-dip Galvanizing plus Painting*. Amsterdam: Elsevier Science, 1994.
- [26] CEN, « ISO 10684 - Éléments de fixation -Revêtements de galvanisation à chaud ». 2004.
- [27] Mécanique Générale Métallisation (MGM), « La métallisation au zinc, arme efficace contre la corrosion ». .
- [28] CEN, « EN ISO 2063 - Projection thermique - Revêtements métalliques et inorganiques ». mars-2005.
- [29] CEN, « EN ISO 12944 - Peintures et vernis - Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture ». 1998.

- [30] CEN, « EN ISO 12944-5 - Peintures et vernis - Anticorrosion des structures en acier par système de peinture - Partie 5: Systèmes de peinture ». 2007.
- [31] CEN, « EN ISO 4628-3 - Peintures et vernis - Evaluation de la dégradation des revêtements - Désignation de la quantité et de la dimension des défauts, et de l'intensité des changements uniformes d'aspect - Partie 3: Evaluation du degré d'enrouillement ». 2016.
- [32] Thomas J. Langill, « Painting over hot dip galvanised steel », *Am. Galvaniz. Assoc.*, 1999.
- [33] American Society of Civil Engineers, Éd., *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, Va: American Society of Civil Engineers : Structural Engineering Institute, 2010.
- [34] International Code Council, « International Building Code® (IBC) ». 2009.
- [35] Charles W. Roeder, « Comparaison of LRFD and ASD methods for steel structures », *Dep. Civ. Eng. - Univ. Wash.*
- [36] Nguyen Quang Trung, « Melaleuca Timber - Resource potential and its current use in Kien Giang Province », Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (GTZ), 2008.
- [37] Le Trung Giang, « Damage caused by strong wind & Wind load standards for building in Vietnam ». Tokyo Polytechnic University, juin-2005.
- [38] Federal Emergency Management Agency (FEMA), « Design and Construction in Coastal A Zones ». déc-2005.
- [39] « - Les échelles de Beaufort et de Saffir-Simpson ». [En ligne]. Disponible sur: <http://tpe-batiments-catastrophes-naturelles.e-monsite.com/pages/i-les-inondations/i-1/les-echelles-de-beaufort-et-de-saffir-simpson.html>. [Consulté le: 08-juin-2016].
- [40] BlueScope Steel, « Metallic Coated Structural ZINC HI-TEN G450 steel ». nov-2003.
- [41] American Iron and Steel Institute, « AISI S100-2012 - North american cold-formed steel specification for the design of cold-formed steel structural members ». 2012.
- [42] Bui Hung Cuong, « Analyse statique du comportement des structures à parois minces par la méthode des éléments finis et des bandes finies de type plaque et coque surbaissée déformables en cisaillement ». Université de Liège, 2008.
- [43] Comité Européen de Normalisation, « EN 1993-1-3:2006 - Calcul des structures en acier - Partie 1-3: Règles générales - Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid ». 2006.
- [44] American Institute of Steel Construction, « AISC 360-10 - Specification for Structural Steel Buildings ». 2010.
- [45] Techno PIEUX, « Tableau de sélection - Techno Pieux ». .
- [46] Scia Engineer, « Non linear and Stability - Advanced training ». 2008.
- [47] « EN 1993-4-1:2007: Eurocode 3 - Calcul des structures en acier - Partie 4-1: Silos ». Comité Européen de Normalisation, 2007.
- [48] Manfred A. Hirt et Michel Crisinel, *TGC 11 - Charpentes Métalliques - Conception et dimensionnement des halles et bâtiments*, vol. 11. 2011.
- [49] Committee on Specifications for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, « Direct Strength method (DSM) Design Guide ». American Iron and Steel Institute, 2006.
- [50] Benjamin W. Schafer, « Review: The Direct Strength Method of cold-formed steel member design ». 2006.
- [51] Z. Li and B.W. Schafer, « Buckling analysis of cold-formed steel members with general boundary conditions using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods ». Twentieth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Saint Louis, Missouri, USA, nov-2010.
- [52] Lysaght, « Zeds and Cees User's Guide for Design and Installation Professionals ». .

Annexe A – Proposition de contrat entre BHP – SRC / Liste du matériel

5:14 PM1/16/2003

Breaking Down Material Quotation

Project : **Flood Resistant House 3.6 x 6.2m**

Item : Structure Frame - Roofing -Mezzanine floor beam support

No.	Description	Code	Number	Length	Quantity	U.Price (USD)	Amount 1 (USD)
A - Frames and Accessories							
1	Main Column C20019, Galv. (non-standard)	P 1a	2	3006	6.01 m	5.39	32.40
2	Main Column C20019, Galv. (non-standard)	P 1b	2	3258	6.52 m	5.39	35.12
3	Main Column C20019, Galv. (non-standard)	P 1c	2	3893	7.79 m	5.39	41.97
4	Main Rafter C10015, Galv.	P 2-1	2	4134	8.27 m	2.51	20.75
5	Main Rafter C10015, Galv.	P 2-2	2	2330	4.66 m	2.51	11.70
6	Knee Bracing D.42, Galv.						
	- Type 1	P 3a	4	801	3.20 m	2.60	8.33
	- Type 2	P 3b	4	723	2.89 m	2.60	7.52
	- Type 3	P 3d	4	1181	4.72 m	2.60	12.28
	- Type 4	P 3e	4	1752	7.01 m	2.60	18.22
7	Ridge Bracket, 6mm thk.	P 4a	2		2.00 no.	8.00	16.00
8	Brackets 3mm thk. For floor beams	P 4b	26		26.00 no.	1.50	39.00
9	Column Brackets	P 5	6		6.00 no.	including in piers	
10	Screw pier		6		6.00 no.	25.37	152.20
11	Bolts , D.16 (Floor, Bracings)		196		196.00 no.	0.40	78.40
12	Bolts , D.12		24		24.00 no.	0.09	2.16
							476.06
B - Purlins & Bracing Cable							
13	Purlin Z 10015, Galv. (non - standard)	P 6a	6	4060	24.36 m	2.51	61.14
14	Bolts , D.12		16		16.00 no.	0.09	1.44
15	Cable D.4 & Sleeve nuts (9.1m/threads)		4		4.00 no.	4.24	16.94
							79.52
C - Floor beams							
16	C15019, Galv.(main beam)	D 1	2	6262	12.52 m	3.82	47.84
17	C15015, Galv.(sub beam)	D 2	12	3732	44.78 m	3.37	150.71
18	Floor beam bracings :		11	543	5.97 m	1.50	8.96
19	Tube bracing		4	1468	5.87 m	2.51	14.74
							222.25
D - Roofing and Cladding							
20	Klip-lok Hi-Ten Roofing 0.45mm Zinalume		10	2515	10.21 m2	5.05	51.57
21	Klip-lok Hi-Ten Roofing 0.45mm Zinalume		10	4336	17.60 m2	5.05	88.90
22	Ridge Capping, 0.45, Zal, girth 578mm		1	4060	4.06 m	2.05	8.32
23	Gable Capping, 0.45, Zal, girth 289mm		2	2515	5.03 m	1.03	5.16
24	Gable Capping, 0.45, Zal, girth 289mm		2	4336	8.67 m	1.03	8.89
25	Gutters girth 578mm :		2	4060	8.12 m	2.05	16.65
26	Gutter stop ends :		4		4.00 pcs	0.50	2.00
27	Down pipe drops:		4		4.00 pcs	1.00	4.00
28	KL 65		63		63.00 no.	0.22	13.86

ABC_Kiengiang-07.01.03.xls

Page 1

No.	Description	Code	Number	Length	Quantity	U.Price (USD)	Amount 1 (USD)
29	Bolt for KL65		158		158.00 no.	0.035	5.53
30	Stiching fastener		120		120.00 no.	0.08	9.60
31	Transportation (to district level) :		1		1.00 no.	13.00	13.00
							227.47
Total (USD) :							1,005.30
VAT (0%)							
Amount (USD)							1,005.30

Note : The above price is valid for 30 days only due to the rise in the steel coil import price and the import duties increases.

Date 16/01/2003

Prepare by

Huynh Van Thien Thanh

Technical Manager

Annexe B – Calcul des charges

Annexe B1 - Charges Permanentes

	densité [kg/m ³]	Epaisseur [mm]	Charge	
			[N/m ²]	[psf]
Plancher	700	20	140	2.92
Toit 5.62 kg/m ²		0.48	56.2	1.17
Mur 1 - bois	700	10	70	1.46
Mur 2- tôle ondulée	7850	1	78.5	1.64

FLOOR

espacement		Load		
[mm]	[ft]	[N/m ²]	[psf]	[kip/ft ²]
626	2.054	140	2.92	0.0029
566	1.857	140	2.92	0.0029

Barre n°	[kip/ft]
1	0.0030
2 à 9	0.0060
10	0.0057
11	0.0027

ROOF

espacement		Load		
[mm]	[ft]	[N/m ²]	[psf]	[kip/ft ²]
1158	3.7992	56.2	1.17	0.0012
1587	5.2067	56.2	1.17	0.0012
980	3.2152	56.2	1.17	0.0012

Panne n°	[kip/ft]
1 (en Z)	0.0022
2 (en Z)	0.0045
3 (poutre centrale)	0.0053
4 (en Z)	0.0061
5 (en Z)	0.0049
6 (en C)	0.0019

WALL

espacement		Load		
[mm]	[ft]	[N/m ²]	[psf]	[kip/ft ²]
2200	7.2178	70	1.46	0.0015
3000	9.8425	70	1.46	0.0015
1000	3.2808	70	1.46	0.0015
3600	11.8110	70	1.46	0.0015

Colonne n°	[kip/ft]
1	0.0139
2	0.0125
3	0.0206

Annexe B2 – Charges de vent

Annexe B2.1 - Vent de 100 [km/h]

CAS	direction de vent 1	CAS 1		CAS 2		CAS 3		CAS 4		
		[psf]	[kN/m ²]							
	Windward wall	P1	3.57	0.17	3.57	0.17	6.14	0.29	6.14	0.29
	Windward Roof	P2	-3.72	-0.18	-1.29	-0.06	-1.14	-0.05	1.29	0.06
	Leeward Roof	P3	-4.69	-0.22	-4.69	-0.22	-2.11	-0.10	-2.11	-0.10
	Leeward wall	P4	-3.45	-0.16	-3.45	-0.16	-0.87	-0.04	-0.87	-0.04
	Side wall	P5	-5.54	-0.27	-5.54	-0.27	-2.96	-0.14	-2.96	-0.14

CAS	direction de vent 2	CAS 5		CAS 6		CAS 7		CAS 8		
		[psf]	[kN/m ²]							
	Windward wall	P1	3.57	0.17	3.57	0.17	6.14	0.29	6.14	0.29
	Roof 0 à h/2	P2	-8.39	-0.40	-2.38	-0.11	-5.82	-0.28	0.19	0.01
	Roof >h/2	P3	-5.54	-0.27	-2.38	-0.11	-2.96	-0.14	0.19	0.01
	Leeward wall	P4	-4.32	-0.21	-4.32	-0.21	-1.75	-0.08	-1.75	-0.08
	Side wall	P5	-5.54	-0.27	-5.54	-0.27	-2.96	-0.14	-2.96	-0.14

CAS	direction de vent 1	CAS 9		CAS 10		CAS 11		CAS 12		
		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	
	Windward wall	P1	0.93	0.04	0.93	0.04	8.79	0.42	8.79	0.42
	Windward Roof	P2	-6.36	-0.30	-3.93	-0.19	1.50	0.07	3.93	0.19
	Leeward Roof	P3	-7.33	-0.35	-7.33	-0.35	0.53	0.03	0.53	0.03
	Leeward wall	P4	-6.09	-0.29	-6.09	-0.29	1.77	0.08	1.77	0.08
	Side wall	P5	-8.18	-0.39	-8.18	-0.39	-0.32	-0.02	-0.32	-0.02

Annexe B2.2 - Vent de 105 [km/h]

CAS	direction de vent 1	CAS 1		CAS 2		CAS 3		CAS 4		
		[psf]	[kN/m ²]							
	Windward wall	P1	3.94	0.19	3.94	0.19	6.77	0.32	6.77	0.32
	Windward Roof	P2	-4.09	-0.20	-1.42	-0.07	-1.26	-0.06	1.42	0.07
	Leeward Roof	P3	-5.17	-0.25	-5.17	-0.25	-2.33	-0.11	-2.33	-0.11
	Leeward wall	P4	-3.80	-0.18	-3.80	-0.18	-0.96	-0.05	-0.96	-0.05
	Side wall	P5	-6.10	-0.29	-6.10	-0.29	-3.27	-0.16	-3.27	-0.16

CAS	direction de vent 2	CAS 5		CAS 6		CAS 7		CAS 8		
		[psf]	[kN/m ²]							
	Windward wall	P1	3.94	0.19	3.94	0.19	6.77	0.32	6.77	0.32
	Roof 0 à h/2	P2	-9.25	-0.44	-2.62	-0.13	-6.41	-0.31	0.21	0.01
	Roof >h/2	P3	-6.10	-0.29	-2.62	-0.13	-3.27	-0.16	0.21	0.01
	Leeward wall	P4	-4.76	-0.23	-4.76	-0.23	-1.93	-0.09	-1.93	-0.09
	Side wall	P5	-6.10	-0.29	-6.10	-0.29	-3.27	-0.16	-3.27	-0.16

CAS	direction de vent 1	CAS 9		CAS 10		CAS 11		CAS 12		
		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	
	Windward wall	P1	1.02	0.05	1.02	0.05	9.69	0.46	9.69	0.46
	Windward Roof	P2	-7.01	-0.34	-4.33	-0.21	1.65	0.08	4.33	0.21
	Leeward Roof	P3	-8.08	-0.39	-8.08	-0.39	0.58	0.03	0.58	0.03
	Leeward wall	P4	-6.71	-0.32	-6.71	-0.32	1.95	0.09	1.95	0.09
	Side wall	P5	-9.02	-0.43	-9.02	-0.43	-0.35	-0.02	-0.35	-0.02

