

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE DE BLIDA 1



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



MEMORE DE MASTER

Spécialité : Charpente Métallique et Mixte

TITRE :

**ÉTUDE DE CONCEPTION ET DE CALCUL D'UN STADE EN BÉTON
ARMÉ AVEC UNE TOITURE EN CHARPENTE MÉTALLIQUE, SITUÉ À
DOUERA - ALGER.**

Par :

Prénom NOM : TAREK SOUDAKI

Devant le jury composé de :

Prénom NOM	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Prénom NOM	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Prénom NOM	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
SALIM.TAFRAOUT	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, juillet 2023

Remerciment

Tout d'abord je remercie avant tous, ALLAH le tout puissant qui m'a donné le courage, et la volonté pour atteindre mon objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à mon formation durant tous les cycles.

Mon promoteur **Mr. Salim TAFRAOUT**, Je tiens à profiter de cette occasion pour exprimer ma profonde gratitude pour votre soutien et votre encadrement tout au long de la rédaction de mon mémoire de fin d'études. Votre expertise, votre patience et votre engagement ont été essentiels pour la réussite

Je tiens également à remercier chaleureusement mon Co-promoteur **Faycel djidjil**, pour son soutien et sa contribution à mon mémoire. Sa perspective et son expertise ont été inestimables, et j'ai énormément apprécié notre collaboration fructueuse tout au long de ce processus de ce travail.

Je porte avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil **Université BLIDA1** qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Un grand merci également aux membres du jury d'avoir accepté de consacrer leur temps et leur expertise à évaluer mon mémoire. Leurs précieux commentaires et suggestions ont contribué à améliorer la qualité de mon travail.

Je suis également profondément reconnaissant envers mes parents, qui ont été mes piliers tout au long de mon parcours académique. Leur soutien inconditionnel, leur encouragement constant et leurs sacrifices ont été la force motrice derrière ma réussite. Je leur suis éternellement reconnaissant pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

Un merci spécial à mon oncle Mustapha Soudaki pour ses encouragements constants et ses conseils avisés. Sa présence et son soutien ont été d'une valeur inestimable tout au long de mes études.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Sincèrement,

Tarek Soudaki

ملخص:

لا يزال الحساب الهيكلي للملعب إنجازًا كبيرًا يتطلب استثمارًا تقنيًا ولوجستيًا كبيرًا للقيام بذلك، حيث يجب أن يكون لدى المهندس معرفة جيدة جدًا من حيث التصميم والسلوك الديناميكي وتوزيع الجهود والقيود في هذا النوع من الأعمال، في هذا السياق، تقدم هذه الأطروحة الدراسة المضادة للزلازل لملعب دويرة الشهير الواقع في ولاية الجزائر، المصنف حسب قانون المضادة للزلازل الجزائري (RPA 99 ، الإصدار 2003) في منطقة عالية الزلازل (المنطقة الثالثة). تم تصميم المشروع بشكل أساسي من الخرسانة المسلحة، ومغطى بسقف إطار فولاذي ثلاثي الأبعاد. تم تطوير تصميم الحساب الرقمي ثلاثي الأبعاد باستخدام برنامج SAP2000 من أجل دراسة السلوك الديناميكي للهيكل، وكذلك استجابة الهيكل تحت الطلبات المختلفة سواء كانت ديناميكية مثل عمل الزلازل أو الثابتة مثل الرياح وأحمال الجاذبية. تم تطوير الحسابات والتحقق اللازم وفقًا لمعايير المقاومة وهذا بالتزام القواعد المعمول بها في الجزائر (CCM97 / CBA93 / BAEL) ، بناءً على القوى المسجلة في النماذج العددية.

كلمات مفتاحية

ملعب دويرة ، سقف معدني ، هيكل جدار خرساني ، تصميم زلزالي ، نمذجة رقمية ثلاثية الأبعاد ، RPA99 معدل 2003 ، CCM97 ، CBA93 / BAEL .

RESUME :

Le calcul structural d'un stade reste toujours un exploit important qui nécessite un investissement technique et logistique considérable pour le faire, où l'ingénieur doit avoir de très bonnes connaissances en termes de modélisation, de comportement dynamique, de répartition d'efforts et de contraintes dans ce genre d'ouvrages, etc... S'inscrivant dans ce contexte, ce mémoire présente l'étude parasismique du fameux stade de Douera implanté dans la willaya d'Alger, classé par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) en zone de forte séismicité (zone III). Le projet est principalement conçu en béton armé, couvert par une toiture en charpente métallique tridimensionnelle. Des modèles numériques 3D de calcul ont été élaborés en utilisant le logiciel SAP2000 afin d'étudier le comportement dynamique de la structure, ainsi que la réponse de la structure sous les différentes sollicitations qu'ils soient dynamique tel que l'action du séisme ou statique tels que le vent et les charges gravitaires. Les calculs et vérifications nécessaires selon les critères de résistance et de déformations sont élaboré conformément aux règles en vigueur en Algérie (CCM97/CBA93/BAEL), en se basant sur les efforts enregistrés dans les modèles numériques.

Mots clés :

Stade de Douera, Toiture métallique, Structure en voile, Conception parasismique, Modélisation numérique 3D, RPA99 modifié 2003, CCM97, CBA93 /BAEL.

ABSTRACT:

The structural calculation of a stadium is always an important feat which requires a considerable technical and logistical investment to do so, where the engineer must have very good knowledge in terms of modeling, dynamic behaviour, distribution of efforts and Constraints in this kind of structures, etc ... registering in this context, this thesis presents the earthquake study of the famous Douera stadium implanted in the department of Algiers, classified by the Algerian earthquake regulations (RPA 99 2003 version) in area of strong earthquake (zone III). The project is mainly designed in reinforced concrete, covered by a roof in three -dimensional steel truss. Calculation 3D digital models have been developed using SAP2000 software in order to study the dynamic behaviour of the structure, as well as the response of the structure under the different requests whether dynamic such as the action of the earthquake or static such as wind and gravity loads. The necessary calculations and checking according to the criteria of resistance and deformations are developed in accordance with the actual rules in Algeria (CCM97/ CBA93/ Bael), based on the efforts recorded in the digital models.

Key words:

Douera Stadium, Steel truss roof, Shear wall structure, Seismic design, 3D digital modeling, RPA99 modified 2003, CCM97, CBA93 /BAEL.

Sommaire:

I. Chapitre Présentation de l'ouvrage

I.1	INTRODUCTION	3
I.2	DESCRIPTION ARCHITECTURAL	3
I.2.1	Caractéristiques du site :	3
I.2.1.1	Situation de l'assiette	3
I.2.1.2	Limites du terrain	3
I.2.2	Consistance physique du projet	4
I.2.2.1	Lot A: stade de football	4
I.2.2.1.1	Sous-sol 2	4
I.2.2.1.2	Sous-sol 1	7
I.2.2.1.3	Rérez de Chaussée	9
I.2.2.1.4	Rérez de Chaussée +	9
I.2.2.1.5	Etage 01	9
I.2.2.2	Lot B : pôle énergie	11
I.2.2.3	Lot C: aménagement extérieur, parkings, terrains de réplique, et billetteries	11
I.3	Description structural	12
I.3.1	Structure en acier	13
I.3.1.1	Poutres principales	14
I.3.1.2	Poutres secondaires	17
I.3.1.3	Système de la couverture métallique	19
I.3.1.3.1	Panneau interne	19
I.3.1.3.2	Support oméga et sous-panne oméga	20
I.3.1.3.3	Clip en alliage Aluminium	20
I.3.1.3.4	Isolation acoustique	20

I.3.1.3.5 Panneau externe -----	20
I.3.2 Continuité et système d'appuis de la couverture-----	22
I.3.2.1 Type A : -----	23
I.3.2.2 Type B : -----	24
I.3.3 Structures en béton armé -----	25
I.3.3.1 Voiles principales -----	25
I.3.3.2 Planchers et piliers-----	27
I.3.3.3 Fondations -----	29
I.3.3.4 Façades -----	30
I.3.3.5 Escalier entrée côté Nord -----	30
I.3.4 Description du schéma statique et sismique -----	32
I.3.4.1 Joints anti-séismiques : Shock Transmission Units (STUs) -----	34
I.3.4.2 Liaisons structurelles des voiles : anneau supérieur et inferieur -----	35
I.3.4.2.1 Anneau supérieur-----	35
I.3.4.2.2 Anneau inferieur-----	37

II. Chapitre : dimensionnement des Eléments Structuraux

II.1 Toiture en acier -----	39
II.1.1 Dimensions des tubes côté longitudinal (10 modules) Réticulaire spatiale principale.....	40
II.1.2 Réticulaire spatiale secondaire -----	42
II.1.3 Dimensions des tubes côté court (8 modules) Réticulaire spatiale principale -----	44
II.1.4 Réticulaire spatiale secondaire -----	47
II.1.5 Dimensions des tubes Zone de raccordement (12 modules) Réticulaire spatiale principale-----	49
II.1.6 Réticulaire spatiale secondaire -----	52
II.1.7 Les pannes -----	54
II.2 Prédimensionnement des sections des éléments verticaux et horizontaux en béton armé... -----	56
II.2.1 Les éléments horizontaux -----	56
II.2.1.1 Les gradins-----	56

II.2.1.2	Les plancher en U-boot	57
II.2.2	Les éléments verticaux	58
II.2.2.1	Les voiles	59
II.2.2.2	Les Poteaux	62
II.2.2.3	Poteau rectangulaire	63
II.2.2.4	Poteau circulaire	63

III.Chapitre Definition des Charges

III.1	Les charge permanentes :	62
III.1.1	Charge permanent de la couverture :	62
III.1.1.1	Charges permanentes dérivants des écrans panoramiques :	63
III.1.1.2	Poids de la passerelle :	64
III.1.1.3	Poids de la couverture :	64
III.1.2	Charge permanente de la structure en béton arme	65
III.1.2.1	Les plancher en U-boot	66
III.1.2.1.1	Calcule de volume total de plancher U-Boot	67
III.1.2.1.2	Calcule de volume U-boot	67
III.1.2.1.3	Calcule de volume de béton armé en (0,64×0,64) m² de surface	67
III.1.2.1.4	Calcule de volume de béton armé en 1 m² de surface	67
III.1.2.1.5	Calcule le poids de plancher en béton armé en suppose que le poids des U-Boot est négligeable	67
III.2	Charges d'exploitation:	68
III.2.1	Structure en béton armé	68
III.2.2	Effets dynamiques	68
III.2.3	Couverture	68
III.2.4	Charges dues aux variations thermiques	69
III.2.5	Charges dues à la neige	69
III.2.5.1	Charges de neige au sol	69
III.2.5.2	Influence de de la localisation géographique	70
III.2.5.3	Influence de l'altitude	71

III.2.5.4 Coefficient de forme des toitures : _____	71
III.2.6 Charge due au sable dans la zone D _____	72
III.2.7 Action due au vent: _____	73
III.2.7.1 Principes de calcul _____	74
III.2.7.2 Calcul de la pression due au vent – Constructions de catégorie I _____	74
III.2.7.3 Calcul de la pression dynamique de point : _____	74
III.2.7.4 Coefficient d'exposition $C_e(z)$ _____	76
III.2.7.5 Catégories de terrains _____	76
III.2.7.6 Coefficient de rugosité _____	77
III.2.7.7 Coefficient de topographie _____	78
III.2.7.8 Calcul du coefficient d'exposition : _____	78
III.2.7.9 Calcul de la pression dynamique de point : _____	78
III.2.7.10 Détermination de la pression aérodynamique : _____	78
III.2.7.11 Coefficients de pression $C_{p,net}$ pour les toitures isolées _____	79
III.2.7.12 Coefficient dynamique de la construction C_d _____	81
III.2.7.13 L'intensité de turbulence $I_v(z_{eq})$ _____	82
III.2.7.14 Partie quasi-statique Q^2 _____	83
III.2.7.15 Partie résonnante R^2 _____	83
III.2.7.16 Le décrétement logarithmique d'amortissement δ _____	85
III.2.7.17 Le facteur de pointe g est donné par : _____	86
III.2.8 Action de séisme : _____	87
III.3 Les combinaisons des charges :.....	88

IV. Chapitre Modelisation de la Structure

IV.1 Introduction -----	90
IV.2 Modélisation de la structure en Béton armée -----	91
IV.2.1 Les voiles _____	91
IV.2.2 Les gradins _____	93
IV.2.3 Les planchers U-Boot _____	94
IV.2.4 Les poteaux _____	96
IV.2.5 Les voiles périphériques _____	97
IV.3 Modélisation de la structure en charpente métallique -----	98
IV.3.1 Les poutres réticulaires spatiaux (principales et secondaires) _____	99
IV.3.2 Les Appuis _____	100
IV.3.3 Les pannes _____	103
IV.4 Modélisation de l'infrastructure -----	104

V. Chapitre Etude Dynamique

V.1 Introduction -----	105
V.2 Principe de la méthode -----	105
V.3 . Spectre de réponse de calcul -----	105
V.3.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul _____	106
V.3.1.1 Coefficient d'accélération de zone A : _____	106
V.3.1.2 Coefficient de comportement global de la structure R : _____	106
V.3.1.3 Le pourcentage d'amortissement critique ξ : _____	107
V.3.1.4 Facteur de correction d'amortissement η :	107
V.3.1.5 périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 _____	107
V.3.1.6 Facteur de qualité Q : _____	107
V.3.1.7 Facteur d'amplification dynamique moyen D : _____	109
V.3.1.8 Estimation de la période fondamentale de la structure T : _____	109

V.3.1.9 Le poids de la structure W :	_____	111
V.4 Résultats de l'analyse dynamique de la structure :-----		114
V.4.1 Résultats de l'analyse modale :	_____	114
V.4.2 Vérification des réactions à la base :	_____	121
V.4.3 Vérification des déplacements :	_____	122

VI Chapitre Calcul et Verification des elemnt structuraux et des Assamblages

VI.1 Introduction-----		127
VI.2 Ferrailage des voiles -----		127
VI.2.1 Introduction	_____	127
VI.2.2 Recommandations réglementaires :	_____	127
VI.2.2.1 Armatures verticals:	_____	127
VI.2.2.2 Armatures horizontales:	_____	128
VI.2.2.3 Armatures transversals:	_____	128
VI.2.2.4 Armatures de couture:	_____	128
VI.2.2.5 Règles communes :	_____	129
VI.2.3 Sollicitations dans les voiles :	_____	129
VI.3 Ferrailage des Poteaux :-----		136
VI.3.1 Introduction :	_____	136
VI.3.2 . Combinaison d'action :	_____	136
VI.3.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :	_____	138
VI.3.4 . Méthode de calcul :	_____	138
VI.3.4.1 Situation durable:	_____	138
VI.3.4.2 Situation accidentelle:	_____	139
VI.3.5 Choix des armatures :	_____	140
VI.3.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :	_____	140
VI.3.7 . Ferrailage transversal des poteaux :	_____	142
VI.4 Ferrailage des poutres et des Dalles :-----		144
VI.4.1 Introduction:	_____	144

VI.4.2	Recommandations selon RPA99 version 2003 :	_____	144
VI.4.3	Calcul de ferrailage des poutres :	_____	145
VI.4.3.1	Choix des armatures :	_____	145
VI.4.3.2	Vérification vis à vis de l'ELS :	_____	145
VI.4.3.3	Vérification de l'effort tranchant :	_____	146
VI.4.3.4	Calcul des armatures transversales:	_____	147
VI.4.4	Ferrailage des Dalles :	_____	148
VI.4.4.1	Calcul de ferrailage :	_____	149
VI.4.4.2	Choix des armatures :	_____	149
VI.4.4.3	Vérification vis à vis de l'ELS :	_____	150
VI.4.4.4	Vérification de l'effort tranchant :	_____	150
VI.4.4.5	Calcul des armatures transversales :	_____	150
VI.4.4.6	Vérification de la flèche :	_____	151
VI.5	Calcule et vérification des éléments de la charpente : -----		153
VI.5.1	Introduction:	_____	153
VI.5.2	Poutre réticulaire spatiale principale :	_____	155
VI.5.3	Poutre réticulaire spatiale secondaire :	_____	158
VI.5.4	Calcule des pannes :	_____	160
VI.5.4.1	Introduction :	_____	160
VI.5.4.2	Les Chargement maximum :	_____	161
VI.5.4.3	Vérification à la sécurité (ELU) :	_____	161
VI.5.4.3.1	Vérification à la flexion:	_____	161
VI.5.4.3.2	Vérification au cisaillement :	_____	162
VI.5.4.4	Vérification au déversement :	_____	162
VI.5.4.5	Vérification à l'état limite de service (ELS) :	_____	163
VI.5.4.5.1	Vérification à la flèche :	_____	163
VI.5.4.6	Conclusion:	_____	164
VI.6	Calcul des assemblages -----		165
VI.6.1	Introduction:	_____	165
VI.6.2	Les différent type d'assemblage :	_____	165

VI.6.2.1 Type 1 (Nœud 1) :	_____	165
VI.6.2.2 Type 2 (Nœud 2) :	_____	167
VI.6.2.3 Type 3 (nœud 3) :	_____	169
VI.6.3 Vérification d'assemblage :	_____	171
VI.6.3.1 Nœud 3 :	_____	172
VI.6.4 Assemblage pied de poteau :	_____	174

Liste des Figures :

Figure I-1 vue en 3D du stade de Douera.....	2
Figure I-2 Situation du stade de Douera sur MAPS.....	3
Figure I-3 Plan d'architecture Niveau -2.....	6
Figure I-4 Plan d'architecture Niveau -1.....	8
Figure I-5 Coupe architecturale de Stade.....	10
Figure I-6 Plan d'architecture niveau 0.....	10
Figure I-7 Plan de Mass de Stade.....	12
Figure I-8 coupe architecturale verticale de la structure de stade.....	13
Figure I-9 les différents Systèmes spatiaux modulaires	14
Figure I-10 Vue en Plan des Treillis spatiaux principaux	15
Figure I-11 Vue en 3D du Model de treillis spatiaux en rouge	15
Figure I-12 vue en 3D du model d'une treillis spatiale principale	16
Figure I-13 Vue en 3D du model d'un chevalet d'appui des poutres	16
Figure I-14 vu en perspective d'un chevalet d'appui	17
Figure I-15 Vue en Plan des Treillis spatiaux secondaires	18
Figure I-16 vue en Plan du model d'une structure spatiale secondaire	19
Figure I-17 vue en 3D du model d'un Module de treillis	19
Figure I-18 image de rendu du système de la couverture	20
Figure I-19 structure de la couverture métallique.....	22
Figure I-20 Vue des 3 points d'appuis de la structure réticulaire.....	23
Figure I-21 Vue en plan des dispositifs d'appuis de type A de la structure principale	24
Figure I-22 Vue en plan des dispositifs d'appuis de Type B de la structure principale en cas de séisme.....	25
Figure I-23 Coupe transversale du stade.....	26
Figure I-24 Schéma générateur de la géométrie de la couverture et de la substructure	27
Figure I-25 Coupe avec vue sur les gradins.....	27
Figure I-26 Vue des U-BOOT	28
Figure I-27 coupe type plancher	28

Figure I-28 Vue en plan des U-BOOT et des poutres.....	30
Figure I-29 Coupe transversal des fondations	31
Figure I-30 coupe escalier de entrée	32
Figure I-31 les joints séismique	33
Figure I-32 Coupe transversale et vue sur les principaux éléments verticaux.....	34
Figure I-33 schéma explicatif de la résistance de différent transmetteurs de shock.....	34
Figure I-34 shock transmission units STUs.....	35
Figure I-35 Anneau supérieur partie en béton-armé et partie en acier	36
Figure I-36 vue de l'anneau métallique	37
Figure I-37 vue de l'anneau supérieur en béton	37
Figure I-38 Anneau inférieur en béton-armé	38
Figure II-1 différents type des modules -----	39
Figure II-2 vue en perspective P. Principale-----	41
Figure II-3 Vue en Plan d'une p. principale -----	41
Figure II-4 vue en perspective d'un chevalet d'appui-----	41
Figure II-5 vue en plan d'une poutre secondaire-----	43
Figure II-6 vue en perspective d'une poutre secondaire -----	43
Figure II-9 vue en perspective d'une p. principale -----	45
Figure II-7 Vue en perspective d'un chevalet d'appui -----	45
Figure II-8 vue en plan d'une poutre principale -----	45
Figure II-10 vue en perspective d'une poutre secondaire -----	47
Figure II-11 vue en plan d'une poutre secondaire -----	47
Figure II-13 vue en perspective d'un chevalet d'appui -----	49
Figure II-12 Vue en plan d'une p. principale -----	49
Figure II-14 Vue en perspective d'une poutre principale-----	49
Figure II-15 vue en perspective -----	51
Figure II-16 vue en plan -----	51
Figure II-17 Les éléments horizontaux -----	54
Figure III-1 Vue globale de l'application des charges dérivant du système illuminant -----	62
Figure III-2 Vue du point d'application de la charge concentrée dérivant du système illuminant -----	62

Figure III-3 Vue globale du schéma 1 de positionnement des deux écrans panoramiques-----	63
Figure III-4 Vue globale du schéma 2 de positionnement des deux écrans panoramiques-----	63
Figure III-5 Agrandissement du point d'application de la charge répartie dérivant des écrans panoramiques.-----	64
Figure III-6 Coupe verticale de la structure de stade-----	65
Figure III-7 Coupe verticale de planche en U-Boot-----	66
Figure III-9 valeurs de la pression dynamique de référence -----	75
Figure III-10 définition des catégories des terrains -----	77
Figure III-11 Cp pour les toitures isolée -----	79
Figure IV-1 vue globale en 3D du Modèle-----	90
Figure IV-2 vue en 3D de deux couples de voiles -----	91
Figure IV-3 vue total de disposition des voile dans le model -----	92
Figure IV-4 Vue globale des voiles porteurs -----	92
Figure IV-5 La forme irrégulière des gradin -----	93
Figure IV-6 Vue global en 3D des gradins dans le model-----	93
Figure IV-7 Photo explicative de Plancher en U-Boot-----	94
Figure IV-8 vue en 3D des dalle en U-Boot dans le modèle -----	96
Figure IV-9 vue global en 3D de disposition des poteaux sur le model -----	96
Figure IV-10 la disposition des voiles périphériques sue le model -----	97
Figure IV-11 vue en plan de la toiture en charpente métallique -----	98
Figure IV-12 Vue en plan de la toiture métallique -----	99
Figure IV-13 Les différents pipe -----	100
Figure IV-14 Appuis multidirectionnelle (bidirectionnel) type A-----	101
Figure IV-15 releases d'appuit bidirectionnel-----	101
Figure IV-16 appareil d'appui -----	101
Figure IV-17 releases appareil d'appui-----	101
Figure IV-18 releases d'appui multidirectionnel type b -----	102
Figure IV-19 appuis articulé fixe parasismique-----	102
Figure IV-20 le socle de résistance à la traction -----	103
Figure IV-21 releases des pannes -----	103
Figure IV-22 la commande releases pour les Appuis -----	104