Annexe B2.3 - Vent de 110 [km/h]

CAS		CAS 1		CAS 2		CAS 3		CAS 4	
direction de vent 1		[psf]	[kN/m ²]						
Windward wall	P1	4.32	0.21	4.32	0.21	7.43	0.36	7.43	0.36
Windward Roof	P2	-4.49	-0.22	-1.56	-0.07	-1.38	-0.07	1.56	0.07
Leeward Roof	P3	-5.67	-0.27	-5.67	-0.27	-2.56	-0.12	-2.56	-0.12
Leeward wall	P4	-4.17	-0.20	-4.17	-0.20	-1.06	-0.05	-1.06	-0.05
Side wall	P5	-6.70	-0.32	-6.70	-0.32	-3.59	-0.17	-3.59	-0.17

CAS		CAS 5		CAS 6		CAS 7		CAS 8	
direction de vent 2		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	4.32	0.21	4.32	0.21	7.43	0.36	7.43	0.36
Roof 0 à h/2	P2	-10.15	-0.49	-2.88	-0.14	-7.04	-0.34	0.23	0.01
Roof >h/2	P3	-6.70	-0.32	-2.88	-0.14	-3.59	-0.17	0.23	0.01
Leeward wall	P4	-5.23	-0.25	-5.23	-0.25	-2.12	-0.10	-2.12	-0.10
Side wall	P5	-6.70	-0.32	-6.70	-0.32	-3.59	-0.17	-3.59	-0.17

CAS		CAS 9		CAS 10		CAS 11		CAS 12	
direction de vent 1		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	1.12	0.05	1.12	0.05	10.63	0.51	10.63	0.51
Windward Roof	P2	-7.69	-0.37	-4.75	-0.23	1.81	0.09	4.75	0.23
Leeward Roof	P3	-8.87	-0.42	-8.87	-0.42	0.64	0.03	0.64	0.03
Leeward wall	P4	-7.36	-0.35	-7.36	-0.35	2.14	0.10	2.14	0.10
Side wall	P5	-9.89	-0.47	-9.89	-0.47	-0.39	-0.02	-0.39	-0.02

Annexe B2.4 - Vent de 120 [km/h]

CAS		CAS 1		CAS 2		CAS 3		CAS 4	
direction de vent 1		[psf]	[kN/m ²]						
Windward wall	P1	5.15	0.25	5.15	0.25	8.85	0.42	8.85	0.42
Windward Roof	P2	-5.35	-0.26	-1.85	-0.09	-1.65	-0.08	1.85	0.09
Leeward Roof	P3	-6.75	-0.32	-6.75	-0.32	-3.05	-0.15	-3.05	-0.15
Leeward wall	P4	-4.96	-0.24	-4.96	-0.24	-1.26	-0.06	-1.26	-0.06
Side wall	P5	-7.98	-0.38	-7.98	-0.38	-4.27	-0.20	-4.27	-0.20

CAS		CAS 5		CAS 6		CAS 7		CAS 8	
direction de vent 2		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	5.15	0.25	5.15	0.25	8.85	0.42	8.85	0.42
Roof 0 à h/2	P2	-12.09	-0.58	-3.43	-0.16	-8.38	-0.40	0.28	0.01
Roof >h/2	P3	-7.98	-0.38	-3.43	-0.16	-4.27	-0.20	0.28	0.01
Leeward wall	P4	-6.23	-0.30	-6.23	-0.30	-2.52	-0.12	-2.52	-0.12
Side wall	P5	-7.98	-0.38	-7.98	-0.38	-4.27	-0.20	-4.27	-0.20

CAS		CAS 9		CAS 10		CAS 11		CAS 12	
direction de vent 1		[psf]	[kN/m ²]						
Windward wall	P1	1.34	0.06	1.34	0.06	12.66	0.61	12.66	0.61
Windward Roof	P2	-9.16	-0.44	-5.66	-0.27	2.16	0.10	5.66	0.27
Leeward Roof	P3	-10.56	-0.51	-10.56	-0.51	0.76	0.04	0.76	0.04
Leeward wall	P4	-8.77	-0.42	-8.77	-0.42	2.55	0.12	2.55	0.12
Side wall	P5	-11.79	-0.56	-11.79	-0.56	-0.46	-0.02	-0.46	-0.02

Annexe B2.5 - Vent de 125 [km/h]

CAS		CAS 1		CAS 2		CAS 3		CAS 4	
direction de vent 1		[psf]	[kN/m ²]						
Windward wall	P1	5.58	0.27	5.58	0.27	9.60	0.46	9.60	0.46
Windward Roof	P2	-5.81	-0.28	-2.01	-0.10	-1.79	-0.09	2.01	0.10
Leeward Roof	P3	-7.33	-0.35	-7.33	-0.35	-3.31	-0.16	-3.31	-0.16
Leeward wall	P4	-5.38	-0.26	-5.38	-0.26	-1.36	-0.07	-1.36	-0.07
Side wall	P5	-8.65	-0.41	-8.65	-0.41	-4.63	-0.22	-4.63	-0.22

CAS		CAS 5		CAS 6		CAS 7		CAS 8	
direction de vent 2		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	5.58	0.27	5.58	0.27	9.60	0.46	9.60	0.46
Roof 0 à h/2	P2	-13.12	-0.63	-3.72	-0.18	-9.10	-0.44	0.30	0.01
Roof >h/2	P3	-8.65	-0.41	-3.72	-0.18	-4.63	-0.22	0.30	0.01
Leeward wall	P4	-6.76	-0.32	-6.76	-0.32	-2.74	-0.13	-2.74	-0.13
Side wall	P5	-8.65	-0.41	-8.65	-0.41	-4.63	-0.22	-4.63	-0.22

CAS		CAS 9		CAS 10		CAS 11		CAS 12	
direction de vent 1		[psf]	[kN/m ²]						
Windward wall	P1	1.45	0.07	1.45	0.07	13.73	0.66	13.73	0.66
Windward Roof	P2	-9.94	-0.48	-6.14	-0.29	2.34	0.11	6.14	0.29
Leeward Roof	P3	-11.46	-0.55	-11.46	-0.55	0.83	0.04	0.83	0.04
Leeward wall	P4	-9.52	-0.46	-9.52	-0.46	2.77	0.13	2.77	0.13
Side wall	P5	-12.79	-0.61	-12.79	-0.61	-0.50	-0.02	-0.50	-0.02

Annexe B2.6 – Vent de 140 [km/h]

CAS		CAS 1		CAS 2		CAS 3		CAS 4	
direction de vent 1		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	7.00	0.34	7.00	0.34	12.04	0.58	12.04	0.58
Windward Roof	P2	-7.28	-0.35	-2.52	-0.12	-2.24	-0.11	2.52	0.12
Leeward Roof	P3	-9.18	-0.44	-9.18	-0.44	-4.14	-0.20	-4.14	-0.20
Leeward wall	P4	-6.75	-0.32	-6.75	-0.32	-1.71	-0.08	-1.71	-0.08
Side wall	P5	-10.85	-0.52	-10.85	-0.52	-5.81	-0.28	-5.81	-0.28

CAS		CAS 5		CAS 6		CAS 7		CAS 8	
direction de vent 2		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	7.00	0.34	7.00	0.34	12.04	0.58	12.04	0.58
Roof 0 à h/2	P2	-16.44	-0.79	-4.66	-0.22	-11.40	-0.55	0.38	0.02
Roof >h/2	P3	-10.85	-0.52	-4.66	-0.22	-5.81	-0.28	0.38	0.02
Leeward wall	P4	-8.47	-0.41	-8.47	-0.41	-3.43	-0.16	-3.43	-0.16
Side wall	P5	-10.85	-0.52	-10.85	-0.52	-5.81	-0.28	-5.81	-0.28

CAS		CAS 9		CAS 10		CAS 11		CAS 12	
direction de vent 1		[psf]	[kN/m ²]						
Windward wall	P1	1.82	0.09	1.82	0.09	17.22	0.82	17.22	0.82
Windward Roof	P2	-12.46	-0.60	-7.70	-0.37	2.94	0.14	7.70	0.37
Leeward Roof	P3	-14.36	-0.69	-14.36	-0.69	1.04	0.05	1.04	0.05
Leeward wall	P4	-11.93	-0.57	-11.93	-0.57	3.47	0.17	3.47	0.17
Side wall	P5	-16.03	-0.77	-16.03	-0.77	-0.63	-0.03	-0.63	-0.03

Annexe B2.7 – Vent de 145 [km/h]

CAS direction de vent 1		CAS 1		CAS 2		CAS 3		CAS 4	
		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	7.51	0.36	7.51	0.36	12.91	0.62	12.91	0.62
Windward Roof	P2	-7.81	-0.37	-2.70	-0.13	-2.40	-0.12	2.70	0.13
Leeward Roof	P3	-9.85	-0.47	-9.85	-0.47	-4.44	-0.21	-4.44	-0.21
Leeward wall	P4	-7.24	-0.35	-7.24	-0.35	-1.84	-0.09	-1.84	-0.09
Side wall	P5	-11.64	-0.56	-11.64	-0.56	-6.23	-0.30	-6.23	-0.30

CAS direction de vent 2		CAS 5		CAS 6		CAS 7		CAS 8	
		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	7.51	0.36	7.51	0.36	12.91	0.62	12.91	0.62
Roof 0 à h/2	P2	-17.64	-0.84	-5.00	-0.24	-12.23	-0.59	0.41	0.02
Roof >h/2	P3	-11.64	-0.56	-5.00	-0.24	-6.23	-0.30	0.41	0.02
Leeward wall	P4	-9.08	-0.43	-9.08	-0.43	-3.68	-0.18	-3.68	-0.18
Side wall	P5	-11.64	-0.56	-11.64	-0.56	-6.23	-0.30	-6.23	-0.30

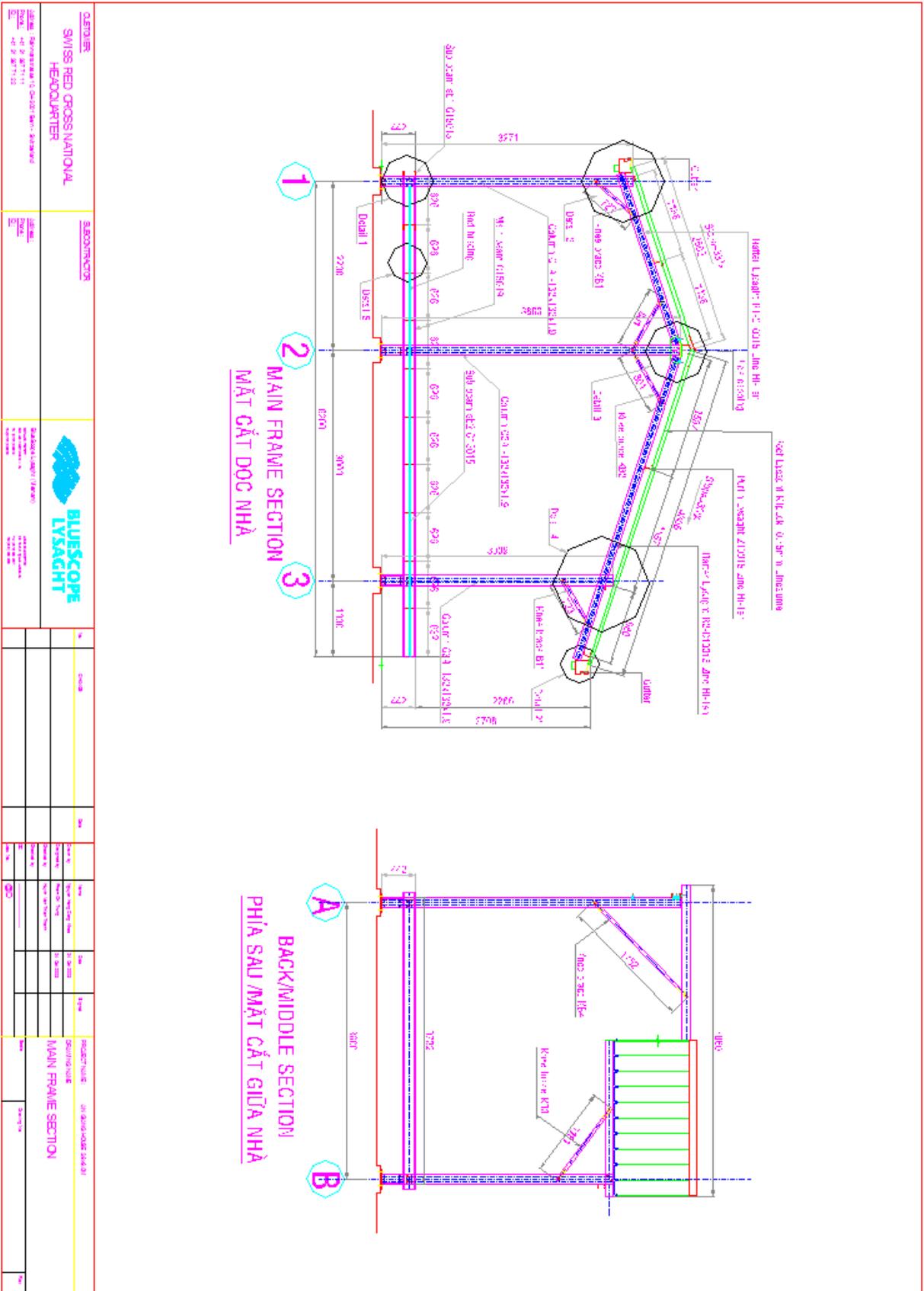
CAS direction de vent 1		CAS 9		CAS 10		CAS 11		CAS 12	
		[psf]	[kN/m ²]						
Windward wall	P1	1.95	0.09	1.95	0.09	18.47	0.88	18.47	0.88
Windward Roof	P2	-13.36	-0.64	-8.26	-0.40	3.15	0.15	8.26	0.40
Leeward Roof	P3	-15.41	-0.74	-15.41	-0.74	1.11	0.05	1.11	0.05
Leeward wall	P4	-12.80	-0.61	-12.80	-0.61	3.72	0.18	3.72	0.18
Side wall	P5	-17.19	-0.82	-17.19	-0.82	-0.68	-0.03	-0.68	-0.03