Figure V-1 Spectre de réponse [accélération (m/s ²) période (s)]	112
Figure V-2 Parametre de spectre	113
Figure V-3 Mode 1	117
Figure V-4 Mode 2	117
Figure V-5 Mode 3	118
Figure V-6 Mode 6	118
Figure V-7 Mode 11	119
Figure V-8 Mode 14	119
Figure V-9 Mode 16	120
Figure V-10 Mode 57	120
Figure V-11 Déplacement sous l'action Ex (max = 11.37 cm) au niveau de la toiture	122
Figure V-12 Déplacement sous l'action Ey (max = 10.5 cm) au niveau de la toiture	122
Figure V-13 Déplacement sous l'action Ez (max = 11.3 cm) au niveau de la toiture	123
Figure V-14 déplacement sous l'action de vent W1(max=6,9cm) au niveau de la toiture	124
Figure V-15 déplacement sous l'action de vent W2(max=18,5cm) au niveau de la toiture	124
Figure V-16 déplacement sous l'action de vent W3(max=10,7cm) au niveau de la toiture	125
Figure V-17 déplacement sous l'action de vent W4(max=22,2cm) au niveau de la toiture	125
Figure VI-1 Effort Normal interne maximale en KN dans le sens horizontale F11 et verticale F22 sous la combinaison ELA	130
Figure VI-2 Effort Normal interne maximale en KN dans le sens horizontale F11 et verticale F22 sous la combinaison ELU	130
Figure VI-3 effort tangent F12 dans le plan du voile sous la combinaison ELA	131
Figure VI-4 effort tangent F12 dans le plan du voile sous la combinaison ELU	131
Figure VI-5 Moment fléchissant maximale sous la combinaison de ELU	132
Figure VI-6 Moment fléchissant maximale sous la combinaison de ELA	132
Figure VI-8 les valeurs des contraintes maximales de compression et traction sous la combinaison ELA	133
Figure VI-7 les valeurs des contraintes maximales de compression et traction sous la combinaison ELS	133
Figure VI-9 Vue en 3D de diagramme de l'effort axiale sur les Poteaux a L'ELU	137
Figure VI-10 Vue globale en Plan des diagramme des Moment de Plancher U-Boot	148

Figure VI-11	Diagramme des moment M11 sous la combinaison la plus défavorable -----	148
Figure VI-12	Diagramme des moment M22 sous la combinaison la plus défavorable -----	149
Figure VI-13	Paramètre de la formule de la flèche -----	151
Figure VI-14	vérification de la flèche -----	151
Figure VI-15	Vue globale en 3D de la structure métallique totale en check design -----	153
Figure VI-16	Vue globale en 3D de la structure métallique sans Pannes en check design -----	153
Figure VI-17	Vue en 3D de check design d'une poutre principale-----	155
Figure VI-18	Vue en 3D de check design d'une poutre secondaire-----	158
Figure VI-19	Vue en 3D de la disposition des Pannes sur notre structure -----	160
Figure VI-20	check design des Pannes du logiciel de calcule -----	161
Figure VI-21	Noeud 1 -----	165
Figure VI-22	L'assemblage soudée type 1 de Nœud 1-----	166
Figure VI-23	Noeud 2 -----	167
Figure VI-24	L'assemblage soudée type 2 de Nœud 2-----	168
Figure VI-25	Noeud 3 -----	169
Figure VI-26	L'assemblage soudée type 3 de Nœud 3-----	170
Figure VI-27	les différents nœuds et les efforts de traction, compression -----	171
Figure VI-28	Vérification de déformation N3-----	172
Figure VI-29	la soudure nœud 3-----	172
Figure VI-30	Contrainte équivalente -----	172
Figure VI-31	Assamblage type 1 -----	174
Figure VI-32	assamblage type 2-----	175

Liste des Tableaux :

Table II-1 différents épaisseurs et diamètres des modules spatiaux principaux longitudinaux ---	40
Table II-2 différents épaisseurs et diamètres des modules spatiaux secondaires longitudinaux -	43
Table II-3 différents épaisseurs et diamètres des modules spatiaux principaux transversaux ----	44
Table II-4 différents épaisseurs et diamètres des modules spatiaux secondaires transversaux ---	49
Table II-5 différents épaisseurs et diamètres des modules spatiaux principaux zone raccordement -----	49
Table II-6 différents épaisseurs et diamètres des modules spatiaux secondaires zone raccordement -----	53
Table III-1 Procédures de calculs -----	73
Table III-2 valeurs de C_p pour toitures isolée a un versant -----	80
Table V-1 coefficient d'accélération de zone A _____	106
Table V-2 périodes caractéristiques associées à la catégorie de site _____	107
Table V-3 valeurs des pénalités P_q _____	108
Table V-4 valeurs du coefficient C_T _____	110
Table V-5 valeurs du coefficient de pondération β _____	111
Table V-6 les résultats de l'analyse modale obtenus _____	114
Table VI-1 les valeurs maximales de l'effort Normal -----	130
Table VI-2 les valeurs maximales de le Moment fléchissant -----	132
Table VI-3 les valeurs maximales des contrainte -----	133
Table VI-4 différent valeurs de l'effort Normal, Moment fléchissant et l'effort tranchant -----	134
Table VI-5 ferrailage des armatures de diagonale -----	135
Table VI-6 ferrailage des armatures Transversale -----	135
Table VI-7 Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N_{max} , M_{corr}) -----	138
Table VI-8 Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M_{max} , N_{corr}) -----	138
Table VI-9 Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N_{min} , M_{corr}) -----	139
Table VI-10 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N_{max} , M_{corr}) -----	139
Table VI-11 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M_{max} , N_{corr}) -----	139
Table VI-12 Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N_{min} , M_{corr}) -----	139

Table VI-13 Choix des armatures des poteaux -----	140
Table VI-14 Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nmax, Mcor)ser-----	141
Table VI-15 Vérifications des contraintes pour les poteaux (Mmax, Ncor)ser-----	141
Table VI-16 Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nmin, Mcor)ser -----	141
Table VI-17 Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés -----	143
Table VI-18 Choix des armatures transversales pour les poteaux -----	143
Table VI-19 Ferrailage de la poutre 50*70-----	145
Table VI-20 Choix d' armature de la poutre -----	145
Table VI-21 Vérification de la poutre à l'ELS-----	146
Table VI-22 Vérification de la contrainte de cisaillement -----	147
Table VI-23 Calcul de armature transversale -----	147
Table VI-24 Calcule de ferrailage de la dalle-----	149
Table VI-25 choix d'armature de la dalle -----	149
Table VI-26 Vérification de la poutre à l'ELS -----	150
Table VI-27 vérification de l'effort tranchant -----	150
Table VI-28 Calcules des Armatures transversale -----	150
Table VI-29 résultats des Ratio Maximum -----	154
Table VII-1 Chargements -----	173
Table VII-2 vérification de la Soudures -----	173
Table VII-3 vérification de ratio de la soudure-----	173

Liste des symboles :

A : Coefficient d'accélération de zone.

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

As : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

B : Aire D'une section de béton.

Cd : Coefficient dynamique.

Ce : Coefficient d'exposition.

Cp : Coefficient de pression nette.

Cpe : Coefficient de pression extérieure.

Cpi : Coefficient de pression intérieure.

Cr : Coefficient de rugosité.

Ct : Coefficient de topographie.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale.

Eb : Module de déformation longitudinale du béton.

Ei : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).

Ev : Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

G : Action permanente, module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K : Coefficient.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

Ma : Moment sur appuis.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment de calcul ultime.

N : Effort normal.

Q : Charges d'exploitations.

St : Espacement des armatures transversales.

T : Effort tranchant à la base.

V₀ : Facteur de terrain.

Z₀ : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur Minimale.

a : Une dimension.

b : Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com.

d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co.

e : Epaisseur, Indice des vides.

f : Résistance d'un matériau (avec indice), flèche.

fc₂₈, ft₂₈ : Grandeurs précédentes avec j =28 jours.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.

h : Hauteur totale d'une section de béton armé.

i : Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient en général.

l : Longueur ou portée (on utilise aussi L).

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

qj : Pression dû au vent.

qréf : Pression dynamique de référence.

s : Espacement des armatures en générales.

st : Espacement des armatures transversales..

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

y : Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie profondeur de l'axe neutre.

z : Coordonnée d'altitude.

qdyn : Pression dynamique.

En minuscules :

Ø : diamètre des armatures, mode propre

γs : coefficient de sécurité dans l'acier

γb : coefficient de sécurité dans le béton

ε : déformation relative

εbc : raccourcissement relatif du béton comprimé

εs : allongement relatif de l'acier tendu

η : coefficient de fissuration relatif à une armature

ν : coefficient de poisson, coefficient sans dimension

ρ : rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton

σ : contrainte normale en général

τ : contrainte tangente (de cisaillement)

σ_{bc} : contrainte de compression,

σ_{ts} et σ_{sc} : contrainte de traction, de compression dans l'acier

Introduction générale :

L'industrie de la construction a connue des avancées significatives dans le secteur du génie civil, offrant des possibilités architecturales innovantes et fonctionnelles pour les différents types d'ouvrages y compris ceux les plus complexes. Parmi ces structures, les stades représentent des projets emblématiques qui requièrent une expertise technique et une analyse approfondie pour assurer leur conception et leur construction conformes aux normes de qualité et de sécurité.

Dans le but de comprendre le comportement et la réponse de ce type de structure vis-à-vis des différentes sollicitations, qu'ils soient dynamiques ou statiques, cette mémoire de fin d'étude se focalise sur l'étude du nouveau stade de Douera, conçu principalement en une structure portante en béton armé et une toiture spatiale en charpente métallique. Ce projet hybride combine les avantages structurels du béton armé avec la légèreté et la flexibilité offertes par ce genre de toiture.

Lors de cette étude, nous examinerons les principes fondamentaux de la conception en béton armé, y compris le dimensionnement des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les dalles. De la même manière, nous étudierons les différents éléments de la toiture en charpente métallique. L'objectif principal de cette étude est d'analyser en détail les différentes composantes de la structure, en mettant l'accent sur les aspects importants tels que la stabilité globale de la structure et la résistance de l'ensemble des éléments structuraux.

Une attention particulière est accordée à l'interaction entre les deux types de structures, en béton armé et en charpente métallique, afin d'assurer une intégration harmonieuse et une performance optimale de la réponse de la structure.

L'étude de cet ouvrage est principalement élaborée en conformité avec les règles en vigueur en Algérie, à savoir le règlement parasismique RPA99 version 2003, le règlement neige et vent RNV 2013, les règles de conception et calcul des structures en aciers CCM97 et ceux en béton armé CBA93, ainsi que d'autres normes et codes tels que le BAEL, et les Eurocodes.

Enfin, à travers ce mémoire, nous allons approfondir notre compréhension en termes de défis et de considérations qui sont liées à l'étude structurale de conception et de calcul de ce type de projet.

Pour ce faire, notre travail sera organisé selon les chapitres suivants :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage (description structurale et architecturale)

Ce chapitre introduit l'ouvrage étudié en fournissant une description détaillée de sa structure et de son aspect architectural. Nous abordons les caractéristiques et les contraintes liées à la conception d'un stade, ainsi que les éléments clés qui influencent sa configuration.

Chapitre 2 : Dimensionnement des éléments de la toiture et prédimensionnement des éléments en béton armé

Dans ce chapitre, nous nous concentrons sur le dimensionnement des éléments constitutifs de la toiture, en accordant une attention particulière aux charges agissant sur celle-ci. De plus, nous effectuons un prédimensionnement des éléments en béton armé pour assurer la résistance et la stabilité de la structure.

Chapitre 3 : Définition des charges

Une étude approfondie des charges qui s'appliquent à la structure du stade est réalisée dans ce chapitre. Nous examinons les différentes charges permanentes et variables, telles que les charges de service, les charges climatiques et les charges dues à l'utilisation prévue de l'ouvrage.

Chapitre 4 : Modélisation de la structure

Ce chapitre présente la modélisation de la structure du stade à l'aide du logiciel Sap2000v24. Nous détaillons les étapes de création du modèle numérique, y compris la représentation des éléments structuraux et l'application des charges. Cette modélisation permettra d'effectuer des analyses approfondies de comportement de la structure.

Chapitre 5 : Étude dynamique

Une étude dynamique est présentée dans ce chapitre afin d'évaluer la réponse de la structure vis-à-vis des charges sismiques. Nous explorons les méthodes d'analyse dynamique et examinons les résultats obtenus pour garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.

Chapitre 6 : Calcul et vérification des éléments structuraux en béton armé et en charpente métallique et des Assemblages

Ce chapitre se concentre sur le calcul détaillé des éléments structuraux en béton armé et en charpente métallique. Nous appliquons les principes de conception appropriés, en tenant compte des critères de résistance, de déformation et de durabilité, pour garantir des performances optimales de la structure. Après nous examinons la phase d'assemblage de la structure en mettant l'accent sur la vérification de la connexion des éléments en Acier tel que les nœuds et pied de poteaux.

Conclusion générale

Enfin, nous présentons une conclusion générale qui résume les principales conclusions de notre étude. Nous soulignons les contributions de ce mémoire, les limitations éventuelles et les recommandations pour de futures recherches dans le domaine de la conception et du calcul des structures similaires.

I. Chapitre

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage



Figure I-1 vue en 3D du stade de Douera

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 INTRODUCTION

Le stade de Douera a été lancé par la wilaya d'Alger depuis 2008. Il est conçu pour recevoir une capacité de 40 000 places de spectateurs. Le présent chapitre présente les caractéristiques architecturales de ce grand projet.

I.2 DESCRIPTION ARCHITECTURAL

I.2.1 Caractéristiques du site :

I.2.1.1 Situation de l'assiette

L'assiette du projet est située au niveau de la commune de DOUERA, wilaya d'ALGER. Elle est encadrée par une grande voie de circulation (2^{ème} rocade d'ALGER) qui relie BOUDOUAOU (BOUMERDES) et ZERALDA (ALGER), la pénétrante de CHERAGA (RN 36), Et la nouvelle cité AADL 3254.

I.2.1.2 Limites du terrain

Le terrain de projet occupe une surface de **38 Hectares**.

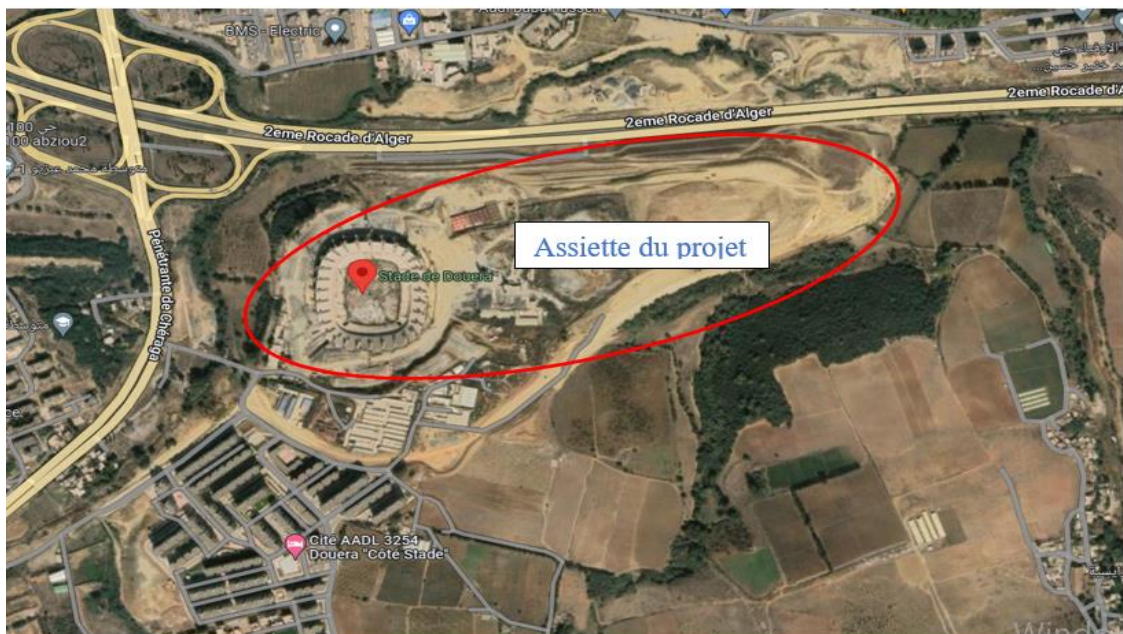


Figure I-2 Situation du stade de Douera sur MAPS

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.2.2 Consistance physique du projet

En termes de répartition des espaces, le stade de Douera est partagé en 03 principaux lots, à savoir :

- . **Lot A** : stade de football de 40.000 places.
- . **Lot B** : pôle énergie.
- . **Lot C** : Aménagements extérieurs, parkings, pôle énergie, 02 terrains de réplique
03 billetteries.

Les surfaces détaillées de chaque lot sont présentées en ce qui suit :

I.2.2.1 Lot A: stade de football

➤ CAPACITÉ : 40.000 Places.

- . 200 places VVIP.
- . 1788 places VIP.
- . 200 places Médias.

➤ SURFACE :

- . Emprise au sol.....S= 41 192,18m².
- . Surface utile (hors terrain de jeux) ... S= 52 274,83 m².

➤ DISCIPLINES SPORTIVES:

- Football

I.2.2.1.1 Sous-sol 2

- Hall d'accès officiels du sport. S=867,12m².
- 02 vestiaires officiels du sport. S=278,02m².
- 02 vestiaires officiels du sport... S=357,12m².

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

(Vestiaires joueurs, sanitaires et douches, massage, cryothérapie, bureau d'entraîneur, responsable d'équipement).

- 01 vestiaire arbitres et sanitaires. S=44,48m².
- Zone mixte..... S=379,28m².
- Tunnel des joueurs. S=37,98m²
- Infirmierie et salle de soin. S=42,88m²
- Contrôle anti-dopage. S=32,02m²
- 01 Salle de conférence de 105 places. S=145,15m²
- 02 Vestiaires et sanitaires ramasseurs de ballons..... S=45,03m²
- Zone des stadiers (vestiaires, accueil, sanitaires) S=273,66m²
- Zone protection civile (PC, infirmerie et sanitaires)S= 493,08m²
- Stationnement d'ambulance 18 places. S= 690,38m²
- PC police et garde à vue. S= 135,5m²
- Zone DGSN (cafété-restau, cuisine sanitaires) S= 397,58m²
- Atelier et garage de maintenance, cours de service, magasins. S=1 161,08m²
- 19 Locaux et galeries technique.S=2 279,25m²
- 03 Locaux dispo.S=321,27m²
- 01 Poste transfo et local onduleurs (04 postes Transformateur de puissance 2000 KVA, triphasé type Huile MINERAL, 01 Transformateur de puissance 800 KVA, triphasé type TRIHAL S= 779,5m²
- Zone sureté interne (bureau d'ordre, responsable, accueil, salle de contrôle, vestiaires, sanitaires)S= 387,76m²
- Aire de livraison cuisine et 02 espaces de stockage (12 chambres froide, compresseurs, réception et tri, épicerie, emballage vide, local déchet).
.....S= 350,4m²
- Parking VVIP 20 places.S=758,84m²
- Sanitaires VIP..... S=38,33m²
- Circulations mécanique..... S= 7 038,94m²
- Espaces sans programme..... S= 4 533,82m²

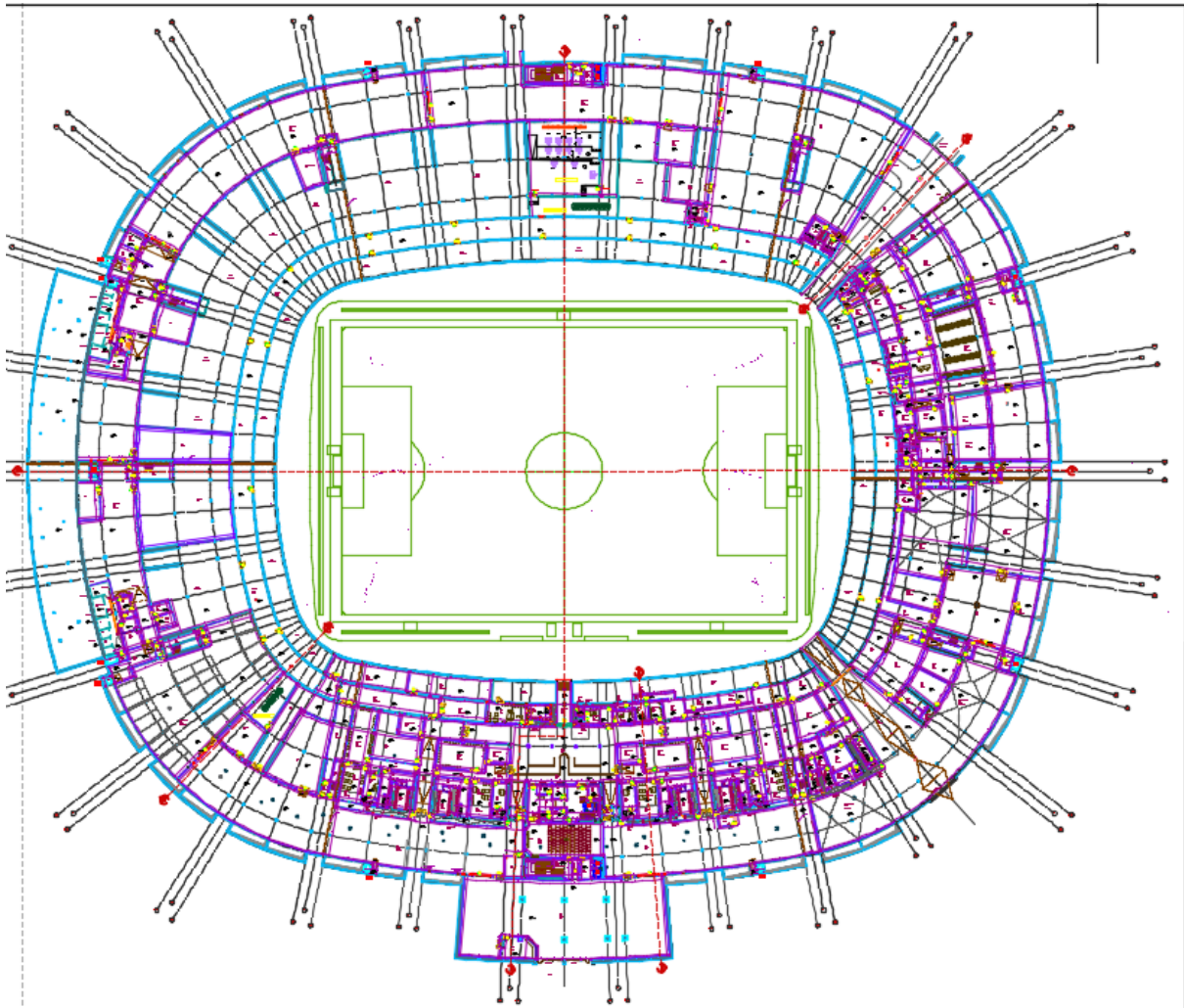


Figure I-3 Plan d'architecture Niveau -2

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.2.2.1.2 Sous-sol 1

04 blocs Sanitaires publics, chaque bloc contient 09 sous-blocs H et 01 sous-bloc F les sanitaires destinés aux femmes se composent de 04 blocs de 9 toilettes et 9 lavabos pour un total de 36 toilettes et 36 lavabos.

Les sanitaires destinés aux hommes sont de 212 toilettes, 360 urinoirs et 368 lavabos.