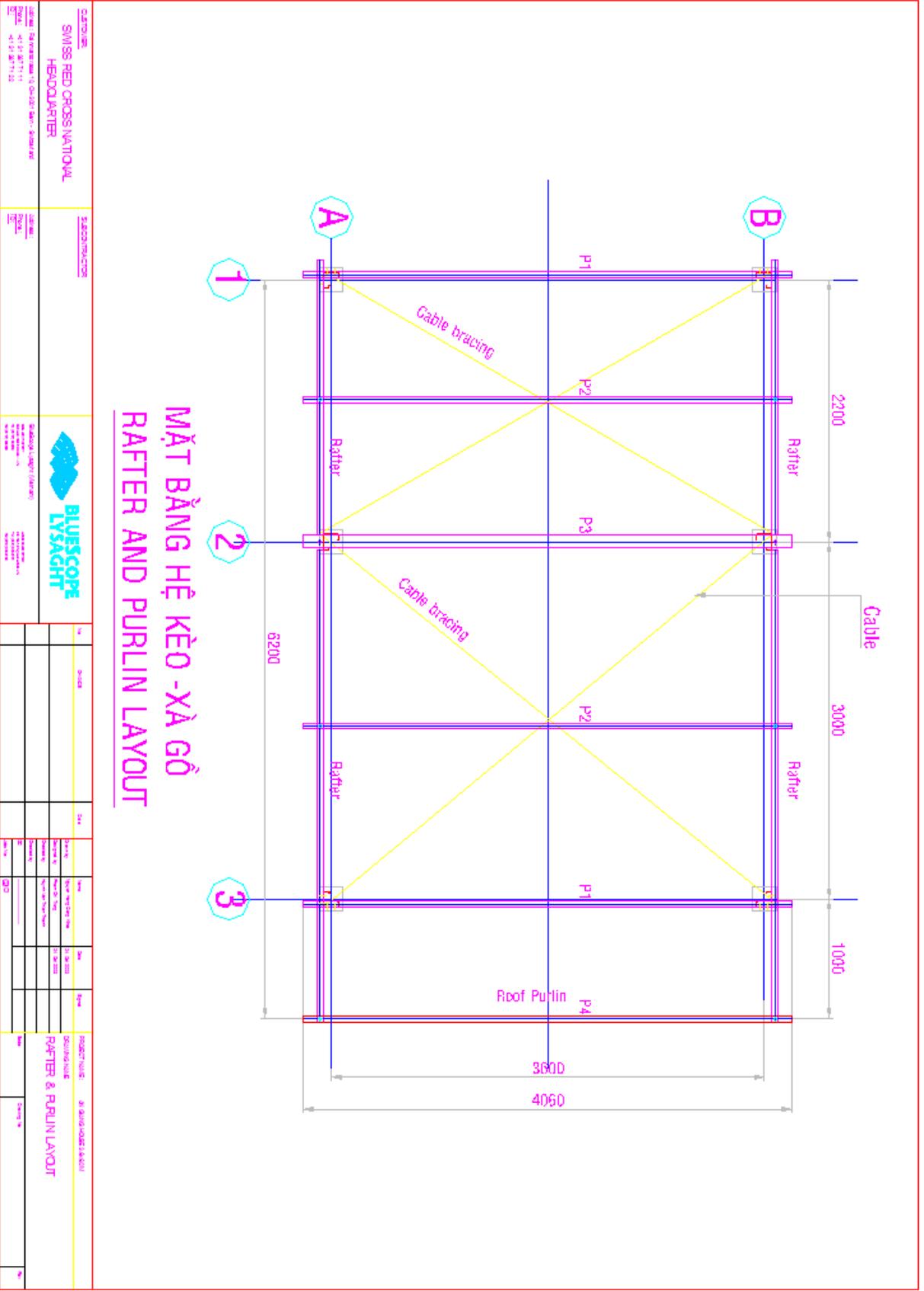
Annexe B2.8 – Vent de 160 [km/h]

CAS direction de vent 1		CAS 1		CAS 2		CAS 3		CAS 4	
		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	9.15	0.44	9.15	0.44	15.73	0.75	15.73	0.75
Windward Roof	P2	-9.51	-0.46	-3.29	-0.16	-2.93	-0.14	3.29	0.16
Leeward Roof	P3	-12.00	-0.57	-12.00	-0.57	-5.41	-0.26	-5.41	-0.26
Leeward wall	P4	-8.82	-0.42	-8.82	-0.42	-2.24	-0.11	-2.24	-0.11
Side wall	P5	-14.18	-0.68	-14.18	-0.68	-7.59	-0.36	-7.59	-0.36

CAS direction de vent 2		CAS 5		CAS 6		CAS 7		CAS 8	
		[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]	[psf]	[kN/m ²]
Windward wall	P1	9.15	0.44	9.15	0.44	15.73	0.75	15.73	0.75
Roof 0 à h/2	P2	-21.49	-1.03	-6.09	-0.29	-14.90	-0.71	0.49	0.02
Roof >h/2	P3	-14.18	-0.68	-6.09	-0.29	-7.59	-0.36	0.49	0.02
Leeward wall	P4	-11.07	-0.53	-11.07	-0.53	-4.48	-0.21	-4.48	-0.21
Side wall	P5	-14.18	-0.68	-14.18	-0.68	-7.59	-0.36	-7.59	-0.36

CAS direction de vent 1		CAS 9		CAS 10		CAS 11		CAS 12	
		[psf]	[kN/m ²]						
Windward wall	P1	2.38	0.11	2.38	0.11	22.50	1.08	22.50	1.08
Windward Roof	P2	-16.28	-0.78	-10.06	-0.48	3.84	0.18	10.06	0.48
Leeward Roof	P3	-18.77	-0.90	-18.77	-0.90	1.35	0.06	1.35	0.06
Leeward wall	P4	-15.59	-0.75	-15.59	-0.75	4.53	0.22	4.53	0.22
Side wall	P5	-20.95	-1.00	-20.95	-1.00	-0.82	-0.04	-0.82	-0.04





CLIENT: SWISS RED CROSS NATIONAL HEADQUARTER		SCALE/INDICATOR:		DATE:	
PROJECT NAME: RAFTER & PURLIN LAYOUT		DATE:		SCALE:	
PROJECT NO.:		DATE:		SCALE:	

Annexe D – Vérifications à l'ELU

Annexe D1 – Norme américaine pour le dimensionnement des éléments en flexion formés à froid (AISI S100-2012)

North American Cold-Formed Steel Specification, 2012 Edition

C3 Flexural Members

C3.1 Bending

The *design flexural strength [factored resistance]*, $\phi_b M_{tv}$, and the *allowable flexural strength*, M_n/Ω_b , shall be the smallest of the values calculated in accordance with sections C3.1.1, C3.1.2, C3.1.3, C3.1.4, D6.1.1, D6.1.2, and D6.2.1, where applicable.

See Section C3.6, as applicable, for laterally unrestrained flexural members subjected to both bending and torsional loading, such as *loads* that do not pass through the shear center of the cross-section, a condition which is not considered in the provision of this section.

C3.1.1 Nominal Section Strength [Resistance]

The *nominal flexural strength [resistance]*, M_n , shall be calculated either on the basis of initiation of *yielding* of the effective section (Procedure I) or on the basis of the inelastic reserve capacity (Procedure II), as applicable. The applicable *safety factors* and the *resistance factors* given in this section shall be used to determine the *allowable strength* or *design strength [factored resistance]* in accordance with the applicable design method in Section A4, A5 or A6.

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

$$= 0.90 \quad (\text{LSD})$$

(a) Procedure I – Based on Initiation of Yielding

The *nominal flexural strength [moment resistance]*, M_n , for the effective *yield moment* shall be calculated in accordance with Eq. C3.1.1-1 as follows:

$$M_n = S_e F_y \quad (\text{Eq. C3.1.1-1})$$

where

S_e = Elastic section modulus of effective section calculated relative to extreme compression or tension fiber at F_y

F_y = Design *yield stress* determined in accordance with Section A7.1

(b) Procedure II – Based on Inelastic Reserve Capacity

The inelastic flexural reserve capacity is permitted to be used when the following conditions are met:

- (1) The member is not subject to twisting or to *lateral, torsional, or flexural-torsional buckling*.
- (2) The effect of cold work of forming is not included in determining the *yield stress* F_y .
- (3) The ratio of the depth of the compressed portion of the *web* to its *thickness* does not exceed λ_1 .
- (4) The shear force does not exceed $0.35F_y$ for ASD, and $0.6F_y$ for LRFD and LSD times the web area (ht for stiffened elements or wt for unstiffened elements).
- (5) The angle between any web and the vertical does not exceed 30.

The *nominal flexural strength [resistance]*, M_n , shall not exceed either $1.25 S_e F_y$, as determined in accordance with Procedure I of Section C3.1.1 (a) or that causing a

maximum compression strain of $C_y e_y$ (no limit is placed on the maximum tensile strain).

where

h = Flat depth of web

t = Base steel *thickness* of element

e_y = Yield strain

$$= F_y/E$$

w = Element *flat width*

E = Modulus of elasticity

C_y = Compression strain factor calculated as follows:

(i) Stiffened compression elements without intermediate stiffeners

For compression elements without intermediate stiffeners, C_y shall be calculated as follows:

$$C_y = 3 \text{ when } w/t \leq \lambda_1$$

$$C_y = 3 - 2 \left(\frac{w/t - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right) \text{ when } \lambda_1 < \frac{w}{t} < \lambda_2 \quad (\text{Eq. C3.1.1-2})$$

$$C_y = 1 \text{ when } w/t \geq \lambda_2$$

where

$$\lambda_1 = \frac{1.11}{\sqrt{F_y/E}} \quad (\text{Eq. C3.1.1-3})$$

$$\lambda_2 = \frac{1.28}{\sqrt{F_y/E}} \quad (\text{Eq. C3.1.1-4})$$

(ii) Unstiffened compression elements

For unstiffened compression elements, C_y shall be calculated as follows:

(ii-1) Unstiffened compression elements under *stress* gradient causing compression at one longitudinal edge and tension at the other longitudinal edge:

$$\begin{aligned} C_y &= 3 && \text{when } \lambda \leq \lambda_3 \\ C_y &= 3 - 2[(\lambda - \lambda_3)/(\lambda_4 - \lambda_3)] && \text{when } \lambda_3 < \lambda < \lambda_4 \\ C_y &= 1 && \text{when } \lambda \geq \lambda_4 \end{aligned} \quad (\text{Eq. C3.1.1-5})$$

where

λ = Slenderness factor defined in Section B3.2

$$\lambda_3 = 0.43$$

$$\lambda_4 = 0.673(1+\psi) \quad (\text{Eq. C3.1.1-6})$$

ψ = A value defined in Section B3.2

(ii-2) Unstiffened compression elements under stress gradient causing compression at both longitudinal edges:

$$C_y = 1$$

(ii-3) Unstiffened compression elements under uniform compression:

$$C_y = 1$$

(iii) Multiple-stiffened compression elements and compression elements with edge

stiffeners

For multiple-stiffened compression elements and compression elements with edge stiffeners, C_y shall be taken as follows:

$$C_y = 1$$

When applicable, *effective design widths* shall be used in calculating section properties. M_n shall be calculated considering equilibrium of *stresses*, assuming an ideally elastic-plastic stress-strain curve, which is the same in tension as in compression, assuming small deformation, and assuming that plane sections remain plane during bending. Combined bending and *web crippling* shall be checked by the provisions of Section C3.5.

C3.1.2 Lateral-Torsional Buckling Strength [Resistance]

The provisions of this section shall apply to members with either an open cross-section as specified in Section C3.1.2.1 or closed box sections as specified in Section C3.1.2.2.

Unless otherwise indicated, the following *safety factor* and *resistance factors* and the *nominal strengths [resistances]* calculated in accordance with Sections C3.1.2.1 and C3.1.2.2 shall be used to determine the *allowable flexural strength* or *design flexural strength [factored resistance]* in accordance with the applicable design method in Section A4, A5, or A6.

$$\Omega_b = 1.67 \quad (ASD)$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (LRFD)$$

$$= 0.90 \quad (LSD)$$

C3.1.2.1 Lateral-Torsional Buckling Strength [Resistance] of Open Cross-Section Members

The provisions of this section shall apply to I-, Z-, C-, and other *singly-symmetric section* flexural members (not including multiple-web deck, U- and closed box-type members, and curved or arch members) subject to *lateral-torsional buckling*. The provisions of this section shall not apply to laterally unbraced compression *flanges* of otherwise laterally stable sections. See Section D6.1.1 for C- and Z-*purlins* in which the tension *flange* is attached to sheathing.

For laterally unbraced segments of *singly-, doubly-, and point-symmetric sections* subject to *lateral-torsional buckling*, the *nominal flexural strength [resistance]*, M_n shall be calculated in accordance with Eq. C3.1.2.1-1.

$$M_n = S_c F_c \quad (Eq. C3.1.2.1-1)$$

where

S_c = Elastic section modulus of effective section calculated relative to extreme compression fiber at F_c

F_c shall be determined as follows:

For $F_e \geq 2.78F_y$

The member segment is not subject to *lateral-torsional buckling* at bending moments less than or equal to M_y . The *available flexural strength [factored resistance]* shall be determined in accordance with Section C3.1.1(a).

For $2.78F_y > F_e > 0.56F_y$

$$F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10F_y}{36F_e} \right) \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-2})$$

For $F_e \leq 0.56F_y$

$$F_c = F_e \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-3})$$

where

F_y = Design yield stress as determined in accordance with Section A7.1

F_e = Elastic critical lateral-torsional buckling stress calculated in accordance with (a) or (b)

(a) For singly-, doubly-, and point-symmetric sections:

(1) For bending about the symmetry axis:

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad \text{for singly- and doubly-symmetric sections} \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-4})$$

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{2S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad \text{for point-symmetric sections} \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-5})$$

where

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-6})$$

where

M_{\max} = Absolute value of maximum moment in unbraced segment

M_A = Absolute value of moment at quarter point of unbraced segment

M_B = Absolute value of moment at centerline of unbraced segment

M_C = Absolute value of moment at three-quarter point of unbraced segment

C_b is permitted to be conservatively taken as unity for all cases. For cantilevers or overhangs where the free end is unbraced, C_b shall be taken as unity.

r_o = Polar radius of gyration of cross-section about shear center

$$= \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2} \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-7})$$

where

r_x, r_y = Radii of gyration of cross-section about centroidal principal axes

x_o = Distance from shear center to centroid along principal x-axis, taken as negative

A = Full unreduced cross-sectional area

S_f = Elastic section modulus of full unreduced section relative to extreme compression fiber

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-8})$$

where

E = Modulus of elasticity of steel

K_y = Effective length factors for bending about y-axis

L_y = Unbraced length of member for bending about y-axis

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-9})$$

where

G = Shear modulus

J = Saint-Venant torsion constant of cross-section

C_w = Torsional warping constant of cross-section

K_t = Effective length factors for twisting

L_t = Unbraced length of member for twisting

For *singly-symmetric sections*, x-axis shall be the axis of symmetry oriented such that the shear center has a negative x-coordinate.

For *point-symmetric sections*, such as Z-sections, x-axis shall be the centroidal axis perpendicular to the web.

Alternatively, F_e is permitted to be calculated using the equation given in (b) for *doubly-symmetric I-sections, singly-symmetric C-sections, or point-symmetric Z-sections*.

(2) For *singly-symmetric sections* bending about the centroidal axis perpendicular to the axis of symmetry:

$$F_e = \frac{C_s A \sigma_{ex}}{C_{TF} S_f} \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_o^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right] \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-10})$$

where

C_s = +1 for moment causing compression on shear center side of centroid

= -1 for moment causing tension on shear center side of centroid

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-11})$$

where

K_x = Effective length factors for bending about x-axis

L_x = Unbraced length of member for bending about x-axis

$$C_{TF} = 0.6 - 0.4 (M_1 / M_2) \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-12})$$

where

M_1 and M_2 = the smaller and the larger bending moment, respectively, at the ends of the unbraced length in the plane of bending; M_1 / M_2 , the ratio of end moments, is positive when M_1 and M_2 have the same sign (reverse curvature bending) and negative when they are of opposite sign (single curvature bending). When the bending moment at any point within an unbraced length is larger than that at both ends of this length, C_{TF} shall be taken as unity

$$j = \frac{1}{2I_y} \left[\int_A x^3 dA + \int_A xy^2 dA \right] - x_o \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-13})$$

(b) For I-sections, singly-symmetric C-sections, or Z-sections bent about the centroidal axis perpendicular to the web (x-axis), the following equations are permitted to be used in lieu of (a) to calculate F_e :

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{S_f (K_y L_y)^2} \quad \text{for doubly-symmetric I-sections and singly-symmetric C-sections} \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-14})$$

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{2 S_f (K_y L_y)^2} \quad \text{for point-symmetric Z-sections} \quad (\text{Eq. C3.1.2.1-15})$$

where

d = Depth of section

I_{yc} = Moment of inertia of compression portion of section about centroidal axis of entire section parallel to web, using full unreduced section

See (a) for definition of other variables.

C3.1.2.2 Lateral-Torsional Buckling Strength [Resistance] of Closed Box Members

For closed box members, the *nominal flexural strength [resistance]*, M_{nv} shall be determined in accordance with this section.

If the laterally unbraced length of the member is less than or equal to L_u , the *nominal flexural strength [resistance]* shall be determined in accordance with Section C3.1.1. L_u shall be calculated as follows:

$$L_u = \frac{0.36 C_b \pi}{F_y S_f} \sqrt{E G J I_y} \quad (\text{Eq. C3.1.2.2-1})$$

See Section C3.1.2.1 for definition of variables.

If the laterally unbraced length of a member is larger than L_u , as calculated in Eq. C3.1.2.2-1, the *nominal flexural strength [resistance]* shall be determined in accordance with Section C3.1.2.1, where the critical *lateral-torsional buckling stress*, F_e , is calculated as follows:

$$F_e = \frac{C_b \pi}{K_y L_y S_f} \sqrt{E G J I_y} \quad (\text{Eq. C3.1.2.2-2})$$

where

J = Torsional constant of box section

I_y = Moment of inertia of full unreduced section about centroidal axis parallel to web

See Section C3.1.2.1 for definition of other variables.

C3.1.3 Flexural Strength [Resistance] of Closed Cylindrical Tubular Members

For closed cylindrical tubular members having a ratio of outside diameter to wall thickness, D/t , not greater than $0.441 E/F_y$, the *nominal flexural strength [resistance]*, M_{nv} shall be calculated in accordance with Eq. C3.1.3-1. The *safety factor* and *resistance factors* given in

this section shall be used to determine the *allowable flexural strength* or *design flexural strength* [*factored resistance*] in accordance with the applicable design method in Section A4, A5, or A6.

$$M_n = F_c S_f \quad (\text{Eq. C3.1.3-1})$$

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.95 \quad (\text{LRFD})$$

$$= 0.90 \quad (\text{LSD})$$

For $D/t \leq 0.0714 E/F_y$

$$F_c = 1.25 F_y \quad (\text{Eq. C3.1.3-2})$$

For $0.0714 E/F_y < D/t \leq 0.318 E/F_y$

$$F_c = \left[0.970 + 0.020 \left(\frac{E/F_y}{D/t} \right) \right] F_y \quad (\text{Eq. C3.1.3-3})$$

For $0.318 E/F_y < D/t \leq 0.441 E/F_y$

$$F_c = 0.328E/(D/t) \quad (\text{Eq. C3.1.3-4})$$

where

D = Outside diameter of cylindrical tube

t = Thickness

F_c = Critical flexural buckling stress

S_f = Elastic section modulus of full unreduced cross section relative to extreme compression fiber

See Section C3.1.2.1 for definitions of other variables.

C3.1.4 Distortional Buckling Strength [Resistance]

The provisions of this section shall apply to I-, Z-, C-, and other open cross-section members that employ compression *flanges* with edge stiffeners, with the exception of members that meet the criteria of Section D6.1.1, D6.1.2 when the R factor of Eq. D6.1.2-1 is employed, or D6.2.1. The *nominal flexural strength* [*resistance*] shall be calculated in accordance with Eq. C3.1.4-1 or Eq. C3.1.4-2. The *safety factor* and *resistance factors* given in this section shall be used to determine the *allowable flexural strength* or *design flexural strength* [*factored resistance*] in accordance with the applicable design method in Section A4, A5, or A6.

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

$$= 0.85 \quad (\text{LSD})$$

For $\lambda_d \leq 0.673$

$$M_n = M_y \quad (\text{Eq. C3.1.4-1})$$

For $\lambda_d > 0.673$

$$M_n = \left(1 - 0.22 \left(\frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0.5} \right) \left(\frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0.5} M_y \quad (\text{Eq. C3.1.4-2})$$

where

$$\lambda_d = \sqrt{M_y / M_{crd}} \quad (\text{Eq. C3.1.4-3})$$

$$M_y = S_{fy} F_y \quad (\text{Eq. C3.1.4-4})$$

where

S_{fy} = Elastic section modulus of full unreduced section relative to extreme fiber in first yield

$$M_{crd} = S_f F_d \quad (\text{Eq. C3.1.4-5})$$

where

S_f = Elastic section modulus of full unreduced section relative to extreme compression fiber

F_d = Elastic *distortional buckling stress* calculated in accordance with either Section C3.1.4(a) or (b)

(a) For C- and Z-Sections or any Open Section with a Stiffened Compression Flange Extending to One Side of the Web where the Stiffener is either a Simple Lip or a Complex Edge Stiffener

The provisions of this section are permitted to apply to any open section with a single web and single edge stiffened compression flange. The *distortional buckling stress*, F_d , shall be calculated in accordance with Eq. C3.1.4-6 as follows:

$$F_d = \beta \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{\tilde{k}_{\phi fg} + \tilde{k}_{\phi wg}} \quad (\text{Eq. C3.1.4-6})$$

where

β = A value accounting for moment gradient, which is permitted to be conservatively taken as 1.0

$$= 1.0 \leq 1 + 0.4(L/L_m)^{0.7} (1 + M_1/M_2)^{0.7} \leq 1.3 \quad (\text{Eq. C3.1.4-7})$$

where

L = Minimum of L_{cr} and L_m

where

$$L_{cr} = \left(\frac{4\pi^4 h_o (1-\mu^2)}{t^3} \left(I_{xf}(x_o - h_x)^2 + C_{wf} - \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_o - h_x)^2 \right) + \frac{\pi^4 h_o^4}{720} \right)^{1/4} \quad (\text{Eq. C3.1.4-8})$$

where

h_o = Out-to-out web depth as defined in Figure B2.3-2

μ = Poisson's ratio

t = Base steel thickness

I_{xf} = x-axis moment of inertia of the flange

x_{of} = x distance from the centroid of the flange to the shear center of the flange

h_{xf} = x distance from the centroid of the flange to the flange/web junction

C_{wf} = Warping torsion constant of the flange

I_{xyf} = Product of the moment of inertia of the flange

I_{yf} = y-axis moment of inertia of the flange

In the above, I_{xf} , I_{yf} , I_{xyf} , C_{wf} , x_{of} , and h_{xf} are properties of the compression flange plus edge stiffener about an x-y axis system located at the centroid of the flange, with the x-axis measured positive to the right from the centroid, and the y-axis positive down from the centroid.

L_m = Distance between discrete restraints that restrict *distortional buckling* (for continuously restrained members $L_m=L_{cr}$)

M_1 and M_2 = Smaller and larger end moments, respectively, in the unbraced segment (L_m) of the beam; M_1/M_2 is positive when the moments cause reverse curvature and negative when bent in single curvature

$k_{\phi fc}$ = Elastic rotational stiffness provided by the flange to the flange/web juncture

$$= \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \left[EI_{xf}(x_{of} - h_{xf})^2 + EC_{wf} - E \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}}(x_{of} - h_{xf})^2 \right] + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 GJ_f \quad (\text{Eq. C3.1.4-9})$$

where

E = Modulus of elasticity of steel

G = Shear modulus

J_f = St. Venant torsion constant of the compression flange, plus edge stiffener about an x-y axis located at the centroid of the flange, with the x-axis measured positive to the right from the centroid, and the y-axis positive down from the centroid

$k_{\phi wc}$ = Elastic rotational stiffness provided by the web to the flange/web juncture

$$= \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{3}{h_o} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 \frac{19}{60} h_o + \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \frac{h_o^3}{240} \right) \quad (\text{Eq. C3.1.4-10})$$

μ = Poisson's ratio

k_{ϕ} = Rotational stiffness provided by a restraining element (brace, panel, sheathing) to the flange/web juncture of a member (zero if the compression flange is unrestrained)

$\tilde{k}_{\phi fg}$ = Geometric rotational stiffness (divided by the stress F_d) demanded by the flange from the flange/web juncture

$$= \left(\frac{\pi}{E}\right)^2 \left[A_f \left((x_{of} - h_{xf})^2 \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right)^2 - 2y_{of}(x_{of} - h_{xf}) \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}}\right) + h_{xf}^2 + y_{of}^2 \right) + I_{xf} + I_{yf} \right] \quad (\text{Eq. C3.1.4-11})$$

where

A_f = Cross-sectional area of the compression flange plus edge stiffener about an x-y axis located at the centroid of the flange, with the x-axis measured positive to the right from the centroid, and the y-axis positive down from the centroid

y_{of} = y distance from the centroid of the flange to the shear center of the flange

$\tilde{k}_{\phi wg}$ = Geometric rotational stiffness (divided by the stress F_d) demanded by the web from the flange/web juncture

$$= \frac{h_o \pi^2}{13440} \left(\frac{[45360(1 - \xi_{web}) + 62160] \left(\frac{L}{h_o}\right)^2 + 448\pi^2 + \left(\frac{h_o}{L}\right)^2 [53 + 3(1 - \xi_{web})]\pi^4}{\pi^4 + 28\pi^2 \left(\frac{L}{h_o}\right)^2 + 420 \left(\frac{L}{h_o}\right)^4} \right) \quad (\text{Eq. C3.1.4-12})$$

where

$\xi_{web} = (f_1 - f_2)/f_1$, stress gradient in the web, where f_1 and f_2 are the stresses at the opposite ends of the web, $f_1 > f_2$, compression is positive, tension is negative, and the stresses are calculated on the basis of the gross section, (e.g., pure symmetrical bending, $f_1 = -f_2$, $\xi_{web} = 2$)

(b) *Rational Elastic Buckling Analysis*

A rational elastic buckling analysis that considers *distortional buckling* is permitted to be used in lieu of the expressions given in Section C3.1.4 (a). The safety and resistance factors in Section C3.1.4 shall apply.