S/bloc= 364,39m²

S 04 blocs= 1 457,56m²

- 27 Sanitaires VIP..... S= 439,21m²
- Sanitaires et vestiaires personnels.S= 99,58m²
- 15 Loges VIP S/loge = 20,25m²
- 04 cafeteria-cuisine VIP.S=267,44m²
- 01 Salon collectif VIP. S=1785.21m²
- 02 ascenseurs d'une capacité de 800 Kg
- 01 ascenseur pour média d'une capacité de 1000 Kg.
- 02 Ascenseurs VIP d'une capacité de 630 Kg.
- 06 monte-charge d'une capacité de 630 Kg.
- 02 monte-charge d'une capacité de 630 Kg.
- 01 ascenseur d'une capacité de 1000 Kg au restaurant public.
- 02 ascenseurs d'une capacité de 1000 Kg.
- Infirmerie VIP.S=23,79m²
- 02 blocs Cuisine (cuisine de préparation, préparation légumes, préparation volaille, local déchet, plonge batterie, entrepôt et stockage à froid et Plonge Vaisselle, stockage vaisselle et bureau chef cuisinier) S/bloc =166,02m²
- Administration stade (bureau direction, secrétariat, salle de réunion, cuisine, sanitaires, 06 bureaux, 02 open space, archive)S=855,51m²
- 02 Salles de sport (salle d'échauffement, vestiaires, sanitaires et douches, salle de récupération, bureau, stockage).S=1 091,05m²
- 24 Locaux technique.S= 2 167,98m²
- 02 Espace commercial (hall, 14 magazines).S= 2405m²

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- Centre de conférence (salle de conférence, 10 Box, 02 salle polyvalentes, 02 salles de réunion)S= 1 178,73m²
- Restaurant public. S=2521.45m²
- 02 cafeteria public (cafeteria, pâtisserie boulangerie, réserve, local ménager, sanitaires, garde-robe)S= 395,54m²

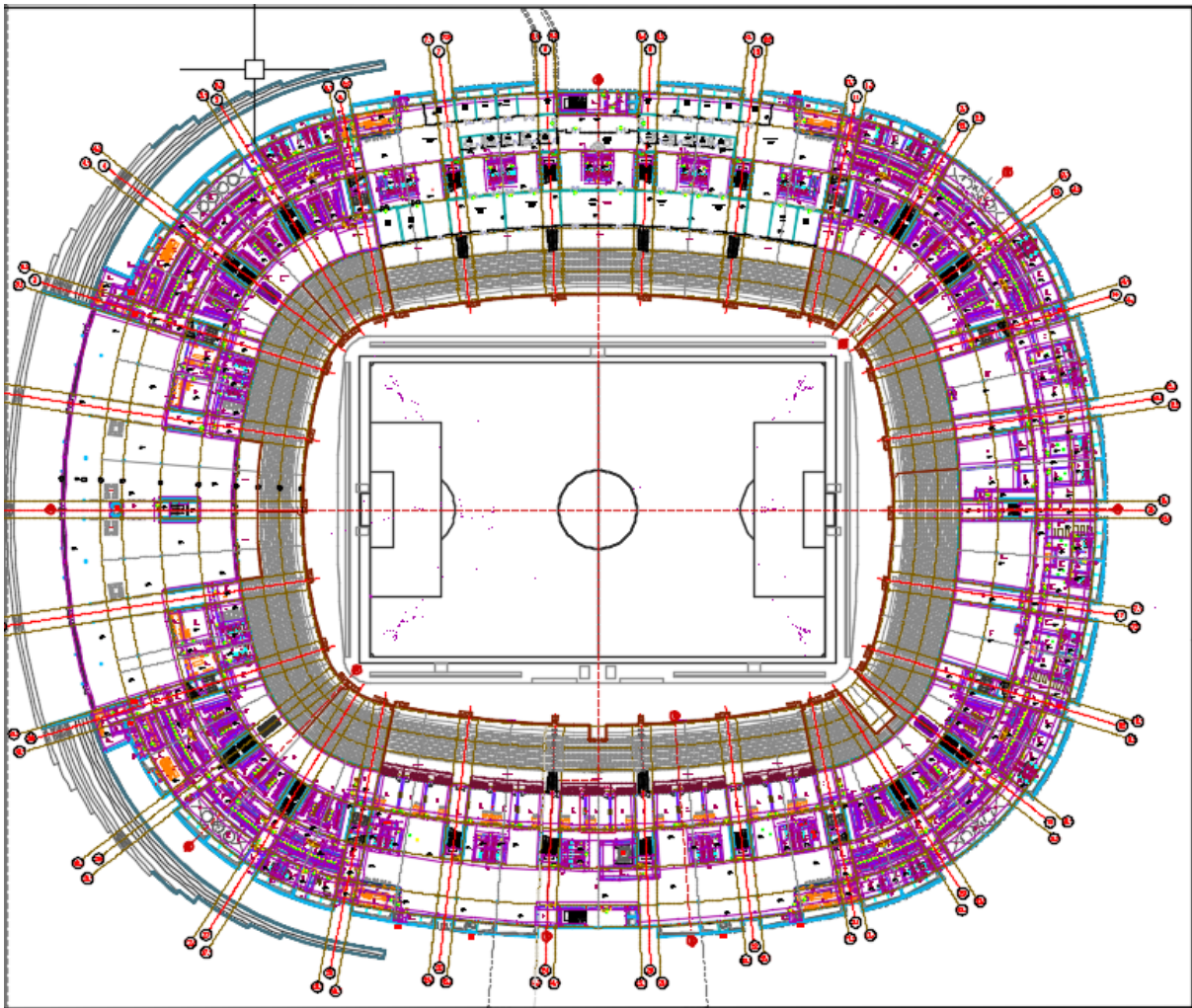


Figure I-4 Plan d'architecture Niveau -1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.2.2.1.3 Rérez de Chaussée

- Loge président. S=135,60m²
- (Accueil président, hall président, vestiaires, sanitaires président, sanitaire VVIP, bureau protocole, salle garde-corps, infirmerie, cuisine)S=210,39m²
- Loges VVIP.S=106,50m²
- (Accueil VVIP, infirmerie VVIP, sanitaires VVIP)S=110,57m²
- Studio TV.S= 89,28m²
- Foyer presse (billetterie, infirmerie presse cafétéria, sanitaires)S= 189,85m²
- 02 Buvettes/boutiques type 01(02 stockage, sanitaires PMR).S/B=44,22m²
- 02 Buvettes/boutiques type 02(stockage, 02 sanitaires PMR). S/B=46,54m²
- 04 Buvettes/boutiques type 03(stockage, 02 sanitaires PMR).S/B=46,54m²
- 04 antenne médicale et Salles de police (sanitaire PMR) S= 38,69m²
- 02 ascenseurs président d'une capacité de 1000 Kg.

I.2.2.1.4 Rérez de Chaussée +

- . Centre des médias (salle de travail, salle de réunion, réparation caméra, bureau informatique, centre d'interprétation, rédacteur en chef, stockage informatique, espace copie, bureau responsable FIFA, bureau partenaire).S= 279,38m²

I.2.2.1.5 Etage 01

- . C.O.S (02 bureaux, salle informatique, sanitaire).S=129,15m²

Le COS est doté de 08 opérateurs.

- Ascenseur pour COS d'une capacité de 630 Kg

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

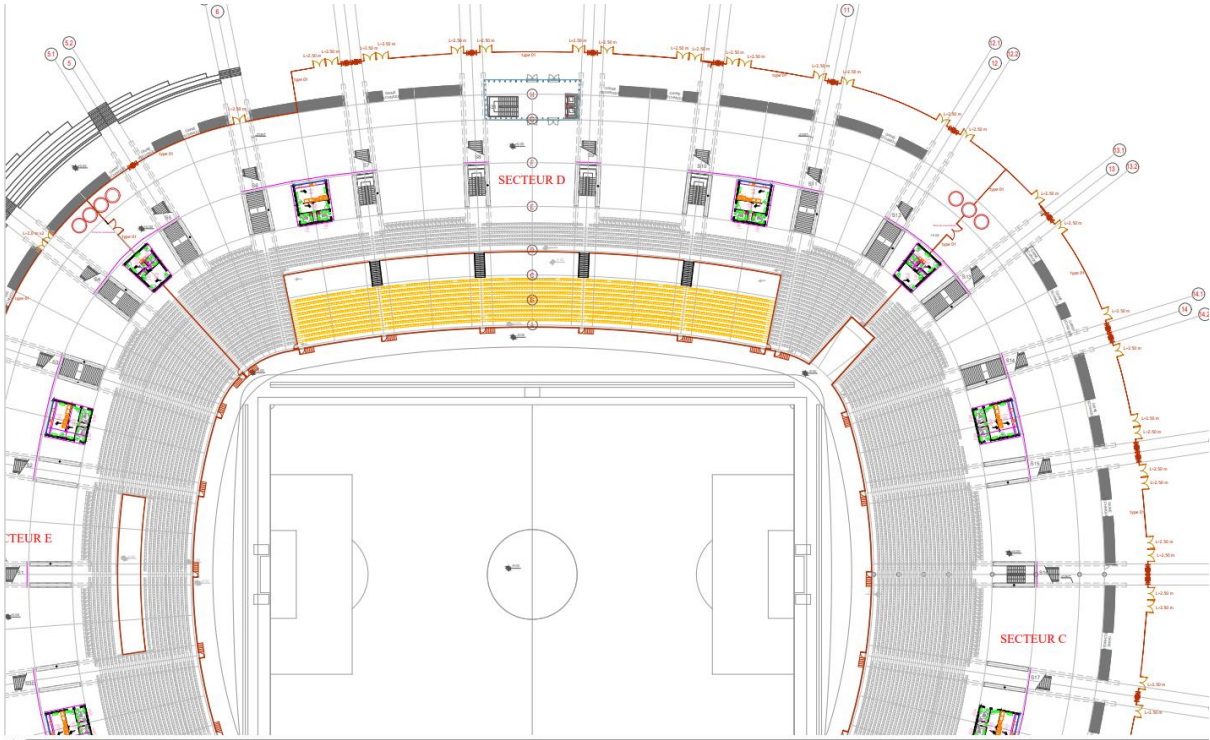


Figure I-6 Plan d'architecture niveau 0

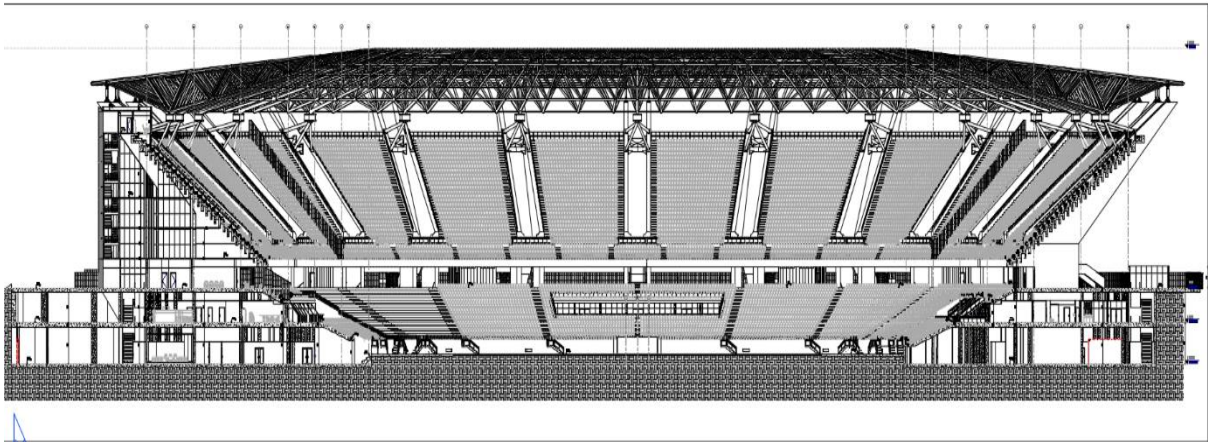


Figure I-5 Coupe architecturale de Stade

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.2.2.2 Lot B : pôle énergie

➤ SURFACE :

- Emprise au sol..... : 2651,97 m².
- Surface utile..... : 2651,97 m².

➤ PROGRAMME :

- Centrale thermique.....S=563,37m²
- Centrale frigorifique stade S=446,66m²
- Groupes électrogèneS=140,51m²
- Poste de transformation principal S=307,02m²
- Hydro sanitaire) S=66,03m²
- 02 Magasins. S= 123m²
 - 01 Local Anti incendie S=161,43m²
 - 02 Accumulation eau anti incendie. S= 203,28m²
- 02 Accumulation eau potable..... S=203,28m²
- 02 Accumulation irrigation stade. S=178,92m²
- Sanitaire. S=7,49m²

I.2.2.3 Lot C: aménagement extérieur, parkings, terrains de réplique, et billetteries

➤ Programme :

- 06 accès (01 accès officiels du sport, 01 accès président, 03 accès public)
- Esplanade.....S=33621.95m²
- Parking public. 2567 PL / Bus public: 49 PL
- Parking media. 62 PL
- Parking sécurité. 43 PL
- Parking protection civil. 29 PL
- Parking VVIP/VIP. 164 PL
- Parking restaurant.68 PL
- 02 terrains de réplique 105*68 m.
- 01 bloc vestiaire. 36 PL
- 03 billetteries.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- Pôle énergie. 24 PL
- 02 bassins de récupération EP.
- Hélio-port.
- Gazonnière.

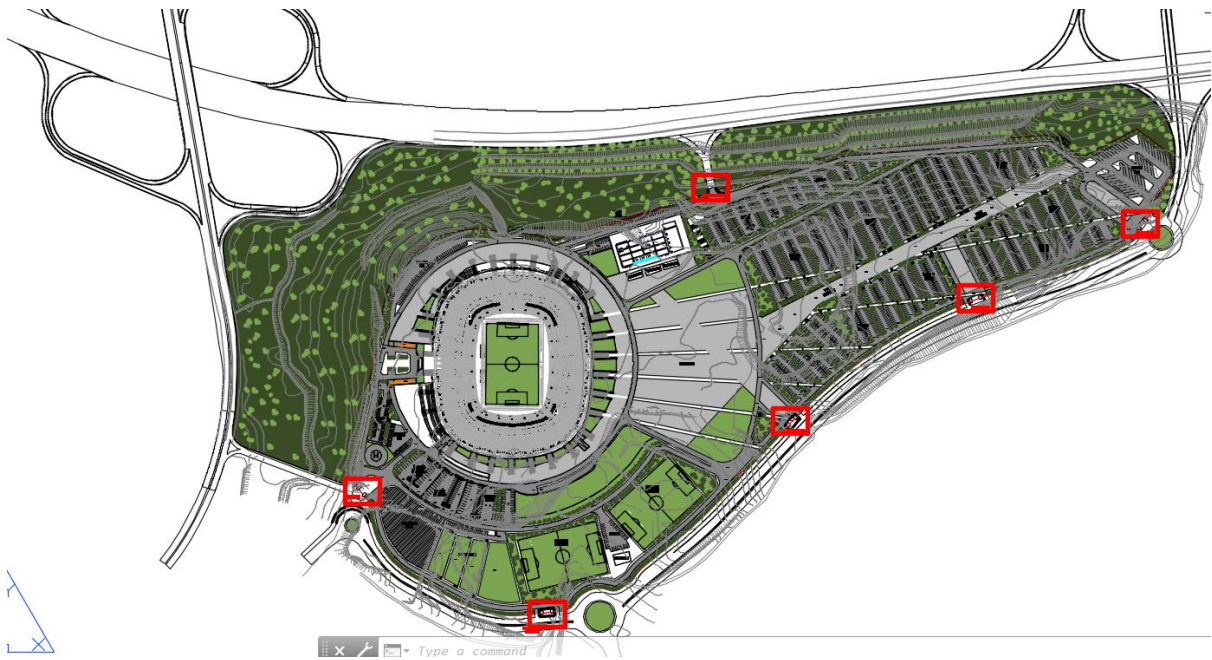


Figure I-7 Plan de Mass de Stade

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I. Chapire 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3 Description structural

D'un point de vue structural, le stade de Douera est principalement une structure en béton armé en forme d'anneau elliptique (dimensions extérieures maximum 200 m x 250 m), avec une toiture en charpente métallique, constituée de treillis spatiaux tridimensionnelles. L'ouvrage est supporté sur une partie de sa surface par des sous-sols, atteignant une profondeur de 10 m environ sous le niveau zéro de projet (fixé à +171.50 m en coordonnées NGA).

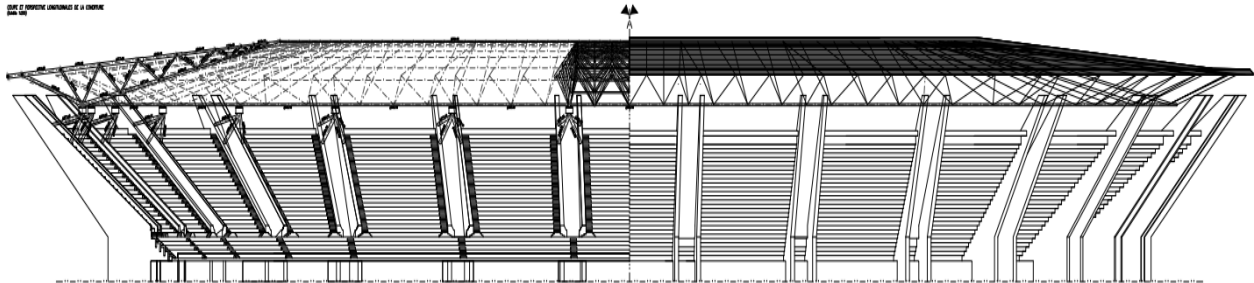


Figure I-8 coupe architecturale verticale de la structure de stade

La structure en béton armé est constituée de 30 couples de voiles disposés selon un entraxe moyen de 22 mètres : leur but est de soutenir aussi bien la couverture (poutre à treillis en acier), que les gradins en béton armé. Les forces horizontales (vent, séisme) sont partagées entre les 30 couples de voiles en raison de la direction radiale d'eux-mêmes.

Les fondations sont de type profond en pieux diamètre entre 800 et 1200mm, déroulés au pied des couples des voiles et élévations principales (murs, piliers, ...).

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.1 Structure en acier

L'ossature de la couverture est principalement conçue par un système de treillis spatial 3D modulaire, où les solives inférieure et supérieure sont décalées plan métriquement. Les éléments structuraux du treillis sont des tubes circulaires de diamètre variable entre 152mm et 426mm.

Sur le plan global, on peut repérer trois secteurs qui ont le même centre de courbure :

- Côté longitudinal – côté long : 5 modules
- Côté transversal – côté court : 4 modules
- Zone de raccordement : 3 modules

La couverture totale est constituée de 30 modules.

Un module standard a une longueur de 10.9m sur le fil extérieur et de 8.95m sur le fil intérieur

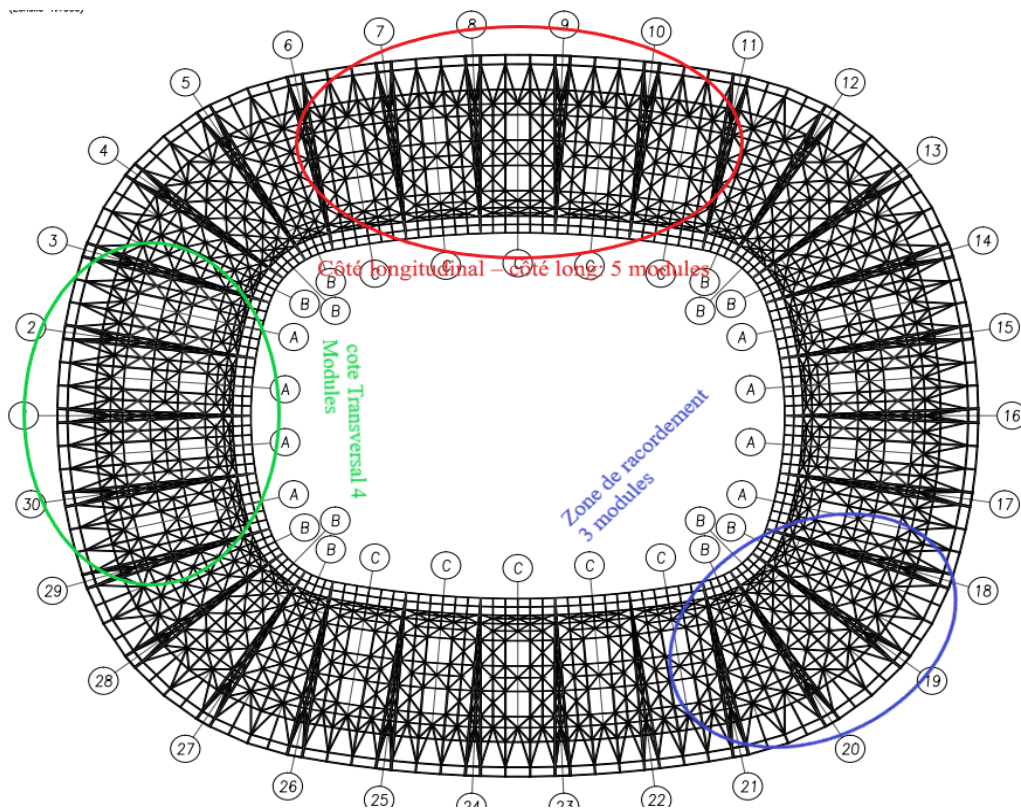


Figure I-9 les différents Systèmes spatiale modulaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.1.1 Poutres principales

La structure de la couverture du stade est constituée d'une structure principale de 30 treillis spatiaux principaux formant une poutre circulaire en acier.

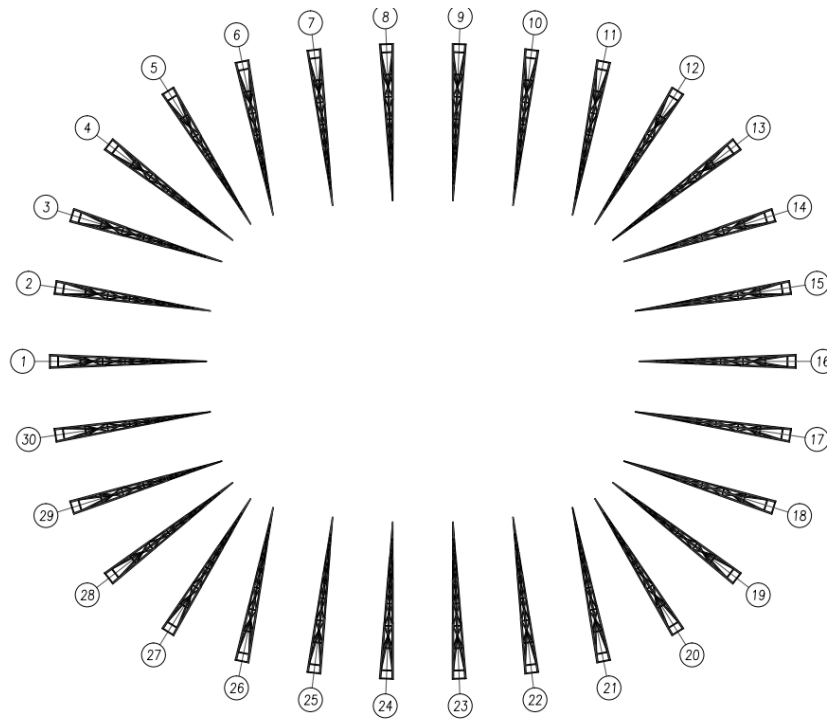


Figure I-10 Vue en Plan des Treillis spatiaux principaux

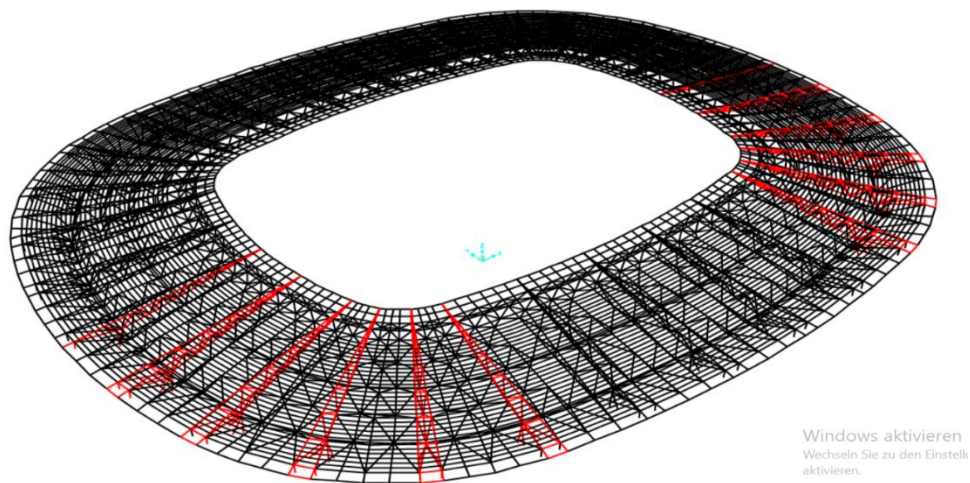


Figure I-11 Vue en 3D du Model de treillis spatiaux en rouge

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

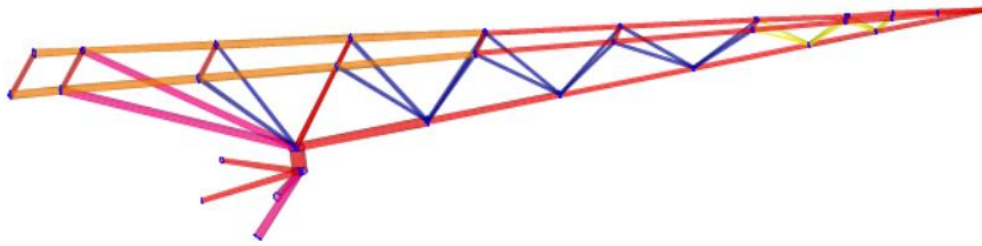


Figure I-12 vue en 3D du model d'une treillis spatiale principale

Les poutres réticulaires spatiales de la structure principale s'appuient inférieurement sur un chevalet qui est constitué par 4 éléments circulaires en acier garantissant un encastrement et convergent sur le point indiqué dans la figure suivante.

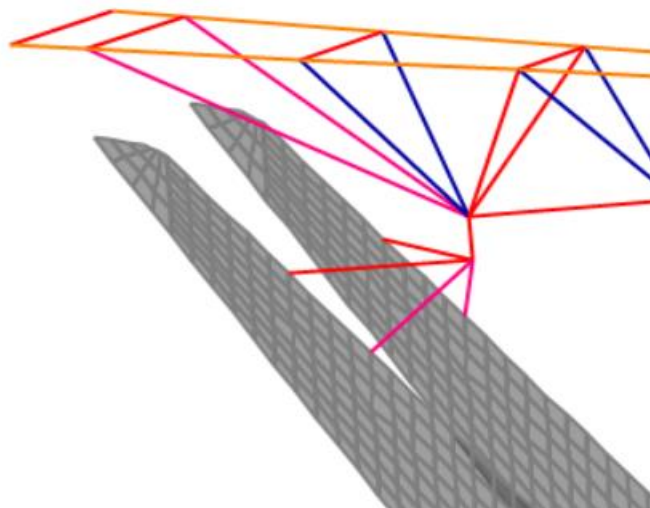


Figure I-13 Vue en 3D du model d'un chevalet d'appui des poutres

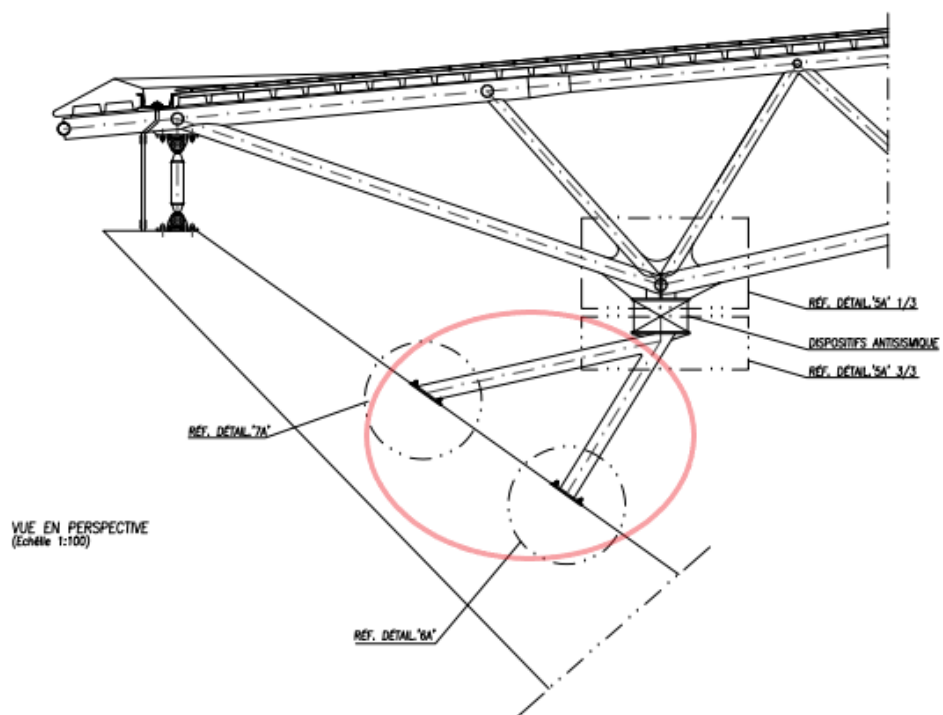


Figure I-14 vu en perspective d'un chevalet d'appui

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.1.2 Poutres secondaires

Dans la figure suivante, entre les treillis réticulaires spatiaux sont disposées les structures secondaires qui ont pour but de soutenir la couverture.

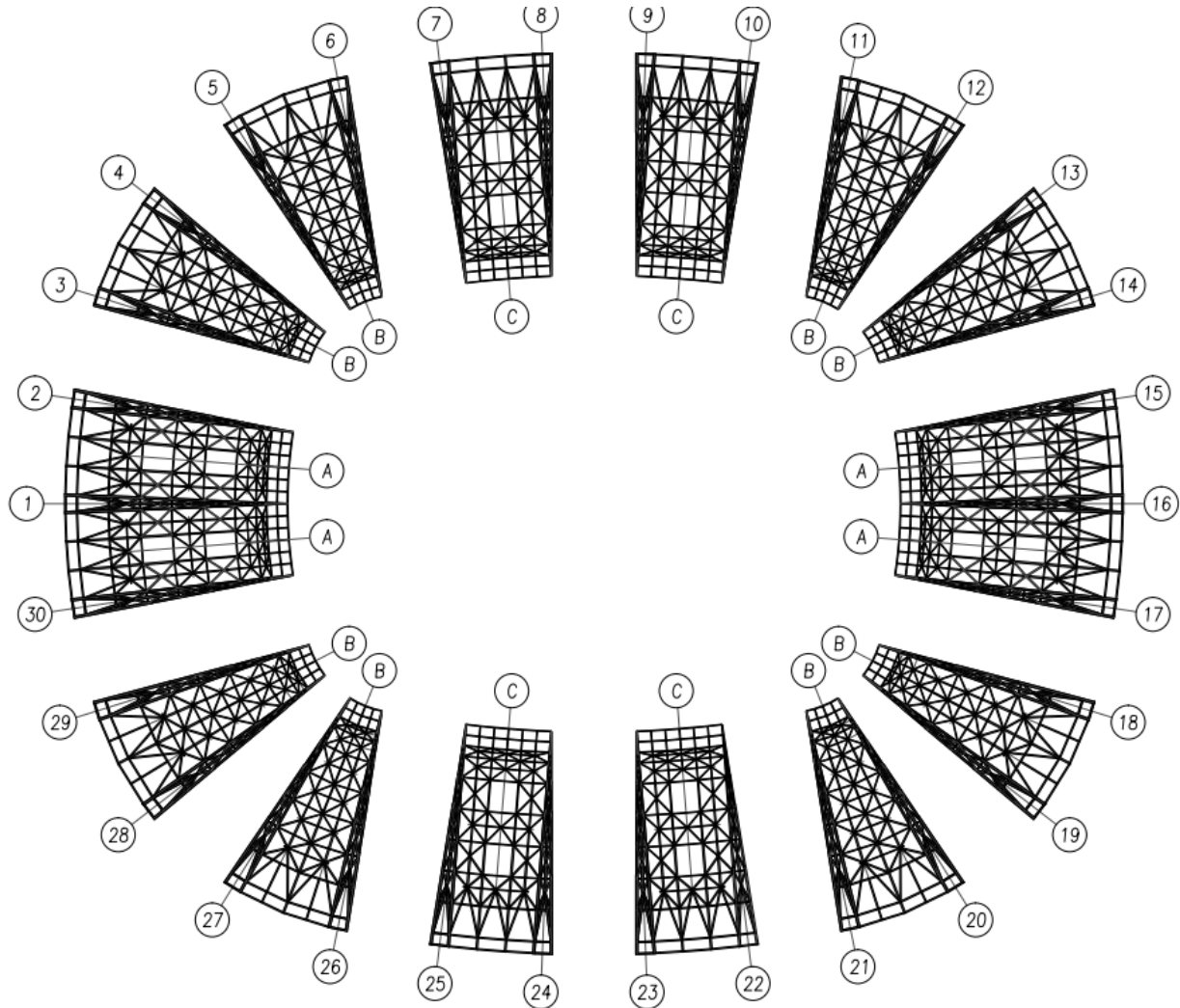


Figure I-15 Vue en Plan des Treillis spatiaux secondaires

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

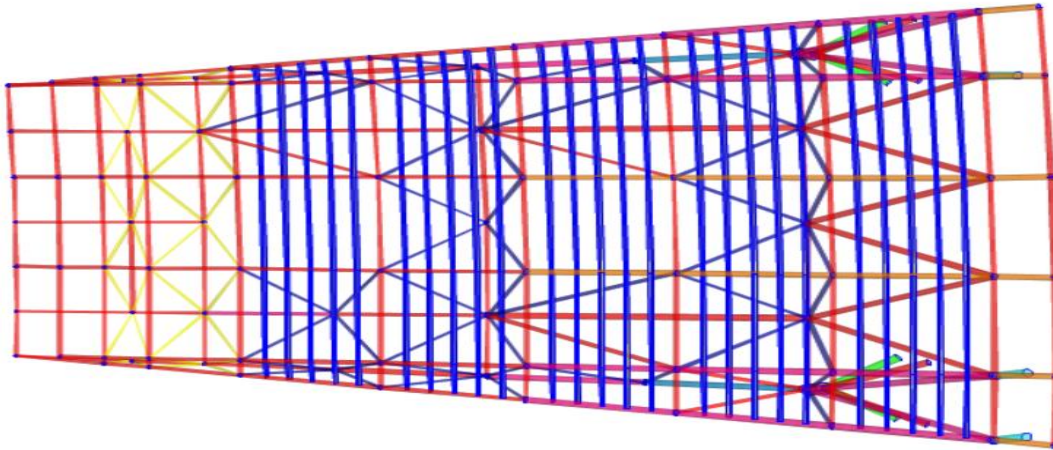


Figure I-16 vue en Plan du model d'une structure spatiale secondaire

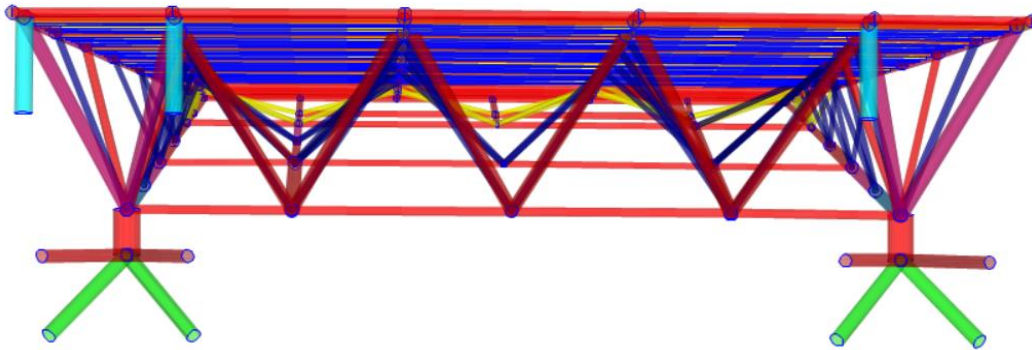


Figure I-17 vue en 3D du model d'un Module de treillis

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.1.3 Système de la couverture métallique

La toiture du stade est composée par l'ossature de la charpente + la couverture métallique. Cette dernière est principalement divisée en : couverture métallique opaque, panneau translucide, gouttière, corniche et système antichute, dans lesquels la surface totale des panneaux translucides est environ de 5500m², la surface de la couverture métallique est environ de 24 500 m², la longueur de gouttière et corniche est d'environ 720 m.

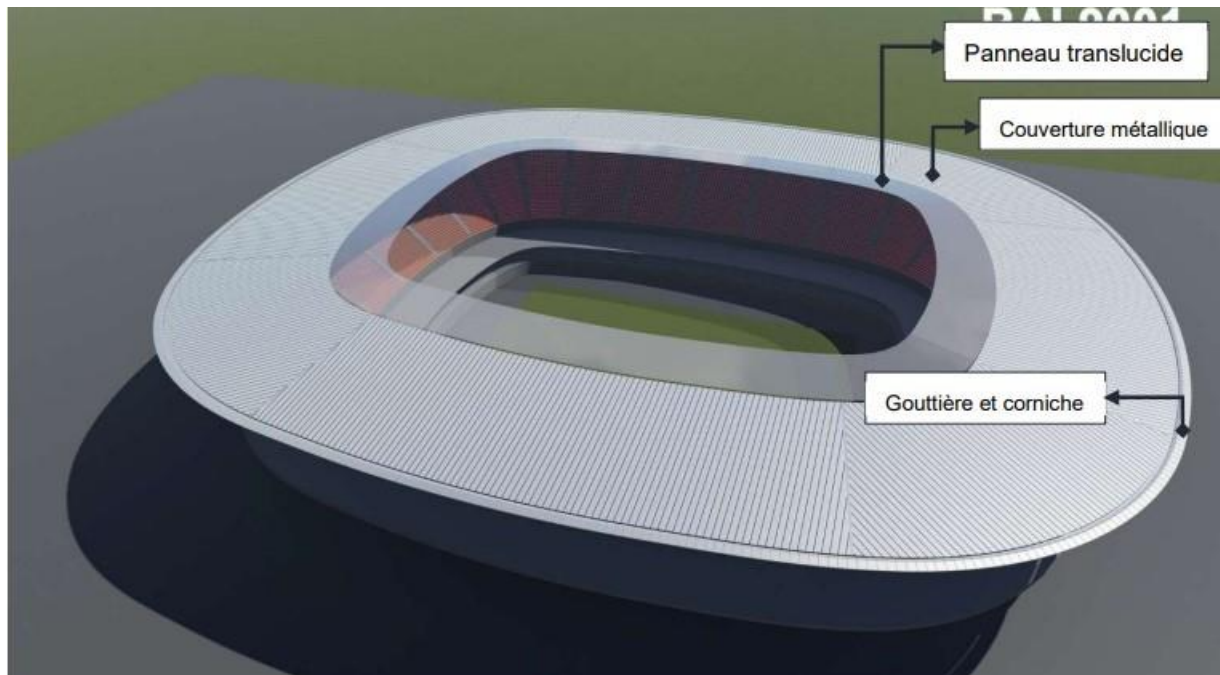


Figure I-18 image de rendu du système de la couverture

Les matériaux de la couverture (sauf les panneaux externes) sont façonnés en usine selon les dimensions des conteneurs et ils seront livrés sur site par le transport maritime, les panneaux irréguliers seront découpés sur site en fonction des mesures réelles. La longueur totale des panneaux externes est d'environ 37.729 m.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.1.3.1 Panneau interne

Les tôles nervurées en acier perforées de 0,6 mm d'épaisseur sont utilisées comme les panneaux internes, type de tôle : TD35-200-1000 ; la hauteur d'onde est de 35 mm, la largeur utilisée est de 1000 mm et le taux de perforation est de 23%

I.3.1.3.2 Support oméga et sous-panne oméga

Le support oméga est de 3mm d'épaisseur, la surface est traitée par la galvanisation, spécification de section est de 30X40X120X40X30mm, la longueur est de 150mm, le matériau est de S350GD +Z275. La sous panne oméga est de 2.5mm d'épaisseur, la surface est traitée par la galvanisation, la spécification est de 30X30X60X30X30mm, le matériau est de S350GD +Z275

I.3.1.3.3 Clip en alliage Aluminium

Clip de connexion en aluminium à haute résistance, le support Al en forme T à haute résistance (avec barrière thermique) AW6061-T6, H=90mm, W=60mm, limite d'élasticité \geq 240mpa, résistance à la traction \geq 290mpa, allongement 7%.

I.3.1.3.4 Isolation acoustique

La couche d'absorption acoustique est composée par laine de verre de 50mm d'épaisseur Owens Corning, la densité est de 24kg/m³, performance de combustion est de classe A

I.3.1.3.5 Panneau externe

Un bac à joint debout en alliage Al-Mg-Mn de 1mm d'épaisseur est utilisé comme le panneau externe, le substrat est le tôle en alliage Al-Mg-Mn AW3004, état d'alliage est de H24, le modèle du bac à joint debout est de N65/400, le revêtement du bac est en résine fluorocarbonnée et le teneur de résine fluorocarbonnée n'est pas inférieur à 70%, deux applications et deux cuissons,

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

épaisseur moyenne du revêtement n'est pas inférieure à 25 μ m ; derrière du bac doit revêtir de polyéthylène, épaisseur $\geq 5\mu$ m

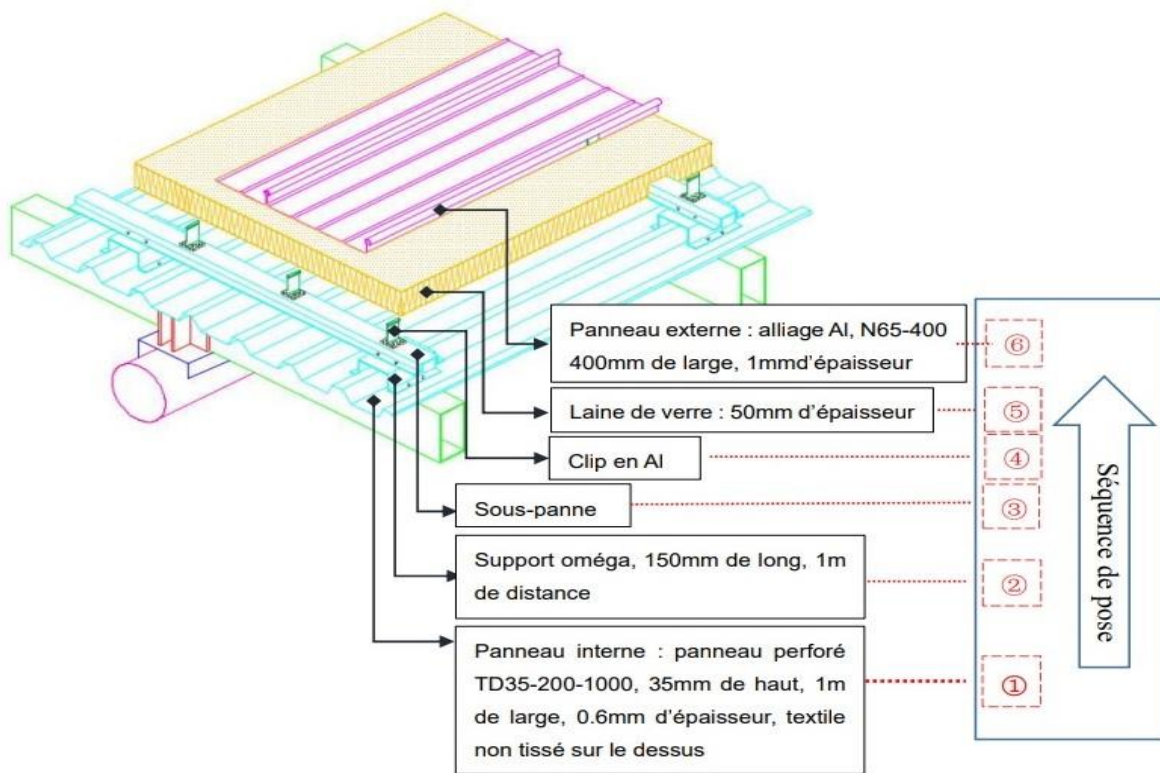


Figure I-19 structure de la couverture métallique

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.2 Continuité et système d'appuis de la couverture

Dans le but d'avoir une action d'anneaux structural intérieur et extérieur, la couverture est conçue comme une structure unique sans joints. Elle est appuyée -en exercice- iso-statiquement à la sous-structure. Les dispositifs d'appui, et leur déplacement dans les deux directions, sont calculés pour absorber les déplacements mutuels de la couverture et de la sous-structure, d'au moins ± 100 mm dans les deux directions (cette course doit être combinée vectoriellement pour chaque unique appui pour évaluer le déplacement maximum limite). Chaque poutre réticulaire est fixée sur trois appuis comme indiqué sur l'image ci-dessous

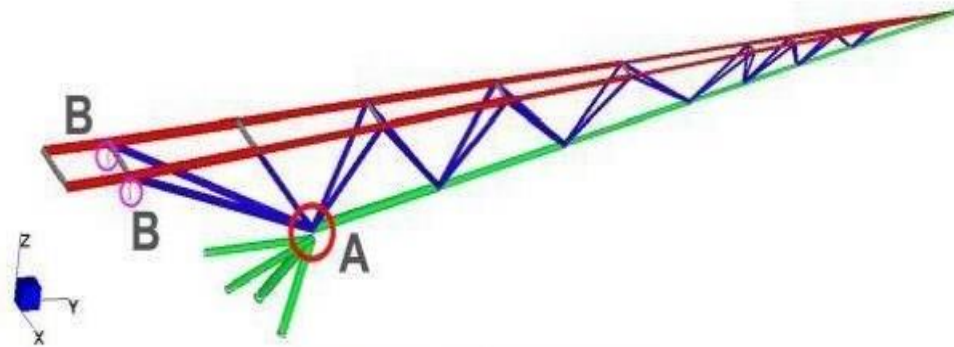


Figure I-20 Vue des 3 points d'appuis de la structure réticulaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.2.1 Type A :

Le point le plus bas de la poutre réticulaire est posé sur les chevalets d'appuis. Cette liaison offre un soutien vertical à toutes les poutres réticulaires alors qu'horizontalement l'appui est fixe (appuis en bleu sur la Figure ci-dessous), deux appuis sont coulissants seulement en direction longitudinale ou transversale (appuis en vert sur la Figure ci-dessous) ou bien coulissants dans les deux directions (appuis en magenta - et appuis rouges sur la Figure ci-dessous) pour permettre la libre dilatation thermique de la structure. La disposition des appuis coulissants correspond à la configuration typique adoptée pour les ponts routiers