C3.4 Web Crippling

C3.4.1 Web Crippling Strength [Resistance] of Webs without Holes

The nominal web crippling strength [resistance], P_n , shall be determined in accordance with Eq. C3.4.1-1 or Eq. C3.4.1-2, as applicable. The safety factors and resistance factors in Tables C3.4.1-1 to C3.4.1-5 shall be used to determine the allowable strength or design strength [factored resistance] in accordance with the applicable design method in Section A4, A5, or A6.

$$P_n = Ct^2 F_y \sin \theta \left(1 - C_R \sqrt{\frac{R}{t}} \right) \left(1 + C_N \sqrt{\frac{N}{t}} \right) \left(1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}} \right) \quad (\text{Eq. C3.4.1-1})$$

where:

P_n = Nominal web crippling strength [resistance]

C = Coefficient from Table C3.4.1-1, C3.4.1-2, C3.4.1-3, C3.4.1-4, or C3.4.1-5

t = Web thickness

F_y = Design yield stress as determined in accordance with Section A7.1

θ = Angle between plane of web and plane of bearing surface, $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$

C_R = Inside bend radius coefficient from Table C3.4.1-1, C3.4.1-2, C3.4.1-3, C3.4.1-4, or C3.4.1-5

R = Inside bend radius

C_N = Bearing length coefficient from Table C3.4.1-1, C3.4.1-2, C3.4.1-3, C3.4.1-4, or C3.4.1-5

N = Bearing length [3/4 in. (19 mm) minimum]

C_h = Web slenderness coefficient from Table C3.4.1-1, C3.4.1-2, C3.4.1-3, C3.4.1-4, or C3.4.1-5

h = Flat dimension of web measured in plane of web

Alternatively, for an end-one-flange loading condition on a C- or Z-section, the nominal web crippling strength [resistance], $P_{nc'}$ with an overhang on one side, is permitted to be

calculated as follows, except that P_{nc} shall not be larger than the interior-one-flange loading condition:

$$P_{nc} = \alpha P_n \quad (\text{Eq. C3.4.1-2})$$

where

P_{nc} = Nominal web crippling strength [resistance] of C and Z-sections with overhang(s)

$$\alpha = \frac{1.34(L_o/h)^{0.26}}{0.009(h/t) + 0.3} \geq 1.0 \quad (\text{Eq. C3.4.1-3})$$

where

L_o = Overhang length measured from edge of bearing to the end of the member

P_n = Nominal web crippling strength [resistance] with end one-flange loading as calculated by Eq. C3.4.1-1 and Tables C3.4.1-2 and C3.4.1-3

Eq. C3.4.1-2 shall be limited to $0.5 \leq L_o/h \leq 1.5$ and $h/t \leq 154$. For L_o/h or h/t outside these limits, $\alpha=1$.

Webs of members in bending for which h/t is greater than 200 shall be provided with means of transmitting concentrated loads or reactions directly into the web(s).

P_n and P_{nc} shall represent the nominal strengths [resistances] for load or reaction for one solid web connecting top and bottom flanges. For hat, multi-web sections and C or Z-sections, P_n or P_{nc} shall be the nominal strength [resistance] for a single web, and the total strength [resistance] shall be computed by multiplying P_n or P_{nc} by the number of webs at the considered cross-section.

One-flange loading or reaction shall be defined as the condition where the clear distance between the bearing edges of adjacent opposite concentrated loads or reactions is equal to or greater than $1.5h$.

Two-flange loading or reaction shall be defined as the condition where the clear distance between the bearing edges of adjacent opposite concentrated loads or reactions is less than $1.5h$.

End loading or reaction shall be defined as the condition where the distance from the edge of the bearing to the end of the member is equal to or less than $1.5h$.

Interior loading or reaction shall be defined as the condition where the distance from the edge of the bearing to the end of the member is greater than $1.5h$, except as otherwise noted herein.

Table C3.4.1-1 shall apply to I-beams made from two channels connected back-to-back where $h/t \leq 200$, $N/t \leq 210$, $N/h \leq 1.0$ and $\theta = 90^\circ$. See Section C3.4.1 of *Commentary* for further explanation.

TABLE C3.4.1-1
Safety Factors, Resistance Factors, and Coefficients for
Built-Up Sections per Web

Support and Flange Conditions		Load Cases		C	C_R	C_N	C_h	USA and Mexico		Canada	Limits
								ASD Ω_w	LRFD ϕ_w	LSD ϕ_w	
Fastened to Support	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	10	0.14	0.28	0.001	2.00	0.75	0.60	$R/t \leq 5$
			Interior	20.5	0.17	0.11	0.001	1.75	0.85	0.75	$R/t \leq 5$
Unfastened	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	10	0.14	0.28	0.001	2.00	0.75	0.60	$R/t \leq 5$
			Interior	20.5	0.17	0.11	0.001	1.75	0.85	0.75	$R/t \leq 3$
		Two-Flange Loading or Reaction	End	15.5	0.09	0.08	0.04	2.00	0.75	0.65	$R/t \leq 3$
			Interior	36	0.14	0.08	0.04	2.00	0.75	0.65	
	Unstiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	10	0.14	0.28	0.001	2.00	0.75	0.60	$R/t \leq 5$
			Interior	20.5	0.17	0.11	0.001	1.75	0.85	0.75	$R/t \leq 3$

Table C3.4.1-2 shall apply to single web channel and C-Sections members where $h/t \leq 200$, $N/t \leq 210$, $N/h \leq 2.0$, and $\theta = 90^\circ$. In Table C3.4.1-2, for interior two-flange loading or reaction of members having flanges fastened to the support, the distance from the edge of bearing to the end of the member shall be extended at least 2.5h. For unfastened cases, the distance from the edge of bearing to the end of the member shall be extended at least 1.5h.

TABLE C3.4.1-2
Safety Factors, Resistance Factors, and Coefficients for
Single Web Channel and C-Sections

Support and Flange Conditions		Load Cases		C	C_R	C_N	C_h	USA and Mexico		Canada LSD ϕ_w	Limits
								ASD Ω_w	LRFD ϕ_w		
Fastened to Support	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.14	0.35	0.02	1.75	0.85	0.75	$R/t \leq 9$
			Interior	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	0.80	$R/t \leq 5$
		Two-Flange Loading or Reaction	End	7.5	0.08	0.12	0.048	1.75	0.85	0.75	$R/t \leq 12$
			Interior	20	0.10	0.08	0.031	1.75	0.85	0.75	$R/t \leq 12$ $d^1 \geq 4.5$ in. (110 mm)
Unfastened	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.14	0.35	0.02	1.85	0.80	0.70	$R/t \leq 5$
			Interior	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	0.80	
		Two-Flange Loading or Reaction	End	13	0.32	0.05	0.04	1.65	0.90	0.80	$R/t \leq 3$
			Interior	24	0.52	0.15	0.001	1.90	0.80	0.65	
	Unstiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.40	0.60	0.03	1.80	0.85	0.70	$R/t \leq 2$
			Interior	13	0.32	0.10	0.01	1.80	0.85	0.70	$R/t \leq 1$
		Two-Flange Loading or Reaction	End	2	0.11	0.37	0.01	2.00	0.75	0.65	$R/t \leq 1$
			Interior	13	0.47	0.25	0.04	1.90	0.80	0.65	

Note: ¹d = Out-to-out depth of Section in the plane of the web

Table C3.4.1-3 shall apply to single *web* Z-section members where $h/t \leq 200$, $N/t \leq 210$, $N/h \leq 2.0$, and $\theta = 90^\circ$. In Table C3.4.1-3, for interior two-flange loading or reaction of members having *flanges* fastened to the support, the distance from the edge of bearing to the end of the member shall be extended at least $2.5h$; for unfastened cases, the distance from the edge of bearing to the end of the member shall be extended at least $1.5h$.

TABLE C3.4.1-3
Safety Factors, Resistance Factors, and Coefficients for
Single Web Z-Sections

Support and Flange Conditions		Load Cases		C	C_R	C_N	C_h	USA and Mexico		Canada LSD ϕ_w	Limits
								ASD Ω_w	LRFD ϕ_w		
Fastened to Support	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.14	0.35	0.02	1.75	0.85	0.75	$R/t \leq 9$
			Interior	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	0.80	$R/t \leq 5.5$
		Two-Flange Loading or Reaction	End	9	0.05	0.16	0.052	1.75	0.85	0.75	$R/t \leq 12$
			Interior	24	0.07	0.07	0.04	1.85	0.80	0.70	$R/t \leq 12$
Unfastened	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	5	0.09	0.02	0.001	1.80	0.85	0.75	$R/t \leq 5$
			Interior	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	0.80	
		Two-Flange Loading or Reaction	End	13	0.32	0.05	0.04	1.65	0.90	0.80	$R/t \leq 3$
			Interior	24	0.52	0.15	0.001	1.90	0.80	0.65	
	Unstiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.40	0.60	0.03	1.80	0.85	0.70	$R/t \leq 2$
			Interior	13	0.32	0.10	0.01	1.80	0.85	0.70	$R/t \leq 1$
		Two-Flange Loading or Reaction	End	2	0.11	0.37	0.01	2.00	0.75	0.65	$R/t \leq 1$
			Interior	13	0.47	0.25	0.04	1.90	0.80	0.65	

Table C3.4.1-4 shall apply to single hat section members where $h/t \leq 200$, $N/t \leq 200$, $N/h \leq 2$, and $\theta = 90^\circ$.

TABLE C3.4.1-4
Safety Factors, Resistance Factors, and Coefficients for
Single Hat Sections per Web

Support Conditions	Load Cases		C	C_R	C_N	C_h	USA and Mexico		Canada LSD ϕ_w	Limits
							ASD Ω_w	LRFD ϕ_w		
Fastened to Support	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.25	0.68	0.04	2.00	0.75	0.65	$R/t \leq 5$
		Interior	17	0.13	0.13	0.04	1.80	0.85	0.70	$R/t \leq 10$
	Two-Flange Loading or Reaction	End	9	0.10	0.07	0.03	1.75	0.85	0.75	$R/t \leq 10$
		Interior	10	0.14	0.22	0.02	1.80	0.85	0.75	
Unfastened	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.25	0.68	0.04	2.00	0.75	0.65	$R/t \leq 5$
		Interior	17	0.13	0.13	0.04	1.80	0.85	0.70	$R/t \leq 10$

Table C3.4.1-5 shall apply to multi-web section members where $h/t \leq 200$, $N/t \leq 210$, $N/h \leq 3$, and $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$.

TABLE C3.4.1-5
Safety Factors, Resistance Factors, and Coefficients for
Multi-Web Deck Sections per Web

Support Conditions	Load Cases		C	C_R	C_N	C_h	USA and Mexico		Canada LSD ϕ_w	Limits
							ASD Ω_w	LRFD ϕ_w		
Fastened to Support	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.04	0.25	0.025	1.70	0.90	0.80	$R/t \leq 20$
		Interior	8	0.10	0.17	0.004	1.75	0.85	0.75	
	Two-Flange Loading or Reaction	End	9	0.12	0.14	0.040	1.80	0.85	0.70	$R/t \leq 10$
		Interior	10	0.11	0.21	0.020	1.75	0.85	0.75	
Unfastened	One-Flange Loading or Reaction	End	3	0.04	0.29	0.028	2.45	0.60	0.50	$R/t \leq 20$
		Interior	8	0.10	0.17	0.004	1.75	0.85	0.75	
	Two-Flange Loading or Reaction	End	6	0.16	0.15	0.050	1.65	0.90	0.80	$R/t \leq 5$
		Interior	17	0.10	0.10	0.046	1.65	0.90	0.80	

Note: Multi-web deck sections are considered unfastened for any support fastener spacing greater than 18 in. (460 mm).

C3.4.2 Web Crippling Strength [Resistance] of C-Section Webs with Holes

Where a *web* hole is within the bearing length, a bearing stiffener shall be used.

For beam *webs* with holes, the *available web crippling strength [factored resistance]* shall be calculated in accordance with Section C3.4.1, multiplied by the reduction factor, R_c , given in this section.

The provisions of this section shall apply within the following limits:

- (1) $d_h/h \leq 0.7$,
- (2) $h/t \leq 200$,
- (3) Hole centered at mid-depth of *web*,
- (4) Clear distance between holes ≥ 18 in. (457 mm),
- (5) Distance between end of member and edge of hole $\geq d$,
- (6) Non-circular holes, corner radii $\geq 2t$,
- (7) Non-circular holes, $d_h \leq 2.5$ in. (64 mm) and $L_h \leq 4.5$ in. (114 mm),
- (8) Circular holes, diameters ≤ 6 in. (152 mm), and
- (9) $d_h > 9/16$ in. (14 mm).

where

d_h = Depth of *web* hole

h = Depth of flat portion of *web* measured along plane of *web*

t = Web thickness

d = Depth of cross-section

L_h = Length of *web* hole

For end *one-flange* reaction (Equation C3.4.1-1 with Table C3.4.1-2) where a *web* hole is not within the bearing length, the reduction factor, R_c , shall be calculated as follows:

$$R_c = 1.01 - 0.325d_h/h + 0.083x/h \leq 1.0 \quad (\text{Eq. C3.4.2-1})$$

$$N \geq 1 \text{ in. (25 mm)}$$

For interior *one-flange* reaction (Equation C3.4.1-1 with Table C3.4.1-2) where any portion of a *web* hole is not within the bearing length, the reduction factor, R_c , shall be calculated as follows:

$$R_c = 0.90 - 0.047d_h/h + 0.053x/h \leq 1.0 \quad (\text{Eq. C3.4.2-2})$$

$$N \geq 3 \text{ in. (76 mm)}$$

where

x = Nearest distance between *web* hole and edge of bearing

N = Bearing length

C3.5 Combined Bending and Web Crippling**C3.5.1 ASD Method**

Unreinforced flat *webs* of shapes subjected to a combination of bending and concentrated *load* or reaction shall be designed such that the moment, M , and the concentrated *load* or reaction, P , satisfies $M \leq M_{nxo}/\Omega_b$, and $P \leq P_n/\Omega_w$. In addition, the following requirements in (a), (b), and (c), as applicable, shall be satisfied.

(a) For shapes having single unreinforced webs, Eq. C3.5.1-1 shall be satisfied as follows:

$$0.91 \left(\frac{P}{P_n} \right) + \left(\frac{M}{M_{nxo}} \right) \leq \frac{1.33}{\Omega} \quad (\text{Eq. C3.5.1-1})$$

Exception: At the interior supports of continuous spans, Eq. C3.5.1-1 shall not apply to deck or beams with two or more single webs, provided the compression edges of adjacent *webs* are laterally supported in the negative moment region by continuous or intermittently connected *flange* elements, rigid cladding, or lateral bracing, and the spacing between adjacent *webs* does not exceed 10 in. (254 mm).

- (b) For shapes having multiple unreinforced webs such as I-sections made of two C-sections connected back-to-back, or similar sections that provide a high degree of restraint against rotation of the *web* (such as I-sections made by welding two angles to a C-section), Eq. C3.5.1-2 shall be satisfied as follows:

$$0.88 \left(\frac{P}{P_n} \right) + \left(\frac{M}{M_{nxo}} \right) \leq \frac{1.46}{\Omega} \quad (\text{Eq. C3.5.1-2})$$

- (c) For the support point of two nested Z-shapes, Eq. C3.5.1-3 shall be satisfied as follows:

$$0.86 \left(\frac{P}{P_n} \right) + \left(\frac{M}{M_{nxo}} \right) \leq \frac{1.65}{\Omega} \quad (\text{Eq. C3.5.1-3})$$

Eq. C3.5.1-3 shall apply to shapes that meet the following limits:

$$h/t \leq 150,$$

$$N/t \leq 140,$$

$$F_y \leq 70 \text{ ksi (483 MPa or 4920 kg/cm}^2\text{), and}$$

$$R/t \leq 5.5.$$

The following conditions shall also be satisfied:

- (1) The ends of each section are connected to the other section by a minimum of two 1/2 in. (12.7 mm) diameter A307 bolts through the web.
- (2) The combined section is connected to the support by a minimum of two 1/2 in. (12.7 mm) diameter A307 bolts through the flanges.
- (3) The *webs* of the two sections are in contact.
- (4) The ratio of the thicker to the thinner part does not exceed 1.3.

The following notation shall apply to this section:

M = Required flexural strength at, or immediately adjacent to, the point of application of the concentrated load or reaction, P

P = Required strength for concentrated load or reaction in the presence of bending moment

M_{nxo} = Nominal flexural strength about the centroidal x-axis determined in accordance with Section C3.1.1

Ω_b = Safety factor for bending (See Section C3.1.1)

P_n = Nominal strength for concentrated load or reaction in absence of bending moment determined in accordance with Section C3.4

Ω_w = Safety factor for web crippling (See Section C3.4)

Ω = Safety factor for combined bending and web crippling
= 1.70

C3.5.2 LRFD and LSD Methods

Unreinforced flat *webs* of shapes subjected to a combination of bending and

concentrated load or reaction shall be designed such that the moment, \bar{M} , and the concentrated load or reaction, \bar{P} , satisfy $\bar{M} \leq \phi_b M_{nxo}$ and $\bar{P} \leq \phi_w P_n$. In addition, the following requirements in (a), (b), and (c), as applicable, shall be satisfied.

(a) For shapes having single unreinforced webs, Eq. C3.5.2-1 shall be satisfied as follows:

$$0.91 \left(\frac{\bar{P}}{P_n} \right) + \left(\frac{\bar{M}}{M_{nxo}} \right) \leq 1.33\phi \quad (\text{Eq. C3.5.2-1})$$

where

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 \text{ (LRFD)} \\ &= 0.75 \text{ (LSD)} \end{aligned}$$

Exception: At the interior supports of continuous spans, Eq. C3.5.2-1 shall not apply to deck or beams with two or more single webs, provided the compression edges of adjacent webs are laterally supported in the negative moment region by continuous or intermittently connected flange elements, rigid cladding, or lateral bracing, and the spacing between adjacent webs does not exceed 10 in. (254 mm).

(b) For shapes having multiple unreinforced webs such as I-sections made of two C-sections connected back-to-back, or similar sections that provide a high degree of restraint against rotation of the web (such as I-sections made by welding two angles to a C-section), Eq. C3.5.2-2 shall be satisfied as follows:

$$0.88 \left(\frac{\bar{P}}{P_n} \right) + \left(\frac{\bar{M}}{M_{nxo}} \right) \leq 1.46\phi \quad (\text{Eq. C3.5.2-2})$$

where

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 \text{ (LRFD)} \\ &= 0.75 \text{ (LSD)} \end{aligned}$$

(c) For two nested Z-shapes, Eq. C3.5.2-3 shall be satisfied as follows:

$$0.86 \left(\frac{\bar{P}}{P_n} \right) + \left(\frac{\bar{M}}{M_{nxo}} \right) \leq 1.65\phi \quad (\text{Eq. C3.5.2-3})$$

where

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 \text{ (LRFD)} \\ &= 0.80 \text{ (LSD)} \end{aligned}$$

Eq. C3.5.2-3 shall apply to shapes that meet the following limits:

$$h/t \leq 150,$$

$$N/t \leq 140,$$

$$F_y \leq 70 \text{ ksi (483 MPa or 4920 kg/cm}^2\text{), and}$$

$$R/t \leq 5.5.$$

The following conditions shall also be satisfied:

- (1) The ends of each section are connected to the other section by a minimum of two 1/2 in. (12.7 mm) diameter A307 bolts through the web.
- (2) The combined section is connected to the support by a minimum of two 1/2 in. (12.7 mm) diameter A307 bolts through the flanges.
- (3) The webs of the two sections are in contact.
- (4) The ratio of the thicker to the thinner part does not exceed 1.3.

The following notation shall apply in this section:

- \bar{M} = Required flexural strength [factored moment] at, or immediately adjacent to, the point of application of the concentrated load or reaction \bar{P}
= M_u (LRFD)
= M_f (LSD)
- \bar{P} = Required strength for concentrated load or reaction [factored concentrated load or reaction] in presence of bending moment
= P_u (LRFD)
= P_f (LSD)
- ϕ_b = Resistance factor for bending (See Section C3.1.1)
- M_{nxo} = Nominal flexural strength [resistance] about centroidal x-axis determined in accordance with Section C3.1.1
- ϕ_w = Resistance factor for web crippling (See Section C3.4)
- P_n = Nominal strength [resistance] for concentrated load or reaction in absence of bending moment determined in accordance with Section C3.4

Annexe D2 – Poutre du plancher C15015 – Combinaison 1D + 1.6L

Annexe D2.1 – Vérifications à l'aide du logiciel Scia Engineer

Contrôle acier AISI NAS S100-2007 LRFD

Barre B15	Section en C formée à froid (5.984; 2.520; 0.059; 0.236; 0.610)	ZINC HI-TEN G450	1- + 1.6L	0.90
-----------	---	------------------	-----------	------

Données matériaux		
	*Version étudiante	*Version étudiante
Lim. d'élasticité Fy	65.27	ksi
Lim. de rupture Fu	69.62	ksi
fabrication	formé à froid	

Contrôle critique sur position 5.91 ft

Définition d'axes :

- l'axe local x dans ce contrôle correspond à l'axe local y dans Scia Engineer

- l'axe local y dans ce contrôle correspond à l'axe local z dans Scia Engineer

Efforts internes		
	*Version étudiante	*Version étudiante
Pu	-0.00	kip
Vux	-0.00	kip
Vuy	-0.00	kip
Mut	0.00	kipft
Mux	2.47	kipft
Muy	0.00	kipft

....:Résistance à la flexion selon l'axe X:....

Résistance nominale à la flexion

Selon article C3.1.1 et formule (C3.1.1-1).

Id	w [inch]	f1 f2 [ksi]	psi [-]	k [-]	Fcr [ksi]	lambda [-]	rho [-]	b be [inch]	b1 b2 [inch]	S [-]	la ls [inch ⁴]	ds [inch]
1	0.315	-43.729 -50.152	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1.929	-55.572 -55.572	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	5.394	59.847 -50.152	0.84	20.094	63.154	0.973	0.795	-	1.117 2.144	-	-	-
7	1.929	65.267 65.267	1.00	1.869	45.907	1.192	0.684	4.289 1.319	0.058 1.262	26.98	0.002 0.000	0.028
9	0.315	59.847 53.424	0.89	0.469	432.185	0.372	1.000	0.028 -	- -	-	-	-

Tableau des valeurs		
	*Version étudiante	*Version étudiante
Sxe	1.041	inch ³
Mnxo	5.66	kipft
Facteur résistance	0.90	
Contrôle unité	0.48	-

Résistance au déversement

Selon article C3.1.2.1 et formule (C3.1.2.1-1),(C3.1.2.1-4).

Id	w [inch]	f1 f2 [ksi]	psi [-]	k [-]	Fcr [ksi]	lambda [-]	rho [-]	b be [inch]	b1 b2 [inch]	S [-]	la ls [inch ⁴]	ds [inch]
1	0.315	-39.256 -44.963	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1.929	-49.779 -49.779	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	5.394	52.774 -44.963	0.85	20.408	64.141	0.907	0.835	-	1.169 2.252	-	-	-
7	1.929	57.590 57.590	1.00	1.898	46.625	1.111	0.722	4.504 1.392	0.065 1.327	28.73	0.002 0.000	0.029
9	0.315	52.774 47.067	0.89	0.469	432.472	0.349	1.000	0.029 -	- -	-	-	-

Tableau des valeurs		
	*Version étudiante	*Version étudiante
Litb	5.906	ft
Sigma.ey	46.858	ksi
Kt	1.00	
Lt	5.906	ft
Sigma,t	34.784	ksi
Cb	1.30	
Sfx	1.276	inch ³
Fe	88.066	ksi
Fc	57.590	ksi
Scx	1.062	inch ³
Mnx	5.10	kipft
Facteur résistance	0.90	
Contrôle unité	0.54	-

Résistance au flambement torsionnel

Selon article C3.1.4 et formule (C3.1.4-2), (C3.1.4-6).

Tableau des valeurs		
<i>*Version étudiante</i>	<i>*Version étudiante</i>	<i>*Version étudiante</i>
Sfy	1.276	inch ³
My	6.94	kipft
L	1.587	ft
Beta	1.16	
k,phi,fe	0.33	kip
k,phi,we	0.30	kip
k,phi	0.00	kip
k,phi,fg	0.013	inch ²
k,phi,wg	0.001	inch ²
Fd	52.515	ksi
Sf	1.276	inch ³
Mcrd	5.59	kipft
Lambda,d	1.11	
Mn	5.00	kipft
Facteur résistance	0.90	
Contrôle unité	0.55	-

Données		
<i>*Version étudiante</i>	<i>*Version étudiante</i>	<i>*Version étudiante</i>
Lm	5.906	ft
Lcr	1.587	ft
h0	5.984	inch
ixf	0.003	inch ⁴
lyf	0.079	inch ⁴
ixyf	-0.009	inch ⁴
Cwf	0.000	inch ⁶
Jf	0.000	inch ⁴
x0f	0.869	inch
hxf	-1.554	inch
Af	0.157	inch ²
y0f	0.048	inch
Ksi,web	2.00	

Nombre d'ailes en compression: 1

L'aile critique contient les parties de forme initiales: 8, 7, 9

Résistance au flambement de l'âme

Selon article C3.4.1 et tableau (C3.4.1-2)

Tableau des valeurs		
<i>*Version étudiante</i>	<i>*Version étudiante</i>	<i>*Version étudiante</i>
Charge/Réaction P	0.84	kip
Épaisseur âme t	0.059	inch
Hauteur âme h	5.394	inch
Rayon de courbure intérieur	0.236	inch
Portée N	0.748	inch
Angle Theta	90.00	deg
Pn	1.19	kip
Facteur résistance	0.85	
Contrôle unité	0.83	-

Tableau des valeurs	
<i>*Version étudiante</i>	<i>*Version étudiante</i>
Condition d'appui	Tenu
Condition de semelle	Raidi ou partiellement raidi
Condition de chargement	Extrémité une-aile (EOF)
C	4.00
CR	0.14
CN	0.35
Ch	0.02

Interaction flexion et flambement de l'âme

Selon article C3.5.2 et formule (C3.5.2-1)

Tableau des valeurs		
<i>*Version étudiante</i>	<i>*Version étudiante</i>	<i>*Version étudiante</i>
P	0.84	kip
Pn	1.19	kip
M	2.47	kipft
Mnxo	5.66	kipft
Facteur résistance	0.90	
Contrôle unité	0.90	-

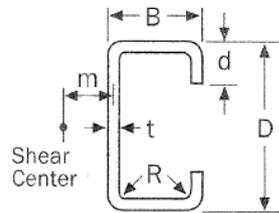
Contrôle statistif !

Annexe D2.2 – Vérifications à la main

PROPRIETES

Propriétés de la section C15015

		[in.]	[mm]
Web depth	D	5.98	152.00
Flange width	B	2.52	64.00
Lip length	d	0.61	15.50
Min. thickness		0.02	0.40
Design thickness	t	0.06	1.50
Inside corner radius	R	0.20	5.08

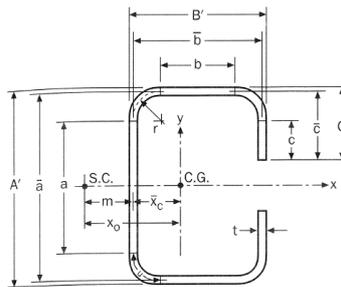


Nuance d'acier

	[ksi]	[MPa]
F_y	65.267	450
F_u	69.618	480
E	29008	200003

Paramètres de base

	[in.]	[mm]
A'	5.984	152.000
B'	2.520	64.000
C'	0.610	15.500
t	0.059	1.500
r	0.230	5.830
α	1	
a	5.466	138.840
\bar{a}	5.925	150.500
b	2.002	50.840
\bar{b}	2.461	62.500
c	0.351	8.920
\bar{c}	0.581	14.750
u	0.361	9.158



A	0.682	[in. ²]	442	[mm ²]
I _x	3.819	[in. ⁴]	1605537	[mm ⁴]
\bar{x}_c	0.730	[in.]	18.432	[mm]
\bar{x}	0.759	[in.]	19.182	[mm]
I _y	0.560	[in. ⁴]	213305	[mm ⁴]
m	1.131	[in.]	28.738	[mm]
x _o	-1.861	[in.]	-47.170	[mm]
J	0.000797	[in. ⁴]	331.86	[mm ⁴]
C _w	3.546	[in. ⁶]	952115484	[mm ⁶]
β_w	-0.883	[in. ⁵]	-9267538	[mm ⁵]
β_f	1.533	[in. ⁵]	16351408	[mm ⁵]
β_l	1.207	[in. ⁵]	12806032	[mm ⁵]
j	3.519	[in.]	93.793	[mm]