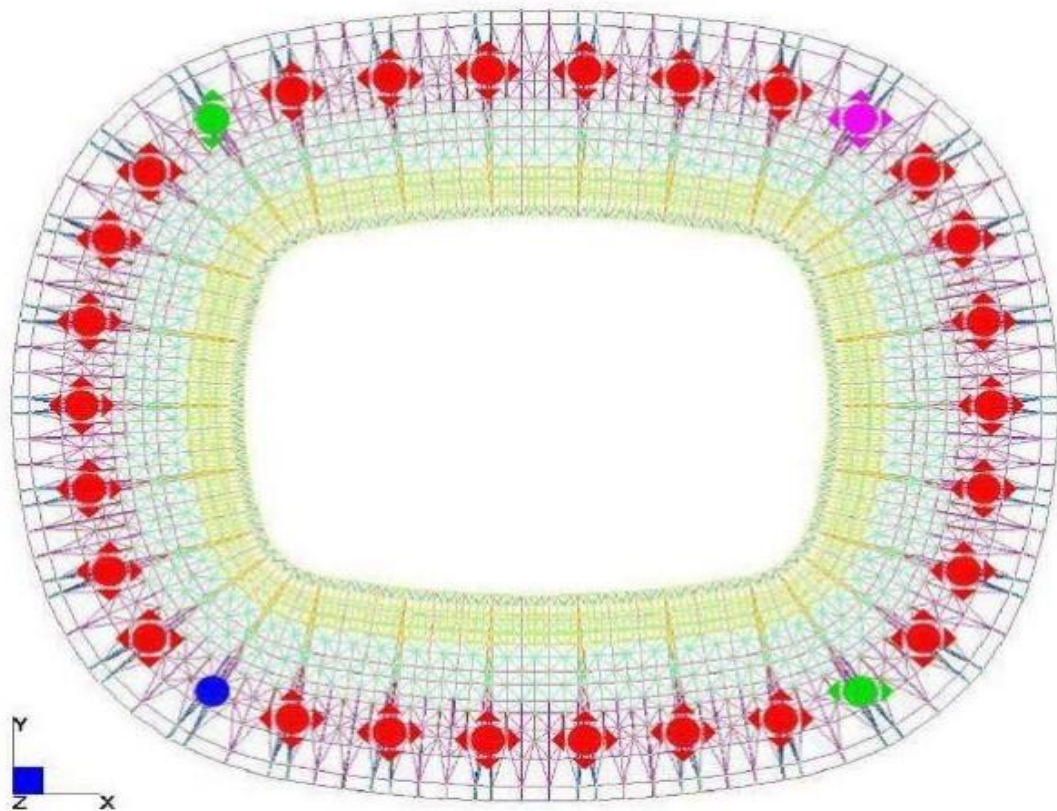


Figure I-21 Vue en plan des dispositifs d'appuis de type A de la structure principale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.2.2 Type B :

La poutre réticulaire liée (selon la combinaison de chargement considérée) par deux dispositifs qui bloquent les déplacements verticaux alors qu'ils permettent un déplacement libre horizontal dans les deux directions. De tels dispositifs sont donc des appuis multidirectionnels. Pour les combinaisons de charges dans lesquelles sont considérés :

- L'action de la charge due aux rafales de vent
- L'action de la charge due au séisme

Tous les appuis (de type unidirectionnels et multidirectionnels) fonctionnent comme une contrainte dynamique en bloquant les déplacements dans les deux directions : il s'agit d'un dispositif OLEO-dynamique nommé **Shock-transmitter**, ou **shock-transmission unit**.

On peut voir le détail de la configuration des appuis pendant le séisme sur la Figure suivante. Les appuis de **type B** restent par contre toujours de type multidirectionnel, comme ce sont de tiges métalliques articulées

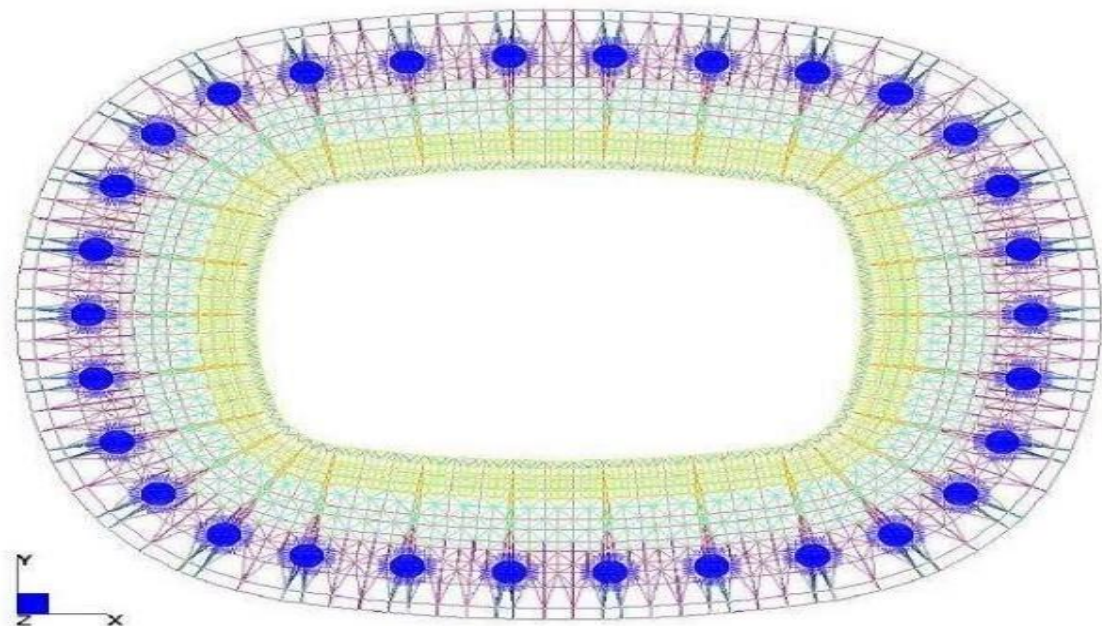


Figure I-22 Vue en plan des dispositifs d'appuis de Type B de la structure principale en cas de séisme

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.3 Structures en béton armé

I.3.3.1 Voiles principales

Les gradins des anneaux de la tribune haute sont soutenus par des porte-à-faux à section variable (variation possible de 1.60m x 0.80m jusqu'à 6.00m x 0.80m, comme on peut le voir sur la figure suivante dont la hauteur est de 37 mètres environ). Ces porte-à-faux sont inclinés vers les appuis de la couverture sur une longueur libre de 27 mètres environ. Les lames sont disposées en couples (la distance entre les deux éléments est de 4.25 mètres), en correspondance des escaliers, selon un entraxe moyen de 22 mètres

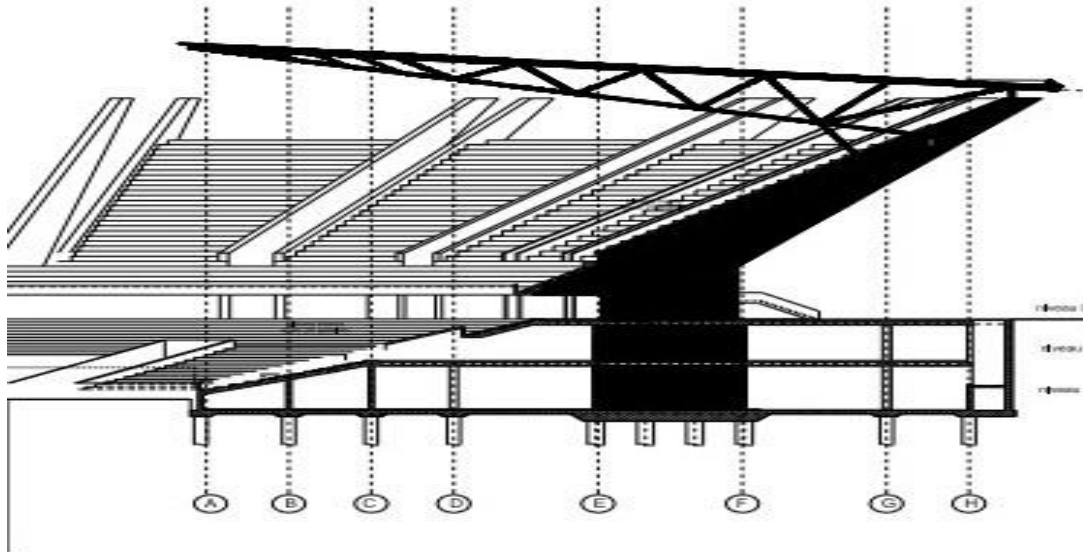


Figure I-23 Coupe transversale du stade

En analogie au schéma de la couverture, on peut repérer trois secteurs qui ont le même centre de courbure :

- Côté longitudinal – côté long : 10 modules
- Côté transversal – côté court : 8 modules
- Zone de raccordement : 12 modules

Au total, il existe 30 modules.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

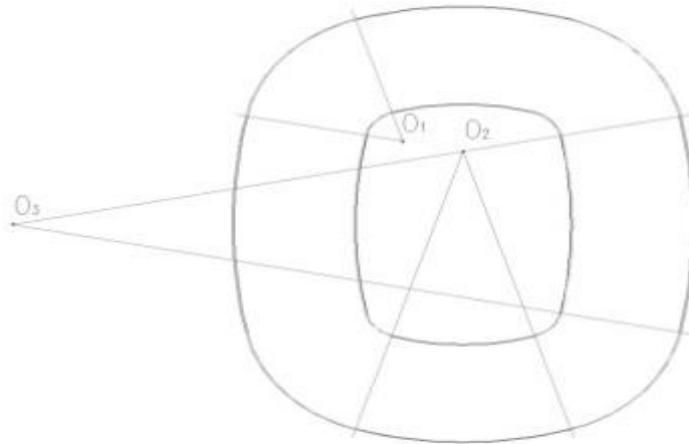


Figure I-24 Schéma générateur de la géométrie de la couverture et de la substructure

La géométrie des porte-à-faux et de la couverture est étudiée dans le but de rééquilibrer les moments fléchissant créés par les charges afin de pouvoir transférer aux piliers de soutien les forces de flexion et de compression. Les porte-à-faux sont réalisés en béton armé. Chaque porte-à-faux est soutenu par une voile à section rectangulaire 825cm/925 cmx80cm qui est conçu dans le but de transférer aux fondations les charges verticales et horizontales de la superstructure de l'ouvrage. Les gradins du deuxième anneau sont réalisés par des poutres en béton dont la section est renversée comme indiqué sur la figure suivante.

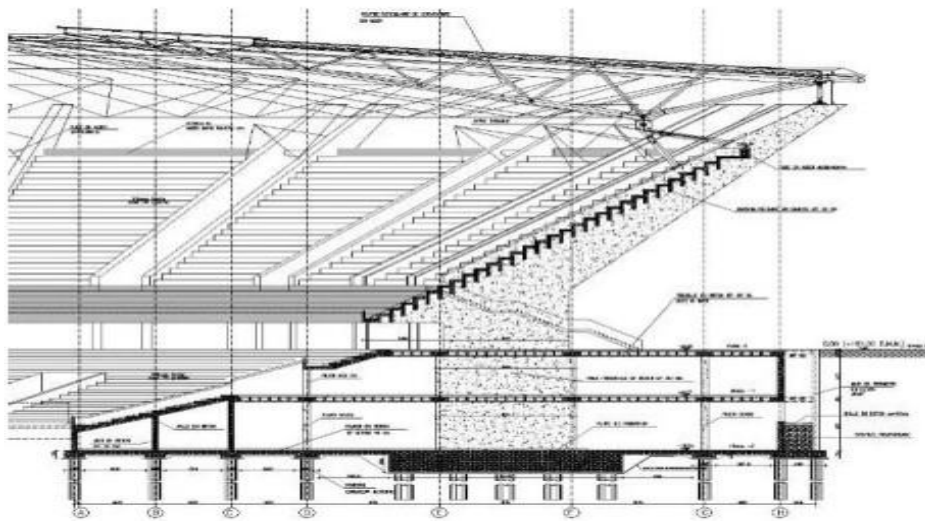


Figure I-25 Coupe avec vue sur les gradins

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Les gradins du deuxième anneau sont réalisés à pied d'œuvre. La partie inférieure du deuxième anneau (qui représente le porte-à-faux intérieur vers le terrain de jeu) sera réalisé avec une section pleine en béton armé afin de transférer les actions sismiques par le biais des Shock-transmitter.

I.3.3.2 Planchers et piliers

Les structures horizontales (niveau 0 et niveau 1) seront réalisées en béton armé. Les planchers auront une épaisseur de 0.50m et seront réalisés en béton armé allégé de hauteur 0.32m (voir figure suivante).

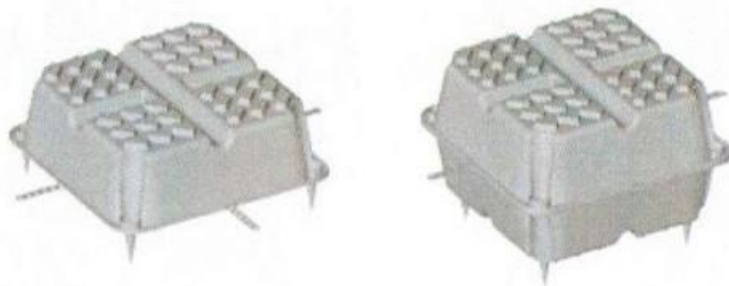


Figure I-26 Vue des U-BOOT

Le plancher, avec ce type de coffrage aura un fonctionnement de dalle alvéolaire coulée sur site en deux directions principales.

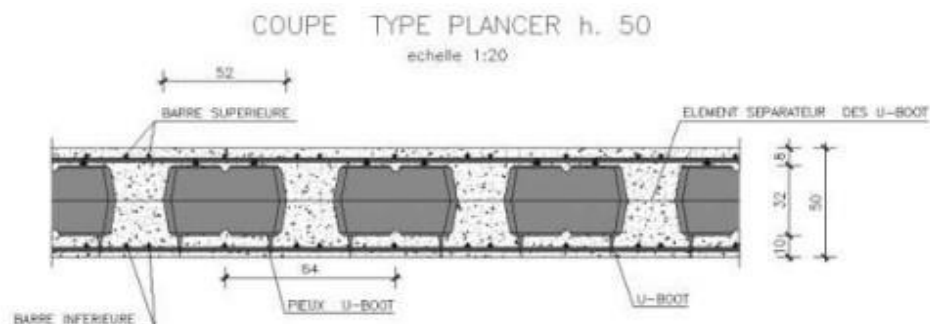
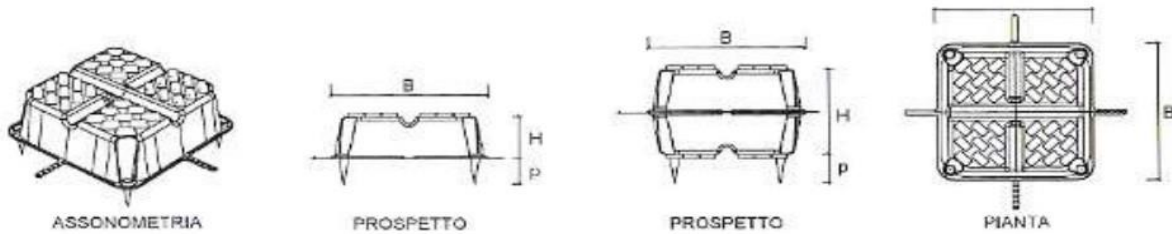


Figure I-27 coupe type plancher

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Le choix de ce type de coffrage est principalement fait dans le but de rendre la structure plus légère, il n'a donc aucune fonction structurale.



cassero	Altezza u-boot	Piedini	Larghezza travetto	Interasse travetti	Incidenza u-boot	Risparmio di cls		Consumo cls*
						mc/pz	mc/mq	mc/mq
u-16	16	0-5-10	12	64	2,44	0,031	0,076	0,084
		0-5-10	14	66	2,30	0,031	0,071	0,089
		0-5-10	16	68	2,16	0,031	0,067	0,093
		0-5-10	18	70	2,04	0,031	0,063	0,097
		0-5-10	20	72	1,93	0,031	0,060	0,100
		0-5-10	12	64	2,44	0,047	0,115	0,125
u-24	24	0-5-10	14	66	2,30	0,047	0,108	0,132
		0-5-10	16	68	2,16	0,047	0,102	0,138
		0-5-10	18	70	2,04	0,047	0,096	0,144
		0-5-10	20	72	1,93	0,047	0,091	0,149
		0-5-10	12	64	2,44	0,062	0,151	0,169
		0-5-10	14	66	2,30	0,062	0,142	0,178
u-32	32	0-5-10	16	68	2,16	0,062	0,134	0,188
		0-5-10	18	70	2,04	0,062	0,127	0,193
		0-5-10	20	72	1,93	0,062	0,120	0,200
		0-5-10	12	64	2,44	0,078	0,190	0,210
		0-5-10	14	66	2,30	0,078	0,179	0,221
		0-5-10	16	68	2,16	0,078	0,169	0,231
u-40	40	0-5-10	18	70	2,04	0,078	0,159	0,241
		0-5-10	20	72	1,93	0,078	0,150	0,250
		0-5-10	12	64	2,44	0,094	0,229	0,251
		0-5-10	14	66	2,30	0,094	0,216	0,264
		0-5-10	16	68	2,16	0,094	0,203	0,277
		0-5-10	18	70	2,04	0,094	0,192	0,288
u-48	48	0-5-10	20	72	1,93	0,094	0,181	0,299

* Consumo di calcestruzzo limitatamente all'altezza dell'u-boot con esclusione della soletta inferiore e superiore.

Les poutres sont définies en zones où le coffrage type U-boot n'est pas mis en place : elles seront disposées selon une direction radiale et une direction circulaire comme on peut le voir sur la figure suivante.

Cette disposition permet de créer une armature à maille régulière, ce qui favorise d'avantage la notion du diaphragme des planchers d'où elle assure la bonne transmission des efforts séismiques vers les fondations à travers les voiles. Les piliers 0.50x0.50m seront disposés à entraxe de 9.5m maximum selon la direction circulaire, toujours en correspondance des axes des poutres.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Repère indiquant les volumes de béton économisés par l'utilisation de coffrage pour dalles alvéolaires cast-in-situ

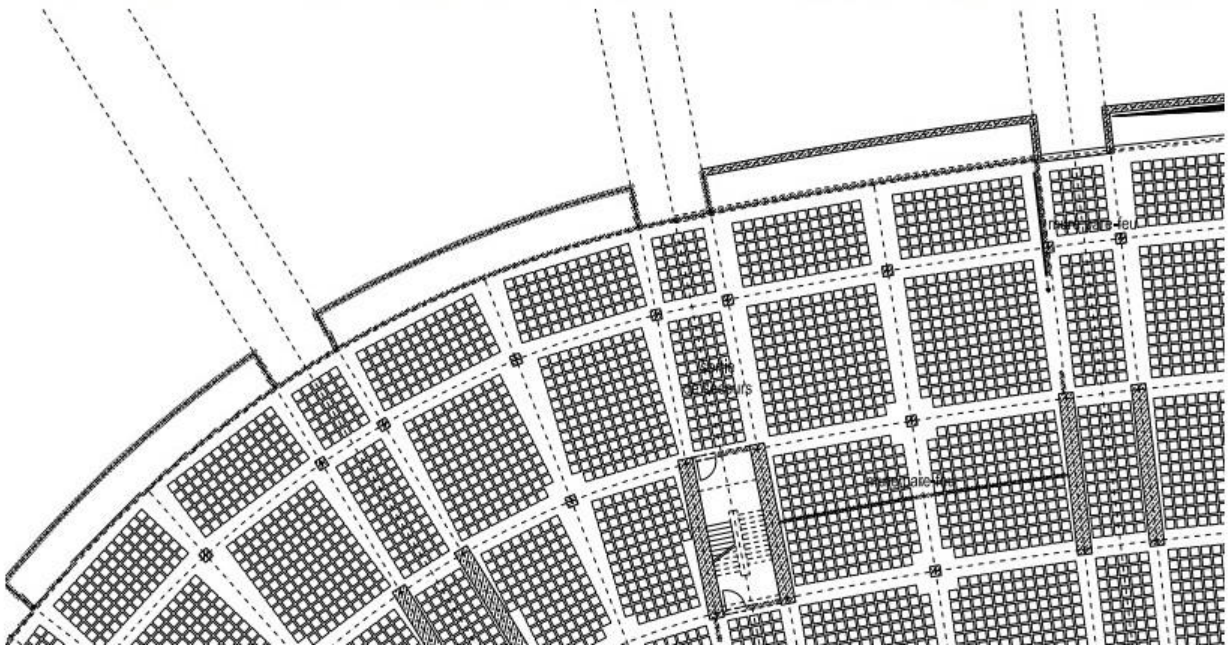


Figure I-28 Vue en plan des U-BOOT et des poutres

I.3.3.3 Fondations

Les fondations sont réalisées avec un système de fondations profondes en type pieux, ayant des diamètres de 1200mm et 800mm, disposés en dessous des éléments verticaux principaux et reliés entre eux avec un radier général en forme de dalle ayant une épaisseur variable. Le but de ce système de fondation est d'assurer un degré d'encastrement assez suffisant dans toutes les directions pour reprendre les efforts provenant des éléments structuraux de la superstructure (voiles et poteaux).

L'épaisseur du radier varie selon l'endroit des éléments structuraux, elle est principalement partagée en trois parties :

- Sous les voiles centraux, elle est égale à 2.20 m, supportée par les pieux de 1.20 m de diamètre ;
- Sous les poteaux, elle est égale à 0.70 m, supportée par les pieux de 0.80 m de diamètre ;
- Sous le reste de la structure, l'épaisseur est de 1.0 m, supportée par des pieux de 1.20 m de diamètre ;

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

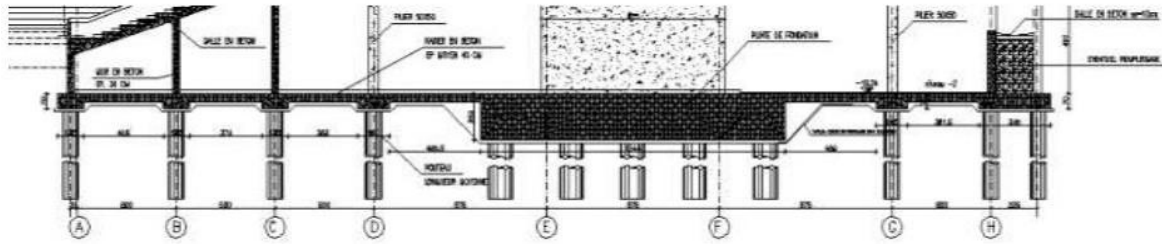


Figure I-29 Coupe transversal des fondations

I.3.3.4 Façades

La masse de la façade de la tribune Vip est considérée dans le modèle de calcul développé dans le rapport de calcul. Son effet est considéré dans le modèle global. Les détails des connexions à la structure sont indiqués dans le projet exécutif d'architecture.

I.3.3.5 Escalier entrée côté Nord

Long le côté nord, est réalisé un escalier en béton que appuis sur des murs en béton armé.