SOLLICITATIONS

Force axiale

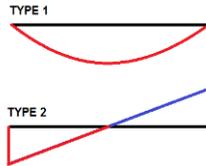
	[kips]	[KN]
P_u	0	0.00

Effort tranchant

	[kips]	[KN]
V_u	0	0.00

Moment de flexion

	[kipft]	[KNm]
M_u	2.47	3.35
Type	TYPE 1	



LONGUEUR DE LA POUTRE

	[ft]	[m]
L	11.811	3.60

Brace against twisting and deflection in x	1
Brace against twisting and deflection in y	0
Brace against distortional buckling	0
Web shear stiffeners	0 (C3.7)

FLEXURAL MEMBERS C3

BENDING C3.1

NOMINAL SECTION STRENGTH C3.1.1

Based on initiation of yielding

S_e	1.0410	[in. ²]	671.6	[mm ²]
-------	--------	---------------------	-------	--------------------

(C3.1.1-1)

(A5.1.1-1)

	M_n	ϕ_b	$M_{n,LRFD}$	M_u	n
[kipft]	5.66	0.9	5.10	2.47	0.48
[KNm]	7.68		6.91	3.35	

LATERAL TORSIONAL BUCKLING STRENGTH C3.1.2

K_y	1				(C3.1.2.1-14)
L_y	5.9055	[ft]	3.60	[m]	
r_y	0.906	[in. ²]	21.96	[mm ²]	
σ_{ey}	46.811	[ksi]	322.7	[Mpa]	(C3.1.2.1-8)
K_t	1				
L_t	5.9055	[ft]	0.90	[m]	
r_x	2.366	[in. ²]	60.24	[mm ²]	
r_o	3.14	[in. ²]	79.60	[mm ²]	
σ_t	31.320	[ksi]	215.9	[Mpa]	(C3.1.2.1-9)
M_{max}	30	[kip-in.]	3.35	[KNm]	
x_A	53	[in.]	1.350	[m]	
M_A	28	[kip-in.]	3.14	[KNm]	
x_B	35	[in.]	0.900	[m]	
M_B	22	[kip-in.]	2.51	[KNm]	
x_C	18	[in.]	0.450	[m]	
M_C	13	[kip-in.]	1.47	[KNm]	
C_b	1.30	[-]	1.30	[-]	(C3.1.2.1-6)
F_e	82.71	[ksi]	570.3	[Mpa]	(C3.1.2.1-4)
F_c	56.62	[ksi]	390.4	[Mpa]	(C3.1.2.1-2)
S_c	1.0620	[in. ³]	685.16	[mm ³]	

(C3.1.2.1-1)

(A5.1.1-1)

	M_n	ϕ_b	$M_{n,LRFD}$	M_u	n
[kipft]	5.01	0.9	4.51	2.47	0.55
[KNm]	6.79		6.11	3.35	

DISTORTIONAL BUCKLING STRENGTH C3.1.4

h	5.925	[in.]	150.5	[mm]	
b	2.461	[in.]	62.5	[mm]	
d	0.581	[in.]	14.7	[mm]	
A_f	0.180	[in. ²]	115.87	[mm ²]	
I_{xf}	0.003	[in. ⁴]	1392.2	[mm ⁴]	
I_{yf}	0.115	[in. ⁴]	47994.8	[mm ⁴]	
I_{xyf}	0.010	[in. ⁴]	4125.2	[mm ⁴]	
x_{of}	0.995	[in.]	25.3	[mm]	
y_{of}	-0.055	[in.]	-1.4	[mm]	
h_x	-1.465	[in.]	-37.2	[mm]	
J_f	0.000	[in. ⁴]	86.9	[mm ⁴]	
C_{wf}	0.000	[in. ⁶]	0	[mm ⁶]	
L_{cr}	19.864	[in.]	504.5	[mm]	(C3.1.4-8)
L_m	141.732	[in.]	3600.0	[mm]	
β	1.0				(C3.1.4-7)
k_{φfe}	0.33298	[kips]	1.481	[KN]	(C3.1.4-9)
k_{φwe}	0.30051	[kips]	1.337	[KN]	(C3.1.4-10)
k_{φfg}	0.012933	[in. ²]	8.344	[mm ²]	(C3.1.4-11)
ξ	2.0				
k_{φwg}	0.000911	[in. ²]	0.588	[mm ²]	(C3.1.4-12)
k_φ	0.000	[in. ²]	0.000	[mm ²]	
F_d	45.76	[ksi]	315.5	[Mpa]	(C3.1.4-6)
S_f	1.2892	[in. ³]	21125	[mm ³]	
M_{crd}	58.99	[kip-in.]	6.67	[KNm]	(C3.1.4-5)
S_{fy}	1.2892	[in. ³]	21125	[mm ³]	
M_y	84.14	[kip-in.]	9.51	[KNm]	(C3.1.4-4)
λ_d	1.19				(C3.1.4-3)

(C3.1.4-1&2)		(A5.1.1-1)			
	M_n	φ_b	M_{n,LRFD}	M_u	n
[kipft]	4.79	0.9	4.31	2.47	0.57
[KNm]	6.49		5.84	3.35	

WEB CRIPPLING STRENGTH OF WEB WITHOUT HOLES C3.4.1

N	0.75	[in.]	19.0	[mm]	
R/t	4.00				≤ 9.00 ? YES
N/t	12.67				≤ 210 ? YES
h/t	91.34				≤ 200 ? YES
N/h	0.139				≤ 2.0 ? YES
θ	90				= 90° ? YES

C	4
C_R	0.14
C_N	0.35
C_h	0.02
φ_w	0.85
R/t limit	9

(C3.4.1-1)		(A5.1.1-1)			
	P_n	φ_w	P_{n,LRFD}	P_u	n
[kip]	1.19	0.85	1.01	0.84	0.83
[KN]	5.29		4.50	3.74	

TABLE C3.4.1.2
Safety Factors, Resistance Factors, and Coefficients for
Single Web Channel and C-Sections

Support and Flange Conditions	Load Cases	C	C _R	C _N	C _h	USA and Mexico		Canada	Limits		
						ASD Ω _w	LRFD φ _w			LSD φ _w	
Fastened to Support	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.14	0.35	0.02	1.75	0.85	0.75	R/t ≤ 9
		Interior	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	0.80	R/t ≤ 5	
	Two-Flange Loading or Reaction	End	7.5	0.08	0.12	0.048	1.75	0.85	0.75	R/t ≤ 12	
		Interior	20	0.10	0.08	0.031	1.75	0.85	0.75	R/t ≤ 12 d ≤ 4.5 in. (110 mm)	
Unfastened	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.14	0.35	0.02	1.85	0.80	0.70	R/t ≤ 5
		Interior	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	0.80		
	Two-Flange Loading or Reaction	End	13	0.32	0.05	0.04	1.65	0.90	0.80		
		Interior	24	0.52	0.15	0.001	1.90	0.80	0.65	R/t ≤ 3	
	Unstiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.40	0.60	0.03	1.80	0.85	0.70	R/t ≤ 2
		Interior	13	0.32	0.10	0.01	1.80	0.85	0.70	R/t ≤ 1	
Two-Flange Loading or Reaction	End	2	0.11	0.37	0.01	2.00	0.75	0.65			
	Interior	13	0.47	0.25	0.04	1.90	0.80	0.65	R/t ≤ 1		

Note: 1 d = Out-to-out depth of section in the plane of the web

Annexe D3 – Poutre en toiture Z10015

Contrôle acier AISI NAS S100-2007 LRFD

Barre B35	Section graphique	ZINC HI-TEN G450	1- + 1L + 1W5	1.02
-----------	-------------------	------------------	---------------	------

Données matériaux		
*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant
Lim. d'élasticité Fy	65.27	ksi
Lim. de rupture Fu	69.62	ksi
fabrication	formé à froid	

Contrôle critique sur position 2.97 ft

Définition d'axes :

- l'axe local x dans ce contrôle correspond à l'axe local y dans Scia Engineer

- l'axe local y dans ce contrôle correspond à l'axe local z dans Scia Engineer

Efforts internes		
*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant
Pu	-0.24	kip
Vux	-0.10	kip
Vuy	0.15	kip
Mut	0.00	kipft
Mux	0.40	kipft
Muy	-0.44	kipft

....:Résistance à la flexion selon l'axe X:....

Résistance nominale à la flexion

Selon article C3.1.1 et formule (C3.1.1-1).

Id	w [inch]	f1 f2 [ksi]	psi [-]	k [-]	Fcr [ksi]	lambda [-]	rho [-]	b be [inch]	b1 b2 [inch]	S [-]	la ls [inch ⁴]	ds [inch]
*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant
1	0.531	-44.028 -60.700	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	2.028	-60.700 -60.700	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	4.016	65.267 -60.700	0.93	22.239	126.089	0.719	0.965	3.875 1.937	0.986	-	-	-
4	1.870	65.267 65.267	1.00	4.000	104.578	0.790	0.913	1.708	-	-	-	-
5	0.531	65.267 48.595	0.74	0.533	172.495	0.615	1.000	0.531	-	-	-	-

Tableau des valeurs		
*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant
Sxe	0.662	inch ³
Mnxo	3.60	kipft
Facteur résistance	0.90	
Contrôle unité	0.12	-

Résistance au déversement

Selon article C3.1.2.1 et formule (C3.1.2.1-1),(C3.1.2.1-4).

Id	w [inch]	f1 f2 [ksi]	psi [-]	k [-]	Fcr [ksi]	lambda [-]	rho [-]	b be [inch]	b1 b2 [inch]	S [-]	la ls [inch ⁴]	ds [inch]
*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant
1	0.531	-10.177 -13.930	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	2.028	-13.930 -13.930	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	4.016	14.428 -13.930	0.97	23.118	131.073	0.332	1.000	4.016 2.008	1.013	-	-	-
4	1.870	14.428 14.428	1.00	4.000	104.578	0.371	1.000	1.870	-	-	-	-
5	0.531	14.428 10.674	0.74	0.535	173.246	0.289	1.000	0.531	-	-	-	-

Tableau des valeurs		
*Version étudiant	*Version étudiant	*Version étudiant
Ltb	11.811	ft
Sigma,ey	4.863	ksi
Kt	1.00	
Lt	11.811	ft
Sigma,t	13.367	ksi
Cb	1.21	
Sfx	0.694	inch ³
Fe	14.428	ksi
Fc	14.428	ksi
Scx	0.694	inch ³
Mnx	0.83	kipft
Facteur résistance	0.90	
Contrôle unité	0.53	-

....:Résistance à la flexion selon l'axe Y:...

Résistance nominale à la flexion

Selon article C3.1.1 et formule (C3.1.1-1).

Id	w [inch]	f1 f2 [ksi]	psi [-]	k [-]	Fcr [ksi]	lambda [-]	rho [-]	b be [inch]	b1 b2 [inch]	S [-]	la ls [inch ⁴]	ds [inch]
1	0.531	-65.267 -65.267	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	2.028	1.431 -65.267	45.60	202424.561	4502125.024	0.001	1.000	-	0.042	-	-	-
3	4.016	1.431 1.431	1.00	4.000	22.679	0.251	1.000	2.028 4.016	1.014	-	-	-
4	1.870	62.949 1.431	0.02	7.821	204.481	0.555	1.000	-	0.628	-	-	-
5	0.531	62.949 62.949	1.00	0.430	139.178	0.673	1.000	1.870 0.531	1.242	-	-	-

Tableau des valeurs		
Sye	0.264	inch ³
Mnyo	1.43	kipft
Facteur résistance	0.90	-
Contrôle unité	0.34	-

Résistance au déversement

Selon article C3.1.2.1 et formule (C3.1.2.1-1),(C3.1.2.1-4).

Id	w [inch]	f1 f2 [ksi]	psi [-]	k [-]	Fcr [ksi]	lambda [-]	rho [-]	b be [inch]	b1 b2 [inch]	S [-]	la ls [inch ⁴]	ds [inch]
1	0.531	-60.886 -60.886	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	2.028	1.335 -60.886	45.60	202424.561	4502125.024	0.001	1.000	-	0.042	-	-	-
3	4.016	1.335 1.335	1.00	4.000	22.679	0.243	1.000	2.028 4.016	1.014	-	-	-
4	1.870	58.724 1.335	0.02	7.821	204.481	0.536	1.000	-	0.628	-	-	-
5	0.531	58.724 58.724	1.00	0.430	139.178	0.650	1.000	1.870 0.531	1.242	-	-	-

Tableau des valeurs		
Sigma,ex	48.085	ksi
Kt	1.00	-
Lt	11.811	ft
Sigma,t	13.367	ksi
Cb	1.00	-
Sfy	0.273	inch ³
Fe	95.307	ksi
Fc	58.724	ksi
Scy	0.273	inch ³
Mny	1.34	kipft
Facteur résistance	0.90	-
Contrôle unité	0.36	-

....:Résistance au cisaillement:...

Résistance à l'effort tranchant

Conformément aux article C3.2.1 et formule (C3.2.1-1)

Effort tranchant Vx

ID élément	Aw [inch ²]	Fv [ksi]	Vn [kip]
1	0.000	39.160	0.00
2	0.120	39.160	4.69
3	0.000	28.055	0.00
4	0.110	39.160	4.32
5	0.000	39.160	0.00

Tableau des valeurs		
Vn,x	9.01	kip
Facteur résistance	0.95	-
Contrôle unité	0.01	-

Effort tranchant Vy

ID élément	Aw [inch ²]	Fv [ksi]	Vn [kip]
1	0.031	39.160	1.23
2	0.000	39.160	0.00
3	0.237	28.055	6.65
4	0.000	39.160	0.00
5	0.031	39.160	1.23

Tableau des valeurs		
Vn,y	9.11	kip
Facteur résistance	0.95	-
Contrôle unité	0.02	-

Interaction flexion et effort tranchant
Selon article C3.3.2 et formule (C3.3.2-1)

Tableau des valeurs		
Mnxo	3.60	kipft
Vny	9.11	kip
Mnyo	1.43	kipft
Vnx	9.01	kip
Coef. de résistance effort tranchant	0.95	
Coef. de résistance flexion x	0.90	
Coef. de résistance flexion y	0.90	

Contrôle unité (Mx, Vy) = $\sqrt{0.02+0.00} = 0.12$
Contrôle unité (My, Vx) = $\sqrt{0.12+0.00} = 0.34$

Note: Le contrôle du flambement de l'âme n'a pas été effectué car la norme ne donne aucune indication pour ce type de section.

....:Résistance axiale à la compression:....

Résistance axiale nominale

Selon article C4.1 et formule (C4.1-1)

Id	w [inch]	f1 f2 [ksi]	psi [-]	k [-]	Fcr [ksi]	lambda [-]	rho [-]	b be [inch]	b1 b2 [inch]	S [-]	la ls [inch^4]	ds [inch]
1	0.531	65.267	1.00	0.430	139.178	0.685	0.991	0.527	-	-	-	-
2	2.028	65.267	1.00	4.000	88.964	0.857	0.868	1.759	-	-	-	-
3	4.016	65.267	1.00	4.000	22.679	1.696	0.513	2.060	-	-	-	-
4	1.870	65.267	1.00	4.000	104.578	0.790	0.913	1.708	-	-	-	-
5	0.531	65.267	1.00	0.430	139.178	0.685	0.991	0.527	-	-	-	-

Tableau des valeurs		
Fn	65.267	ksi
Ae	0.389	inch^2
Pno	25.37	kip
Facteur résistance	0.85	
Contrôle unité	0.01	-

Contrôle flambement

Selon article C4.1 et formule (C4.1-1)

Résistance au flambement flexionnel

Selon article C4.1.1 et formule (C4.1.1-1)

Paramètres de flambement			
	xx	yy	
Type	non-contrev.	contreventé	
Longueur non contreventée L	11 7/8	11 7/8	ft
Coef. de longueur effective K	1.00	1.00	
Longueur effective	11 7/8	11 7/8	ft
Élancement	77.16	242.64	
Contrainte de flambement flexionnel Fe	48.085	4.863	ksi

Avertissement: l'élancement 242.64 est supérieur à 200.00 !

Résistance au flambement torsionnel (-flexionnel)

Selon les articles C4.1.2, C4.1.3 et C4.1.4

Tableau des valeurs		
Sigma,ex	48.085	ksi
Sigma,ey	4.863	ksi
Kt	1.00	
Lt	11 7/8	ft
Sigma,t	13.367	ksi
Sigma,TF	4.839	ksi
Contrainte de flambement torsionnel (-flexionnel) Fe	4.839	ksi

Id	w [inch]	f1 f2 [ksi]	psi [-]	k [-]	Fcr [ksi]	lambda [-]	rho [-]	b be [inch]	b1 b2 [inch]	S [-]	la ls [inch^4]	ds [inch]
1	0.531	4.244	1.00	0.430	139.178	0.175	1.000	0.531	-	-	-	-
2	2.028	4.244	1.00	4.000	88.964	0.218	1.000	2.028	-	-	-	-
3	4.016	4.244	1.00	4.000	22.679	0.433	1.000	4.016	-	-	-	-
4	1.870	4.244	1.00	4.000	104.578	0.201	1.000	1.870	-	-	-	-
5	0.531	4.244	1.00	0.430	139.178	0.175	1.000	0.531	-	-	-	-

Tableau des valeurs			
	*Version étudiant1	*Version étudiant2	*Version étudiant3
Fe	4.839		ksi
lambda, c	3.67		
Fn	4.244		ksi
Ae	0.530		inch^2
Pn	2.25		kip
Facteur résistance	0.85		
Contrôle unité	0.13		-

Flexion composée en compression

Selon article C5.2.2 et formules (C5.2.2-3)

Id	w [inch]	f1 f2 [ksi]	psi [-]	k [-]	Fcr [ksi]	lambda [-]	rho [-]	b be [inch]	b1 b2 [inch]	S [-]	la ls [inch^4]	ds [inch]
*Version étudiant1 *Version étudiant2 *Version étudiant3 *Version étudiant4 *Version étudiant5 *Version étudiant6 *Version étudiant7 *Version étudiant8 *Version étudiant9 *Version étudiant10												
1	0.531	0.457 0.457	1.00	0.430	139.178	0.057	1.000	0.531	-	-	-	-
2	2.028	0.457 0.457	1.00	4.000	88.964	0.072	1.000	2.028	-	-	-	-
3	4.016	0.457 0.457	1.00	4.000	22.679	0.142	1.000	4.016	-	-	-	-
4	1.870	0.457 0.457	1.00	4.000	104.578	0.066	1.000	1.870	-	-	-	-
5	0.531	0.457 0.457	1.00	0.430	139.178	0.057	1.000	0.531	-	-	-	-

Tableau des valeurs			
	*Version étudiant1	*Version étudiant2	*Version étudiant3
Mnx	0.83		kipft
Mny	1.34		kipft
Pn	2.25		kip
Coef. de résistance compression	0.85		
Coef. de résistance flexion x	0.90		
Coef. de résistance flexion y	0.90		

Contrôle unité = 0.13+0.53+0.36 = **1.02** - (C5.2.2-3)
 Contrôle NON satisfait !

Annexe E – Vérification de la tôle

Valeur de calcul de la résistance d'un panneau (Tableau 14.19, TGC 11):

<p>Voilement global du panneau d'extrémité (voilement local de l'aile inférieure de la tôle: voir [14.2] § 5.4.2)</p>	$V_{S,Rd} = \frac{14,4}{b} D_x^3 D_y^4 (n_p - 1)^2$ $D_x = \frac{E t_n^3 d}{12(1 - \nu^2) u} ; D_y = \frac{E I_y}{d}$ <p> I_y : moment d'inertie d'une nervure u : longueur développée d'une nervure ν : coefficient de Poisson ($\nu = 0,3$) d : entraxe des nervures </p>	
---	---	--

Flexibilités des composants d'un panneau (Tableau 14.20, TGC 11) :

Source de la flexibilité	Flexibilité c	Schéma
Déformation de la tôle	<p>Distorsion du profil</p> $c_{1.1} = \frac{a d^{2.5} \alpha_1 K}{E t_n^{2.5} b^2}$ <p> d : entraxe des nervures de la tôle α_1 : annexe A 14.1 K : annexe A 14.3 t_n : épaisseur nette de la tôle </p>	
	<p>Glissement γ</p> $c_{1.2} = \frac{2a \alpha_2 (1 + \nu) \left(1 + 2 \frac{h_p}{d}\right)}{E t_n b}$ <p> α_2 : annexe A 14.1 ν : coefficient de Poisson ($\nu = 0,3$) h_p : hauteur de la tôle </p>	
Déformation des assemblages	<p>Fixation tôle-panne</p> $c_{2.1} = \frac{2a s_{tp} p \alpha_3}{b^2}$ <p> s_{tp} : glissement unitaire attache tôle-panne α_3 : annexe A 14.1 </p>	
	<p>Fixation de couture (tôle-tôle)</p> $c_{2.2} = \frac{2 s_s s_{tp} (n_{sh} - 1)}{2 n_s s_{tp} + \beta_1 n_p s_s}$ <p> s_s : glissement unitaire attache de couture n_{sh} : nombre de plaques de tôle sur la distance a n_s : nombre d'attaches sur la largeur b β_1 : annexe A 14.2 n_p : nombre de panne sur la largeur b </p>	
	<p>Liaison connecteur-traverse</p> $c_{2.3} = \frac{4(n-1)}{n^2 n_p} \left(s_{pr} + \frac{s_{tp}}{\beta_2} \right)$ <p> n : nombre de panneaux sur la longueur totale L (fig. 14.15(a)) s_{pr} : déplacement unitaire tôle-connecteur-traverse β_2 : annexe A 14.2 </p>	

Source de la flexibilité		Flexibilité c	Schéma
Déf. des pannes	Déformation due à l'effort normal (de membrure)	$c_3 = \frac{n^2 a^3 \alpha_3}{4.8 E A b^2}$ α_3 : annexe A 14.1 A : aire de la section de la panne de rive	

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU

Longueur	a	3600	[mm]
Distance entre pannes	a_a	3600	[mm]
Largeur	b	2905	[mm]
Epaisseur	t_n	0.75	[mm]
Nombre de panneau sur la longueur totale	n	1	
Nombre de pannes sur la largeur b	n_p	2	
Nombre de plaque de tôle sur la distance a	n_{sh}	1	
Nombre d'attaches sur la largeur b	n_s	8.0	
Hauteur de la tôle	h_p	18	[mm]
Moment d'inertie d'une nervure	I_y	2464	[mm ⁴]
Longueur développée d'une nervure	u	110	[mm]
Entraxe des attaches	p	152	[mm]
Coefficient de poisson	v	0.3	
Entraxe des nervures de la tôle	d	76	[mm]
Glissement unitaire attache tôle-panne	$s_{t,p}$	0.15	[mm/kN]
Déplacement unitaire tôle-connecteur-traverse	$s_{p,r}$	0.6	[mm/kN]
Glissement unitaire attache de couture	s_s	0.3	[mm/kN]
Module de Young	E	210000	[kN/mm ²]
Aire de la section de la panne de rive	A	323	[mm ²]

EFFORT DE CISAILLEMENT Q

$q_{k,w}$	0.17	[kN/m ²]
A	18.7842	[m ²]
$Q_{w,k}$	1.60	[kN]
γ	1.5	
$Q_{w,Ed}$	2.39	[kN]

RESISTANCE AU VOILEMENT GLOBAL DU PANNEAU

D_x	5.61E+03	[Nmm]
D_y	6.81E+06	[Nmm]
$V_{5,Rd}$	5.7	[kN]

FLEXIBILITE DES COMPOSANTS DU PANNEAU

Coefficient	α_1	1	
Coefficient	α_2	1	
Coefficient	α_3	1	
Angle nervure	ϕ	30 °	
	h_p/d	0.2	
	b_{sup}/d	0.3	
Coefficient	K	0.312	
Distorsion du profil	$c_{1,1}$	0.066	[mm/kN]
Glissement γ	$c_{1,2}$	0.030	[mm/kN]
Fixation tôle-panne	$c_{2,1}$	0.019	[mm/kN]
Fixation de couture	$c_{2,2}$	0.000	[mm/kN]
Liaison connecteur-traverse	$c_{2,3}$	0.000	[mm/kN]
Déformation due à l'effort normal	c_3	0.017	[mm/kN]
Flexibilité	c_{\perp}	0.092	[mm/kN]
Déplacement	v_{\perp}	0.22	[mm]

Annexe F – Séjour au Vietnam

Annexe F1 – Itinéraire

Day	Date	Route	Vehicle	Research Team	Local participants	Note
Saturday	05/03.2016	Arriving in HCMC from Switzerland	Flight	Ms. Laura Lyon - EPFL		6:30 PM
		Travelling from Hanoi to HCM	Flight	Ms. Kieu Trang - VNRC Ms. Ho Hai Yen -SRC		
Sunday	06.03.2016	Travelling from HCM city to Rach Gia city, Kien Giang province	Flight	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang		
KIEN GIANG						
Monday	07.03.2016	Travelling from Rach Gia city to Phi Thong commune	Taxi	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang	Mr. Le Tan Loi - Kien Giang provincial Red Cross 1 staff from Phi Thong Red Cross	about 20 km
Tuesday	08.03.2016	Travelling from Rach Gia city to Tho Son commune, Hon Dat district	Taxi	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang	Mr. Le Tan Loi - Kien Giang provincial Red Cross 1 staff from Tho Son Red Cross	40 km
Wednesday	09.03.2016	Travelling from Rach Gia city to Tho Son commune, Hon Dat district	Taxi	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang	Mr. Le Tan Loi - Kien Giang provincial Red Cross 1 staff from Tho Son Red Cross	40 km
Thursday	10.03.2016	Travelling from Rach Gia city to Phu My commune, Giang Thanh district	Taxi	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang	Mr. Le Tan Loi - Kien Giang provincial Red Cross 1 staff from Phu My commune Red Cross	84 km
Friday	11.03.2016	Travelling from Rach Gia city to Phu My commune, Giang Thanh district	Taxi	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang	Mr. Le Tan Loi - Kien Giang provincial Red Cross 1 staff from Phu My commune Red Cross	84 km
Saturday	12.03.2016	Travelling from Rach Gia city, Kien Giang province to Long Xuyen city, An Giang province	Taxi	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang		60 km
Sunday	13.03.2016	Stay in Long Xuyen city		Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang		
AN GIANG						
Monday	14.03.2016	Travelling from Long Xuyen city to Vinh Phuoc commune, Tri Ton district	Taxi	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang	1 staff from An Giang provincial Red Cross 1 staff from Vinh Phuoc commune Red Cross	90km
Tuesday	15.03.2016	Travelling from Long Xuyen city to Vinh Phuoc commune, Tri Ton district	Taxi	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang	1 staff from An Giang provincial Red Cross 1 staff from Vinh Phuoc commune Red Cross	90 km
Wednesday	16.03.2016	Travelling from Long Xuyen city to Vinh Trung commune, Tinh Bien district	Taxi	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang	1 staff from An Giang provincial Red Cross 1 staff from Vinh Trung commune Red Cross	80 km
Thursday	17.03.2016	Travelling from Long Xuyen city to Vinh Trung commune, Tinh Bien district	Taxi	Ms. Laura Lyon Ms. Ho Hai Yen Ms. Kieu Trang	1 staff from An Giang provincial Red Cross 1 staff from Vinh Trung commune Red Cross	80 km
Friday	18.03.2016	Travelling from Long Xuyen city HCM City	Taxi	Ms. Laura Lyon		90 km
Friday	18.03.2016	Travelling from Long Xuyen city to Can Tho City and travelling from Can Tho City to Hanoi	Bus/Flight	Ms. Kieu Trang Ms. Ho Hai Yen		
Saturday	19.03.2016	Travelling from HCMC to Geneva	Flight	Ms. Laura Lyon		8:30 PM

Annexe F2 – Photos

Les photos des maisons prises lors du voyage au Vietnam, leur description, ainsi que les réponses aux questions des bénéficiaires sont disponibles sur une plate-forme informatique de partage de fichiers et sur un CD-ROM. Les photos sont triées par date, lieu (province, district et commune), et par le n° de la maison visitée.