L'escalier connecte l'entrée avec le niveau 0 du stade. Le schéma statique de l'escalier est donc celle d'une semelle inclinée sur quatre appuis. L'escalier en question est montré en la figure ci-dessous

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

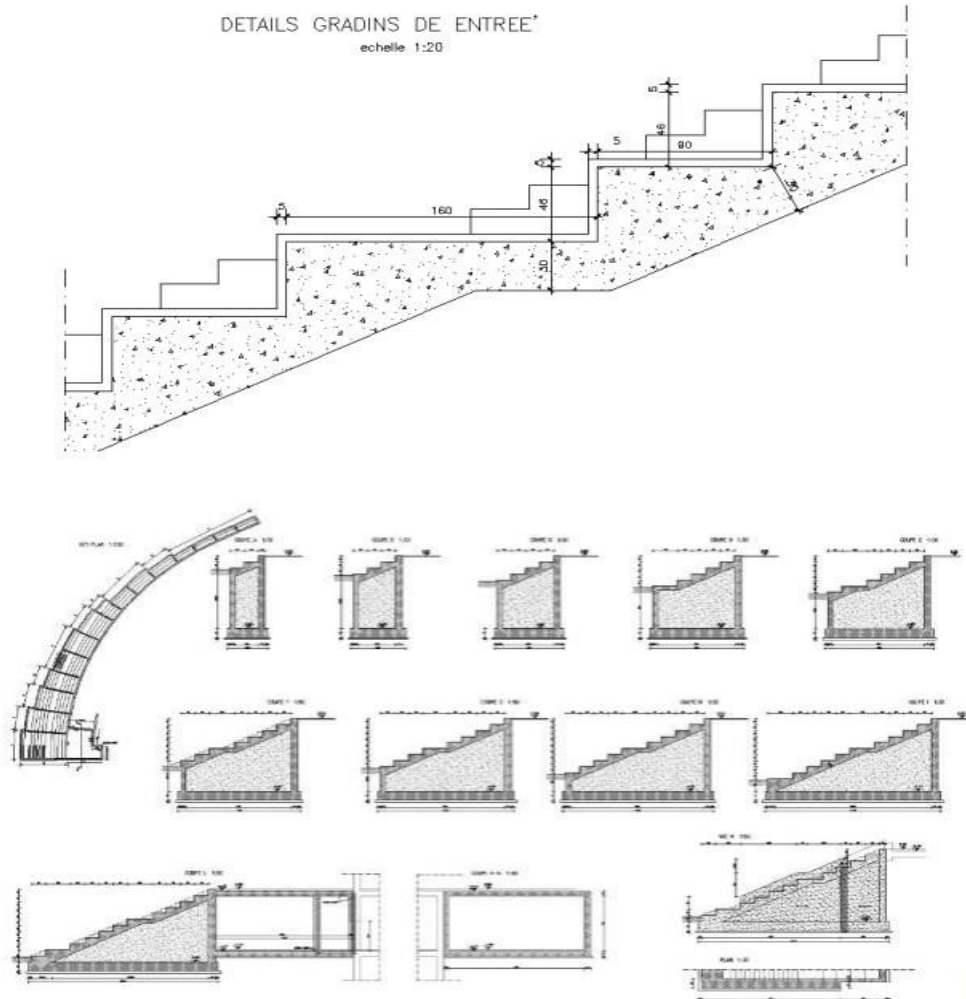


Figure I-30 coupe escalier de entrée

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.4 Description du schéma statique et sismique

Dans le but d'admettre des déformations thermiques, les structures de béton armé sont divisées en 6 secteurs comme on peut voir en figure :

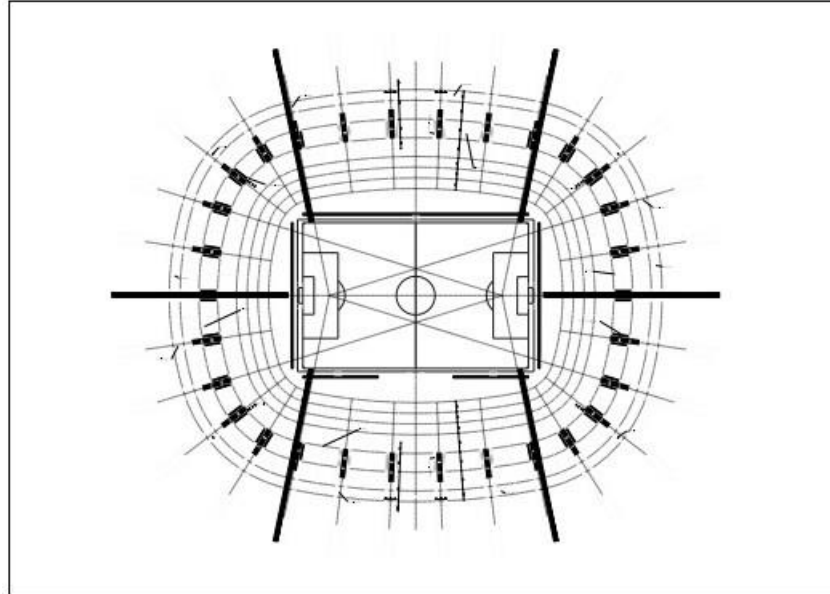


Figure I-31 les joints séismique

Ces joints ont la possibilité de se fermer en cas de chargement latéral dynamique tels que le séisme ou le vent, avec un blocage des déplacements dans la direction annulaire. Ce système est connu sous le dispositif OLEO-dynamique nommé shock-transmitter, ou shock-transmission unit.

L'application des forces résultantes des différentes charges sur le système structural du stade est présentée en couleur sur les figures ci-dessous :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

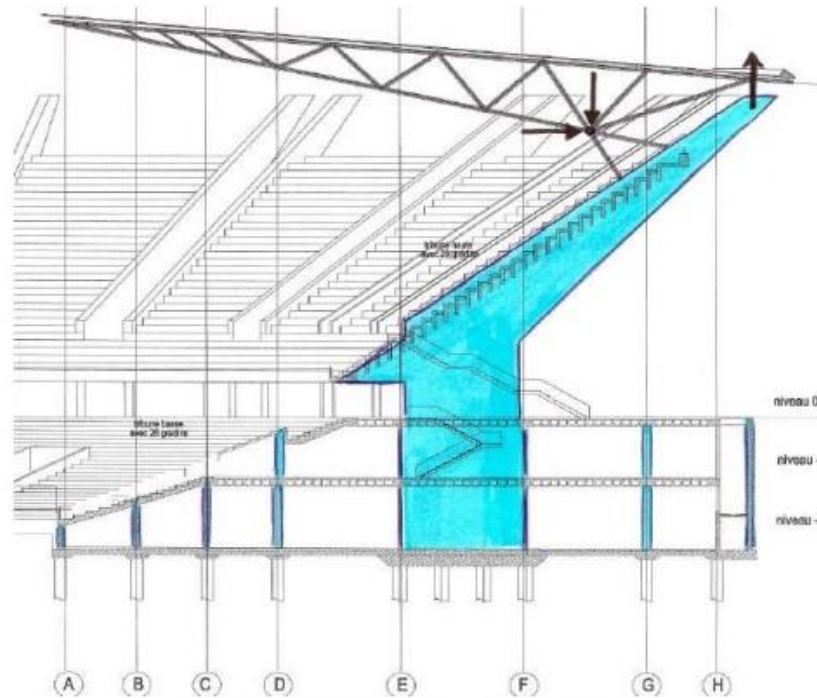


Figure I-32 Coupe transversale et vue sur les principaux éléments verticaux

Pour la charge due à l'action sismique, le schéma résistant est représenté sur la figures suivante :

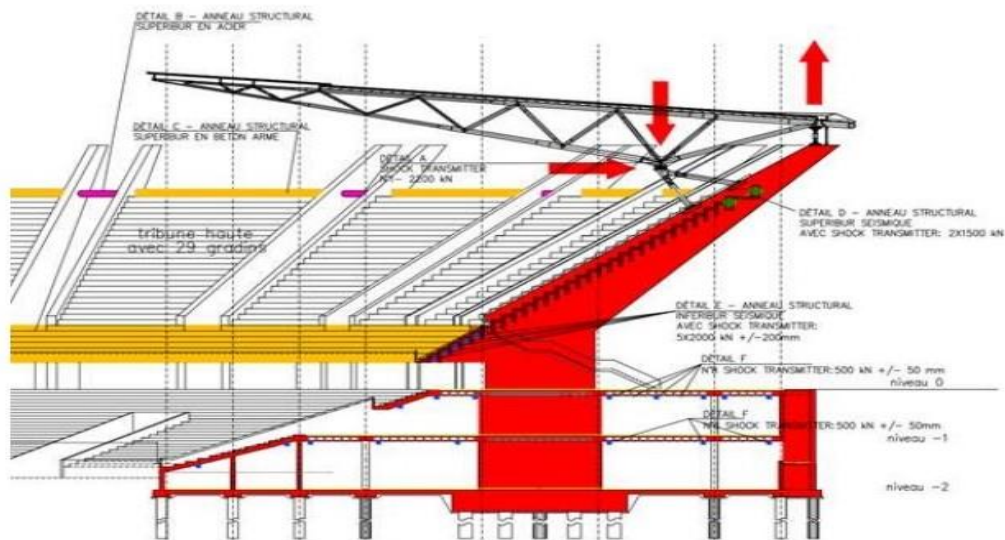


Figure I-33 schéma explicatif de la résistance de différent transmetteurs de shock

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Index des couleurs :

- En rouge : Les voiles des porte-à-faux ;
- En jaune : Les deux anneaux en béton armé pour la transmission des efforts ;
- En magenta : la partie en acier entre les voiles de l'anneau supérieur ;
- En bleu : Les Shock-transmitters des niveaux inférieurs ;
- En vert : Les shock-trasmitters de l'anneau supérieur ;

I.3.4.1 Jointes anti-séismiques : Shock Transmission Units (STUs)

Au niveau des mêmes joints prévus pour permettre la déformation thermique des tribunes, il a été prévu également des dispositifs de blocage dynamique (Shock transmission Units) certifiés avec les normes européennes EN 15129. Leur fonction est de transmettre les efforts axiaux entre les deux anneaux du stade inférieur et supérieur afin d'assurer la continuité annulaire des planchers d'où la notion diaphragme.

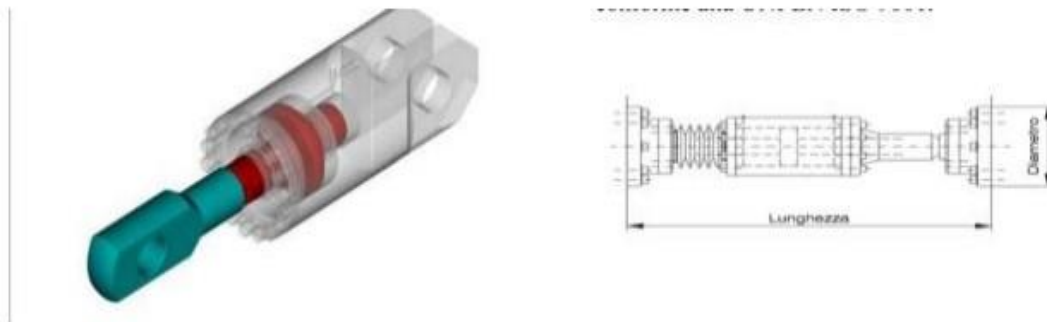


Figure I-34 shock transmission units STUs

Le chargement des « STU » varie selon les différents niveaux de la structure du stade, avec une charge minimale de 500 kN aux niveaux inférieurs et elle arrive jusqu'à 2000 kN sur les anneaux supérieurs. Sur la couverture, les « STU » sont disposés entre la sous-structure en béton armé et la couverture.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.4.2 Liaisons structurelles des voiles : anneau supérieur et inférieur

La fonction principale des deux liaisons inférieure et supérieure est de réaliser une raideur en dehors du plan vertical des porte-à-faux.

I.3.4.2.1 Anneau supérieur

Pour garantir le transfert des efforts sismiques dans la partie supérieure des porte-à-faux, un double « anneau-parapet » en béton armé de 1.00x0.60m est mis en place. Dans les zones où les porte-à-faux n'ont pas de connections avec les gradins, ils sont fixés entre eux par deux poutres en acier à section circulaire, qui peuvent avoir, dans le cas de joint séismique, un dispositif de shock-transmission unit à l'intérieur.

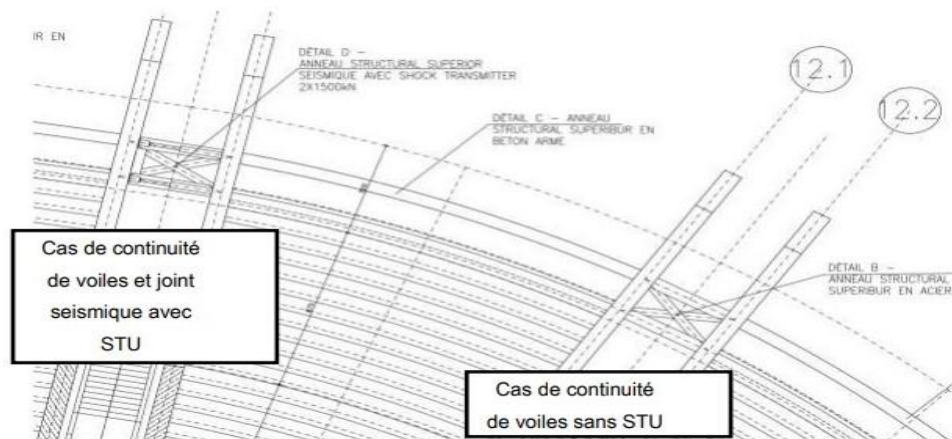


Figure I-35 Anneau supérieur partie en béton-armé et partie en acier

Donc la continuité de l'anneau supérieur entre les voiles portantes est assurée par structure métallique. Cette structure est réalisée avec deux tubes en acier ayant un diamètre $\varnothing = 610$ mm et une épaisseur de 40 mm ainsi qu'un système du contreventement.

Le système global est présenté sur la figure en ci-dessous

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

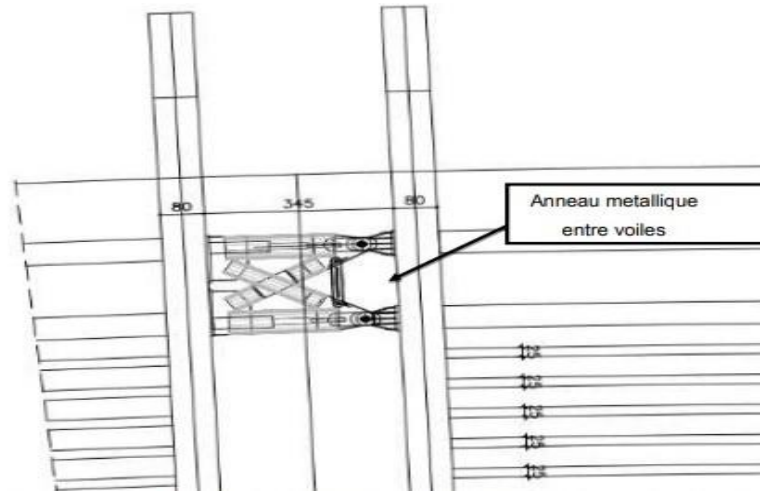


Figure I-36 vue de l'anneau métallique

La raideur au cisaillement de l'anneau supérieur qui stabilise les porte-à-faux est assurée même dans les parties en béton armé par la semelle de continuité entre les 2 « anneau-parapet » :

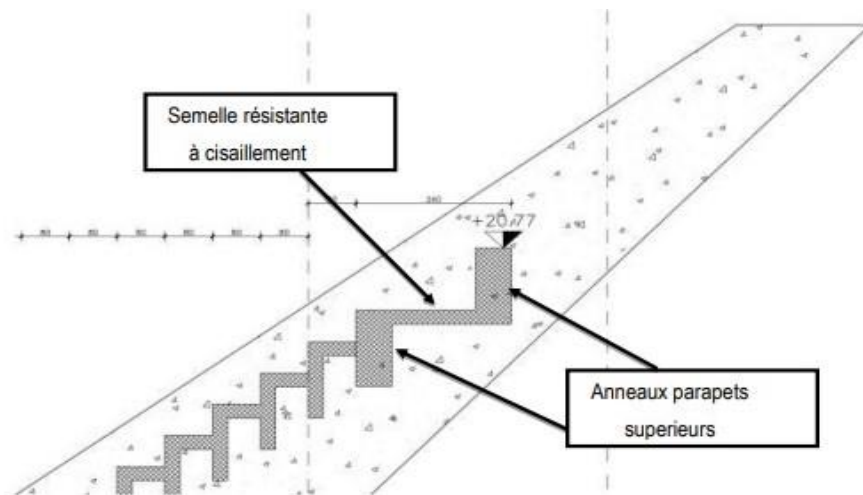


Figure I-37 vue de l'anneau supérieur en béton

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.3.4.2.2 Anneau inférieur

Les gradins du premier anneau ou anneau inférieur sont réalisés avec une semelle en béton armé.

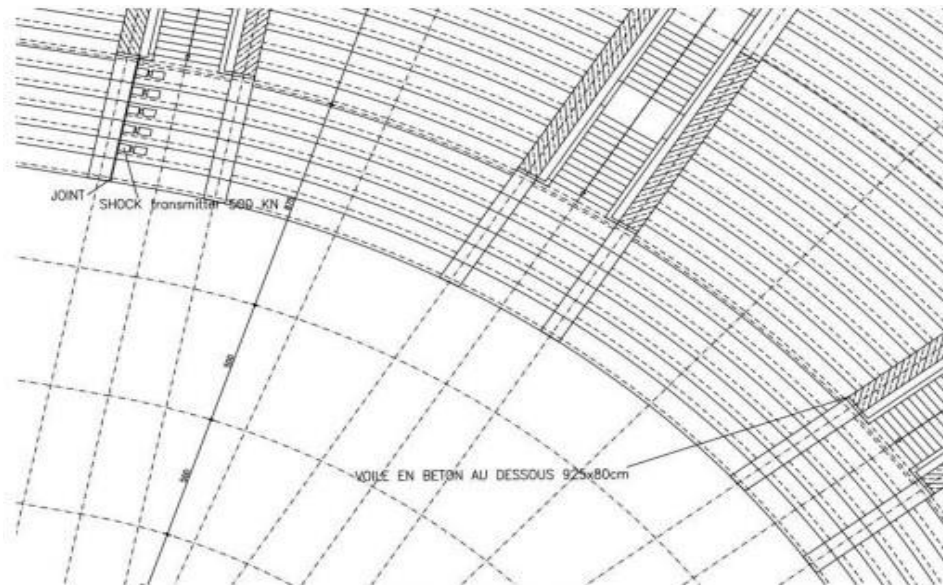


Figure I-38 Anneau inférieur en béton-armé

II. Chapitre :
Dimensionnement des élément structuraux

Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

II.1 Toiture en acier

La structure de la couverture est constituée par un système treillis spatial modulaire, où les solives inférieure et supérieure sont décalées plan-métriquement. On peut repérer trois secteurs qui ont le même centre de courbure :

-Côté longitudinal -Côté long: 10 modules

-Côté transversal -Côté court: 8 modules

-Zone de raccordement: 12 modules

En total 30 modules. Un module standard a une longueur de 10.9m sur le fil extérieur et de 8.95m sur le fil intérieur

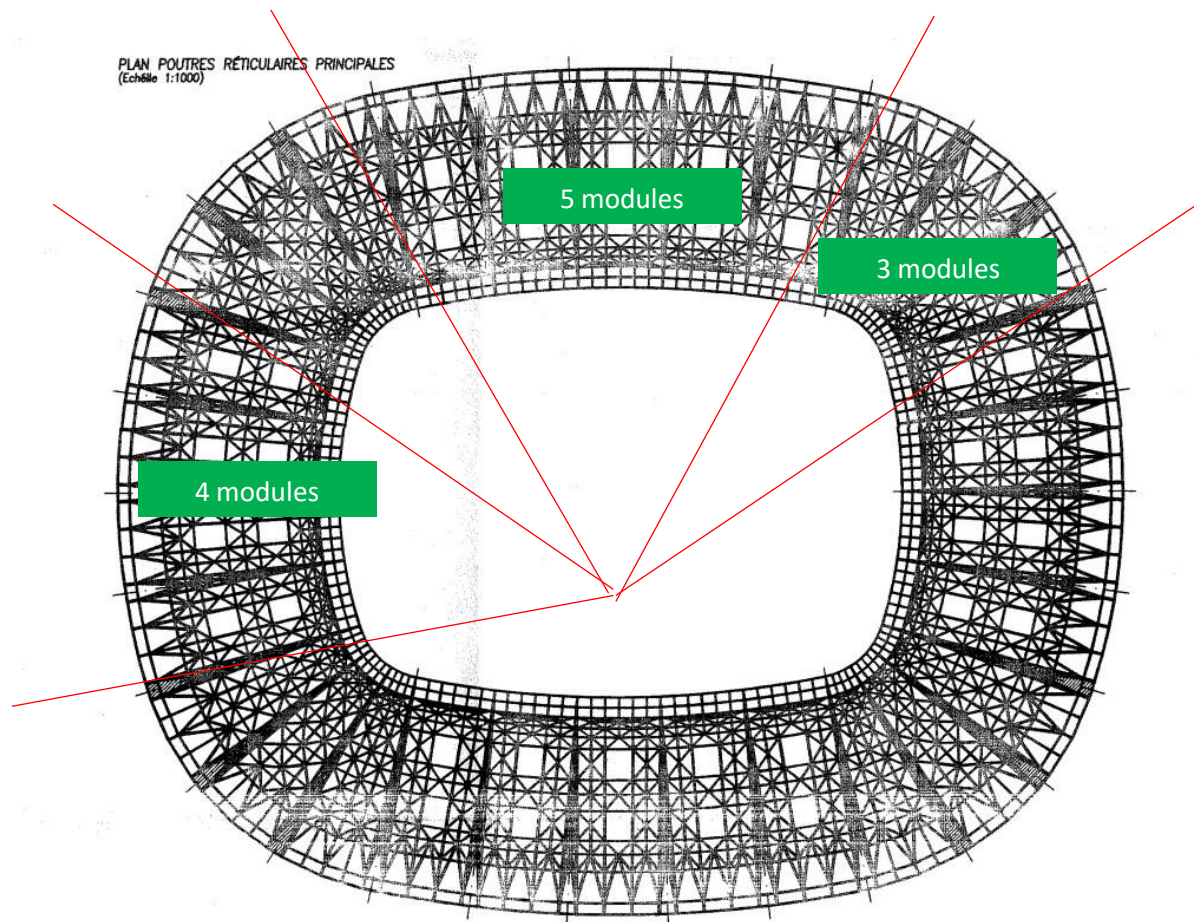


Figure II-1 différents type des modules

Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

II.1.1 Dimensions des tubes côté longitudinal (10 modules) Réticulaire spatiale principale

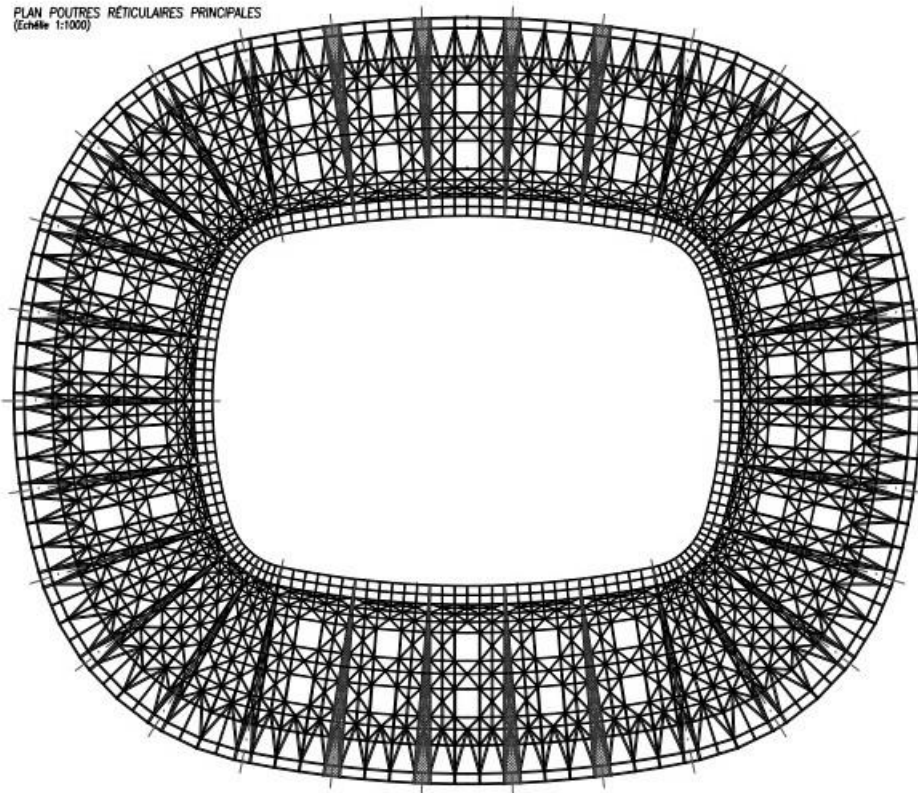


Table II-1 différents épaisseurs et diamètres des modules spatiaux principaux longitudinaux

Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
10	152
12	180,203,219
12,5	168
14	377
16	219,245,273,299,377
20	402,426
25	426

Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

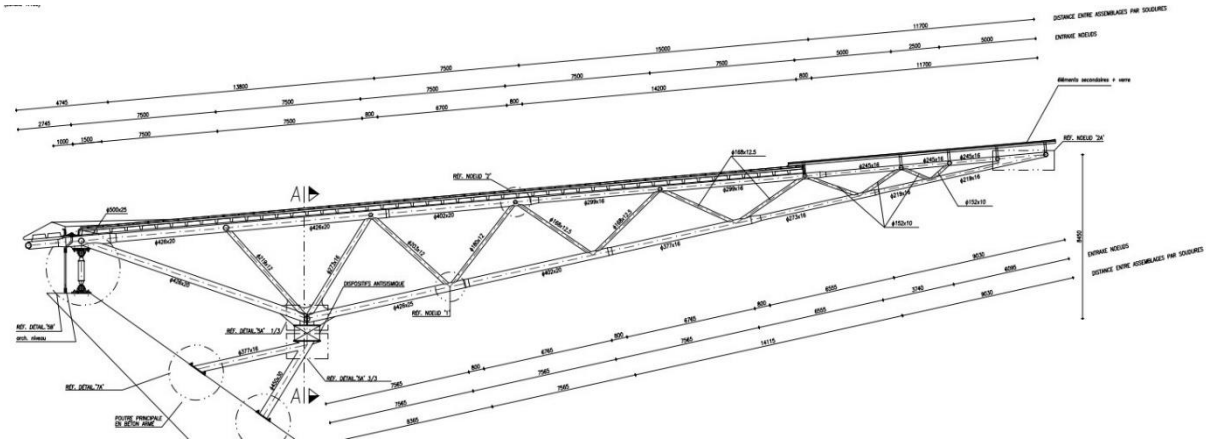


Figure II-2 vue en perspective P. Principale

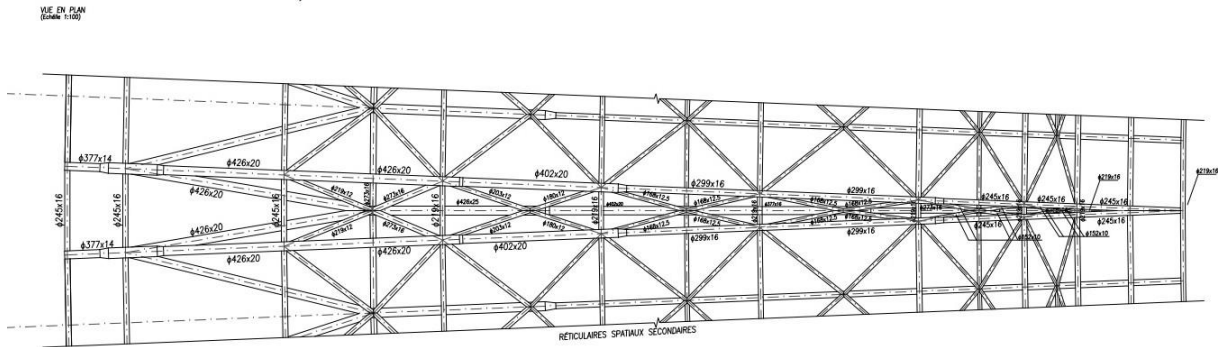


Figure II-3 Vue en Plan d'une p. principale

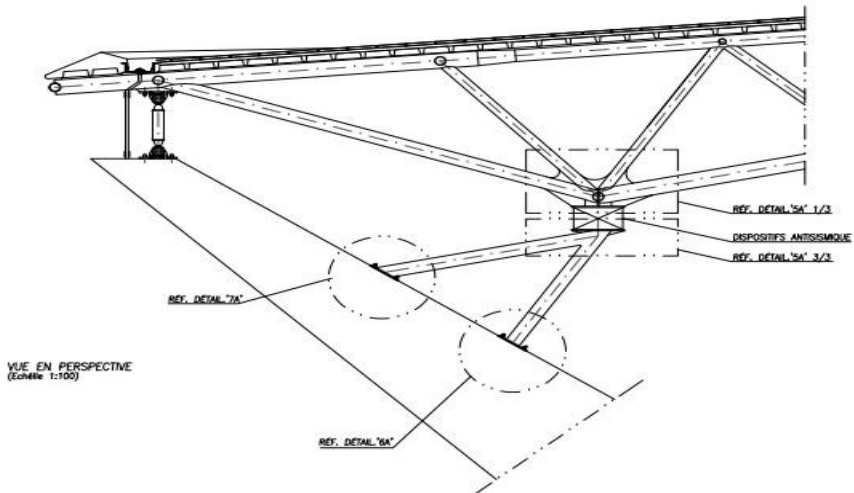
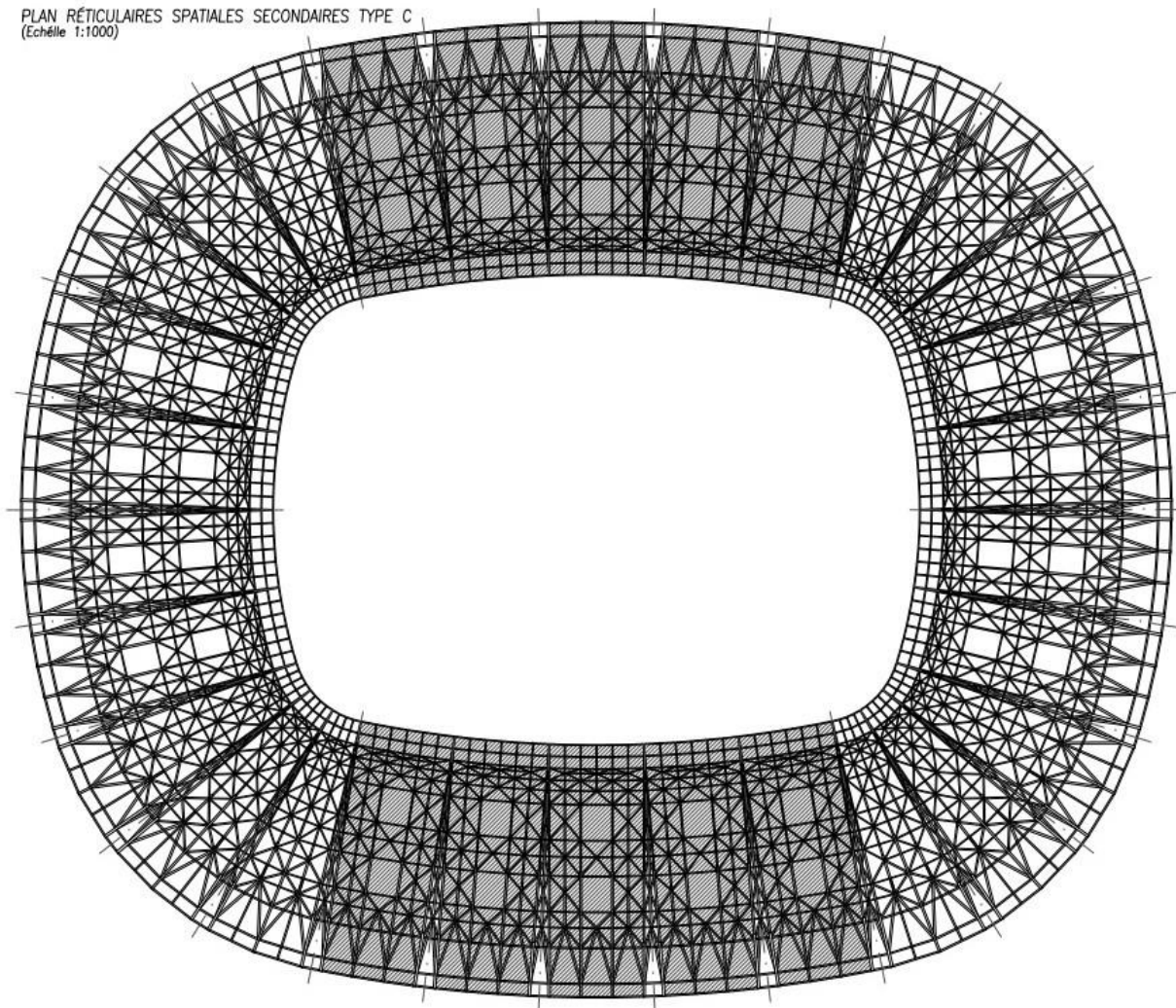


Figure II-4 vue en perspective d'un chevalet d'appui

Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

II.1.2 Réticulaire spatiale secondaire

PLAN RÉTICULAIRES SPATIALES SECONDAIRES TYPE C
(Echelle 1:1000)



Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

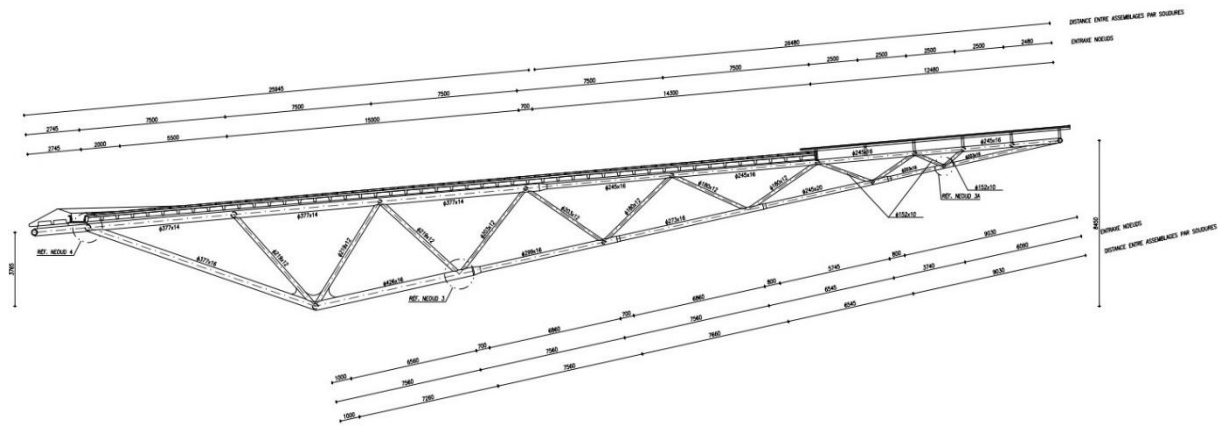


Figure II-5 vue en perspective d'une poutre secondaire

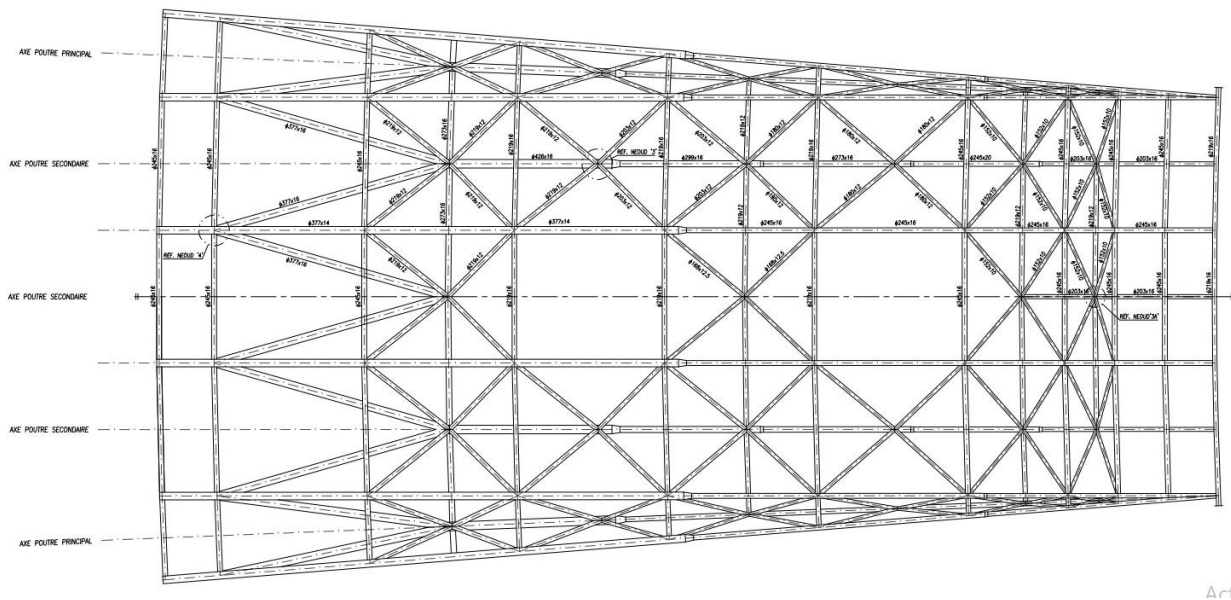


Figure II-6 vue en plan d'une poutre secondaire

Table II-2 différents épaisseurs et diamètres des modules spatiaux secondaires longitudinaux

Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
10	152
12	180,203,219
12,5	168
14	377
16	219,245,273,299,377,426

Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

II.1.3 Dimensions des tubes côté court (8 modules) Réticulaire spatiale principale

PLAN POUTRES RÉTICULAIRES PRINCIPALES
(Echelle 1:1000)

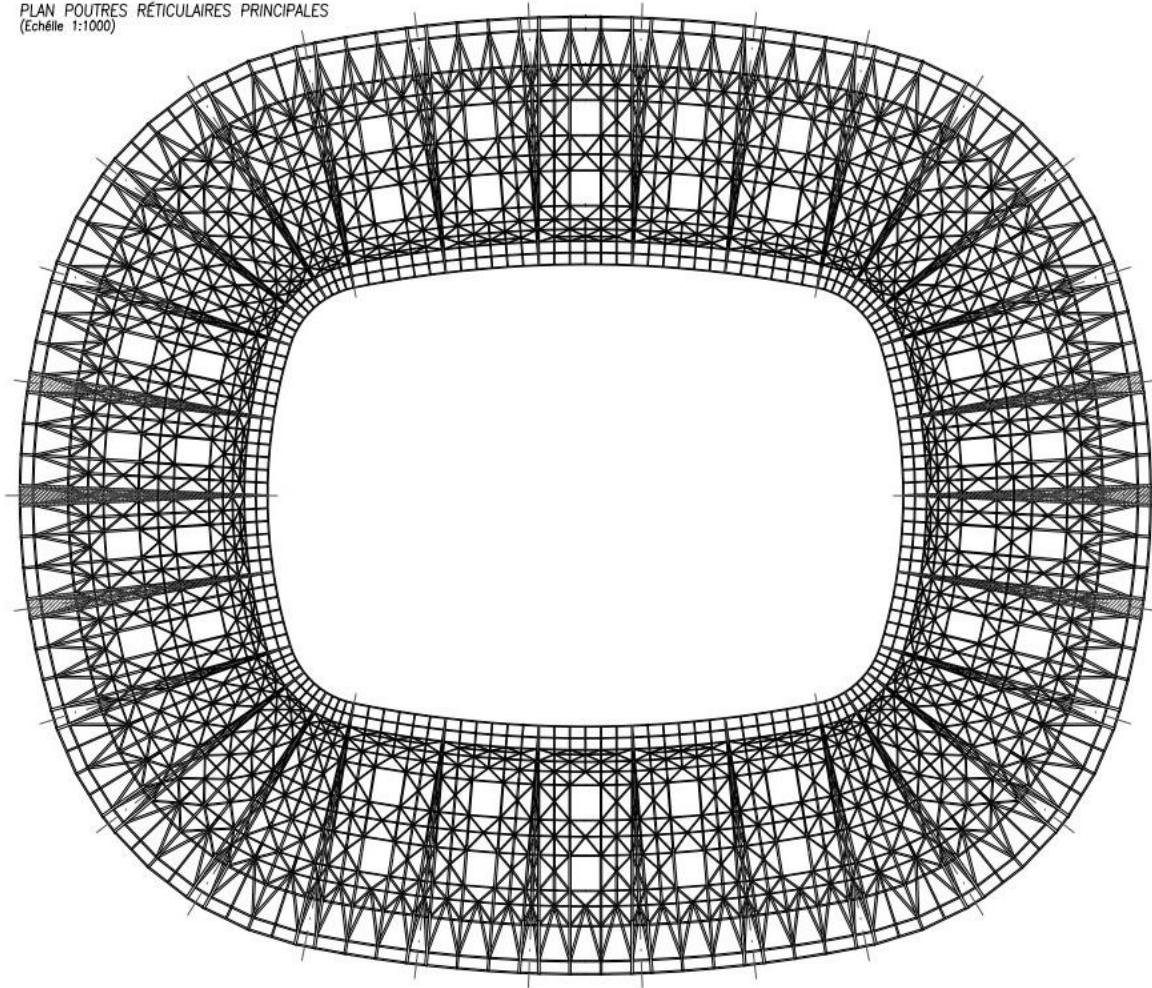


Table II-3 différents épaisseurs et diamètres des modules spatiaux principaux transversaux

Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
10	152
12	180,203,219
12,5	168
14	377
16	219,245,273,299,377
20	426

Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

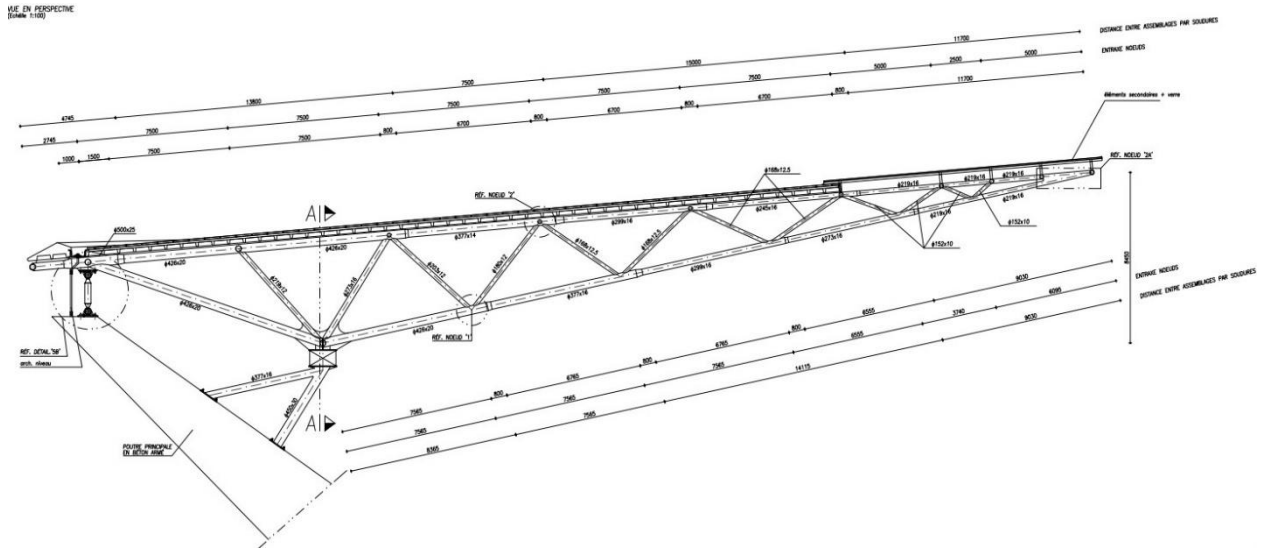


Figure II-8 Vue en perspective d'une poutre principale

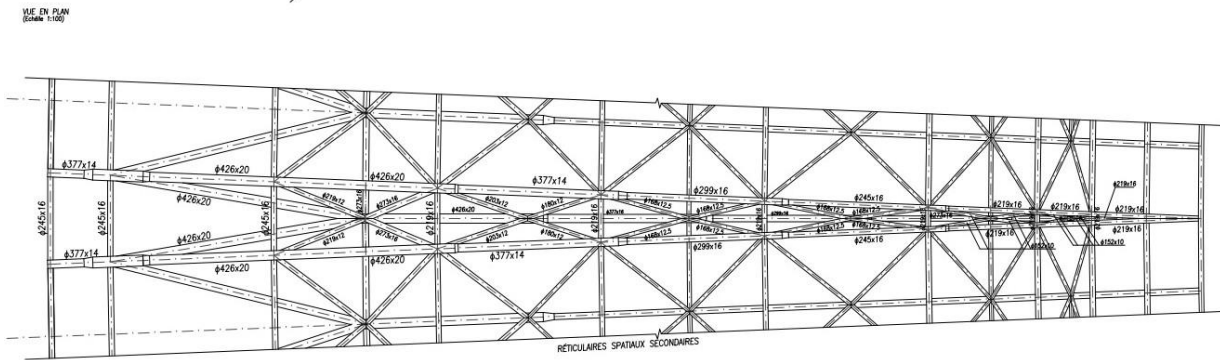


Figure II-9 vue en plan d'une poutre principale

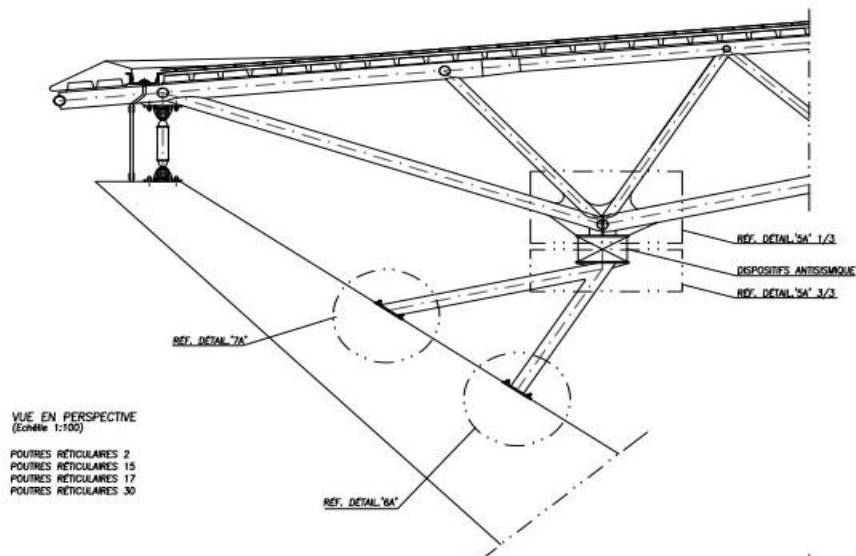
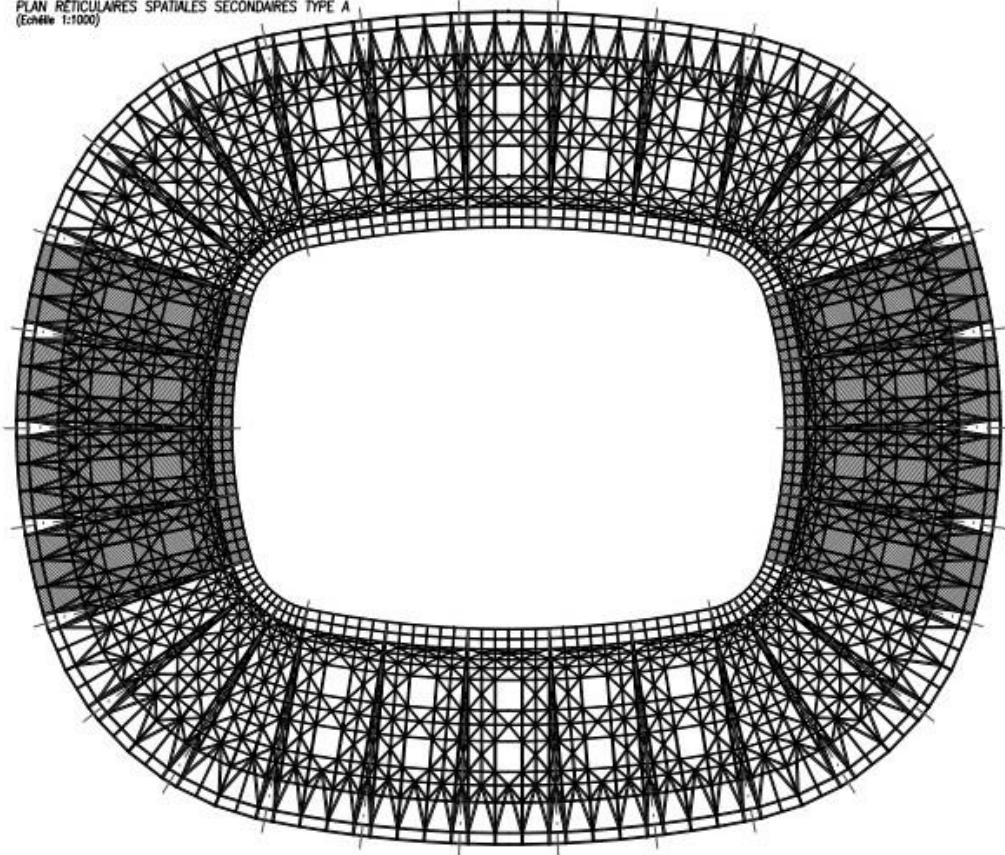


Figure II-7 vue en perspective d'un chevalet d'appui

II.1.4 Réticulaire spatiale secondaire

PLAN RÉTICULAIRES SPATIALES SECONDAIRES TYPE A
(Echelle 1:1000)



Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

II.1.5 Dimensions des tubes Zone de raccordement (12 modules) Réticulaire spatiale principale

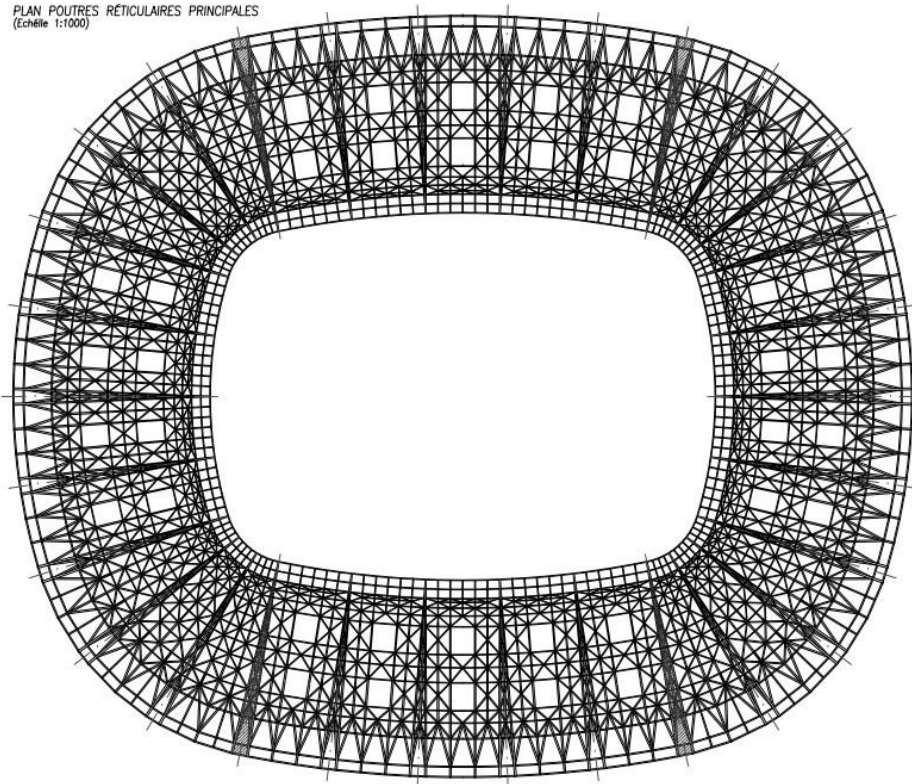
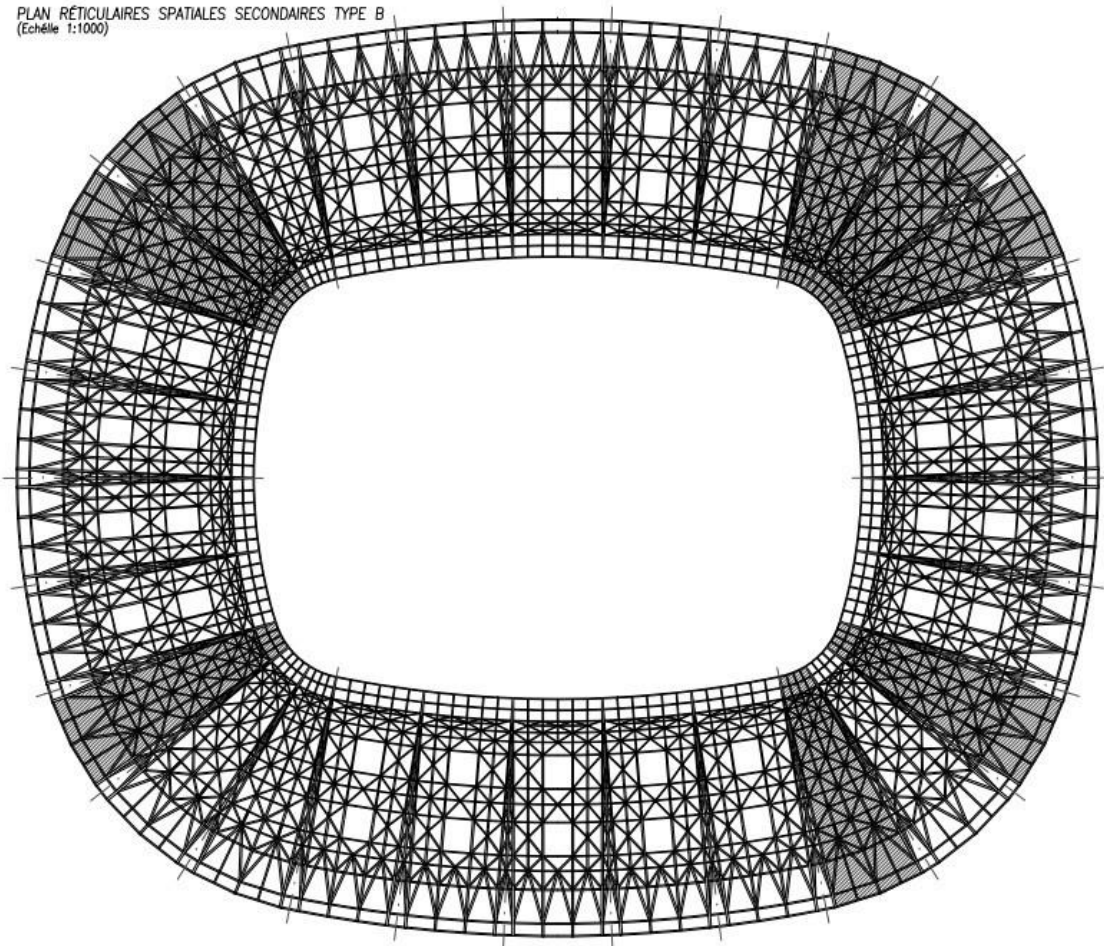


Table II-5 différents épaisseurs et diamètres des modules spatiaux principaux zone raccordement

Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
10	152
12	219,203,180
12,5	168
14	377
16	219,245,273,299,426
20	402

II.1.6 Réticulaire spatiale secondaire

PLAN RÉTICULAIRES SPATIALES SECONDAIRES TYPE B
(Echelle 1:1000)



Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

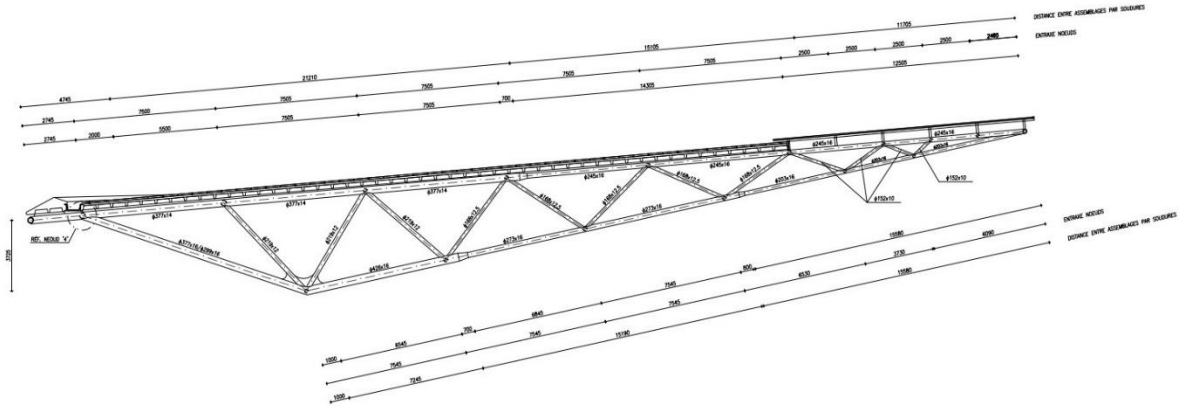
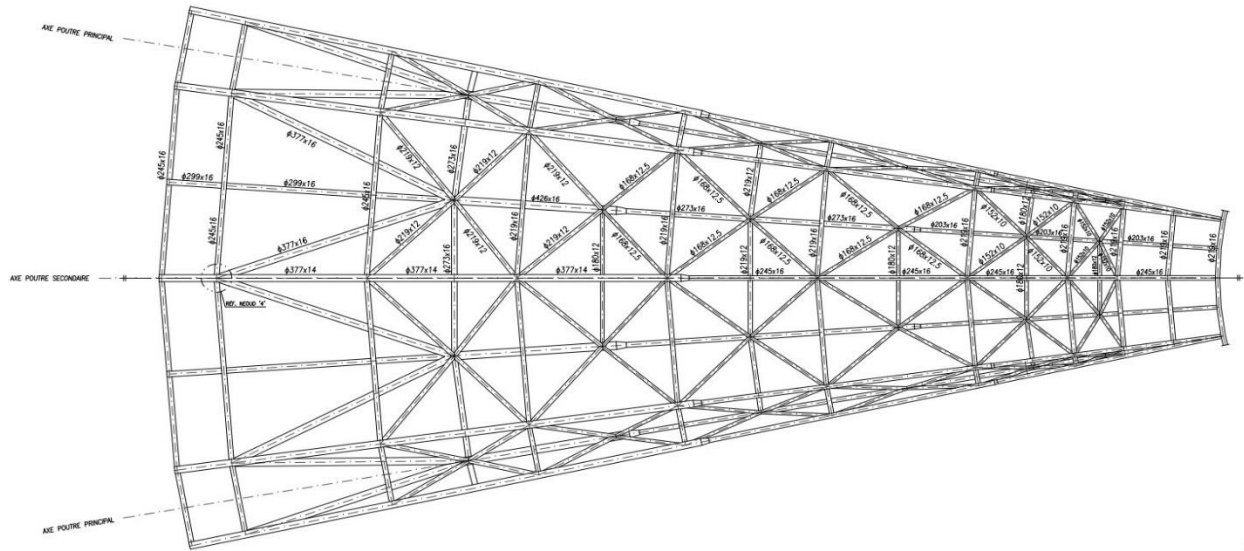
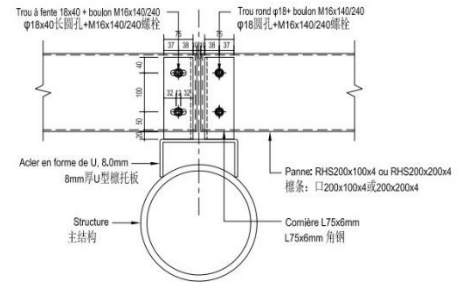
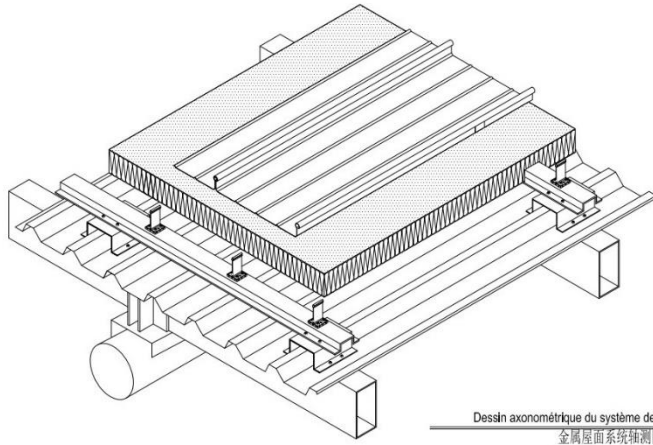


Figure II-15-vue en perspective

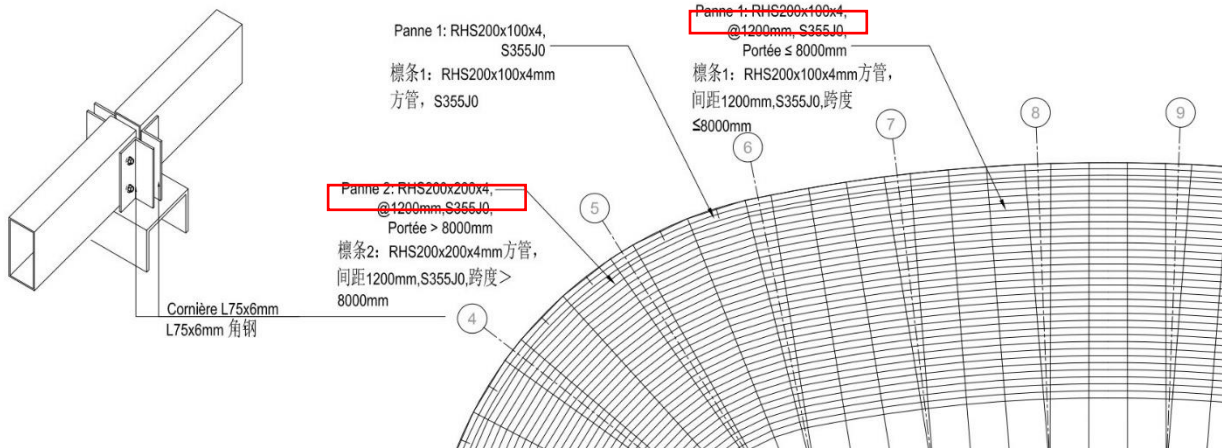


Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

II.1.7 Les pannes



Dessin axonométrique du système de couverture métallique
金屬屋面系統軸測圖



Il existe 2 différents type des pannes :

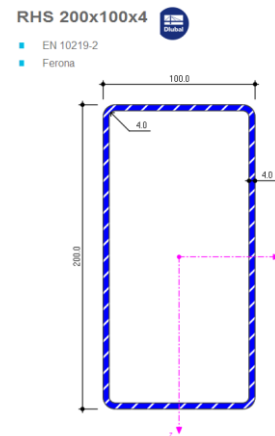
Panne 1 **RHS200x100x4** tube rectangulaire à paroi mince

$B = 100.000$ $H = 200.000$

$T_w = 4.000$ $T_f = 4.000$

Matériau : S355J0

Limite d'élasticité $f_y = 355.000$



Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

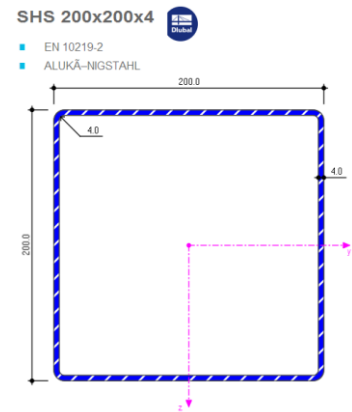
Panne 2 **RHS200x200x4** tube rectangulaire à paroi mince

$B = 200.000$ $H = 200.000$

$T_w = 4.000$ $T_f = 4.000$

Matériau : S355J0

Limite d'élasticité $f_y = 355.000$



Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

II.2 Prédimensionnement des sections des éléments verticaux et horizontaux en béton armé

II.2.1 Les éléments horizontaux

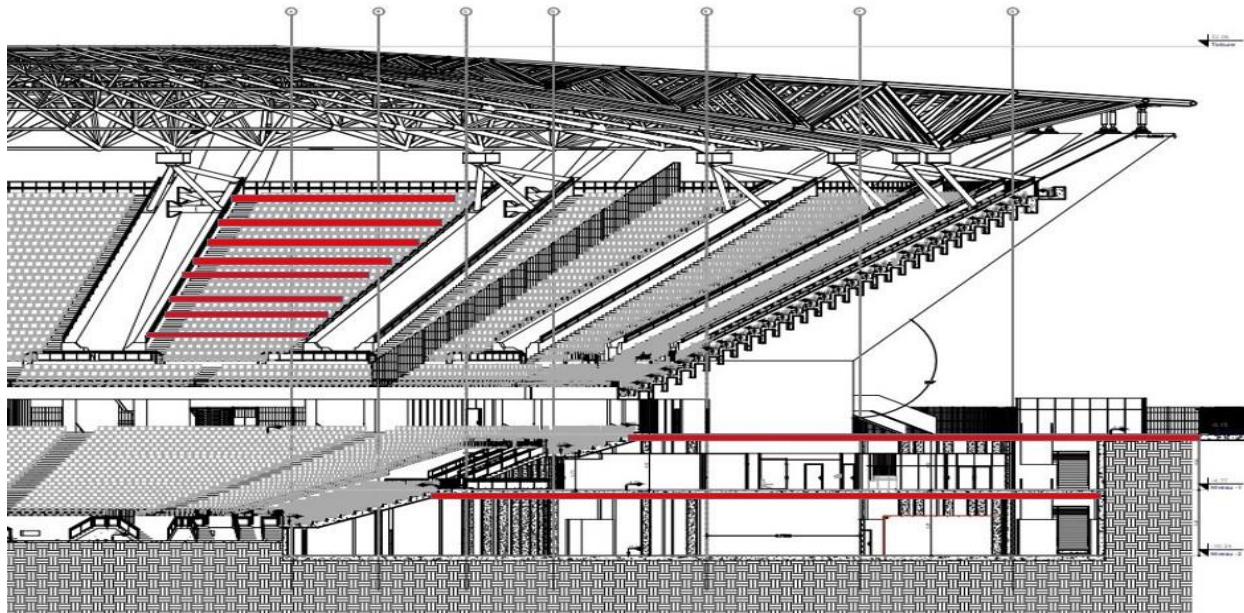


Figure II-17 Les éléments horizontaux

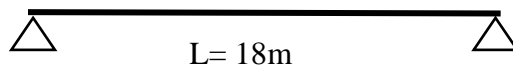
II.2.1.1 Les gradins

Sont des poutres en béton armé qui travaillent en flexion simple et supportent le poids des spectateurs

On suppose que le poids des spectateurs et le poids propre sont répartis sur la portée de la poutre

L

La poutre est encastrée à l'extrémité, on suppose que la poutre est simplement appuyée pour le pré dimensionnement :



b=0,8m

$$L_{\max} / 15 \leq h \leq L_{\max} / 10$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$18/15 = 1,2\text{m} \leq h \leq 18/10 = 1,5\text{m} \quad \text{en prend } h = \mathbf{1,5\text{m}}$$

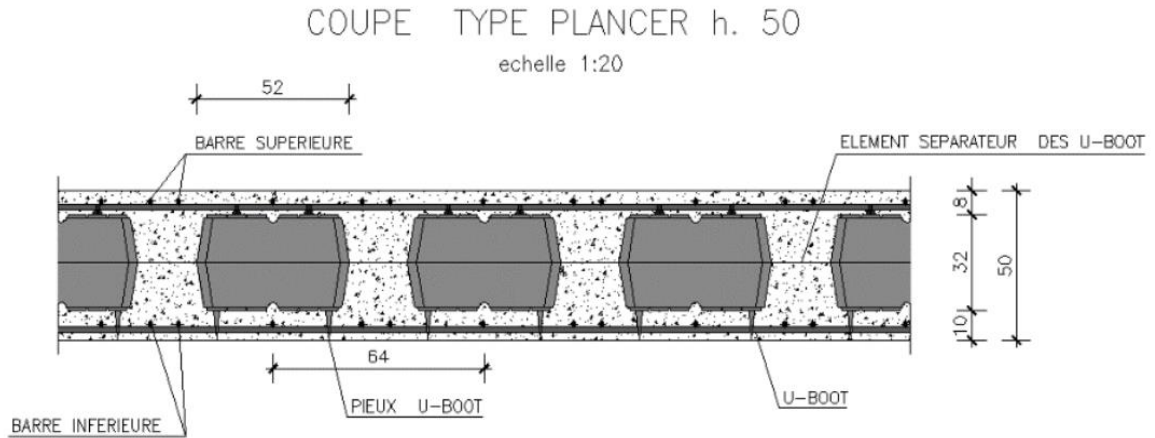
$$0,3 \times 1,5 = 0,45\text{m} \leq b \leq 0,7 \times 1,5 = 1,05\text{m} \quad \text{en prend } b = \mathbf{0,8\text{m}}$$

h=1,5m



Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

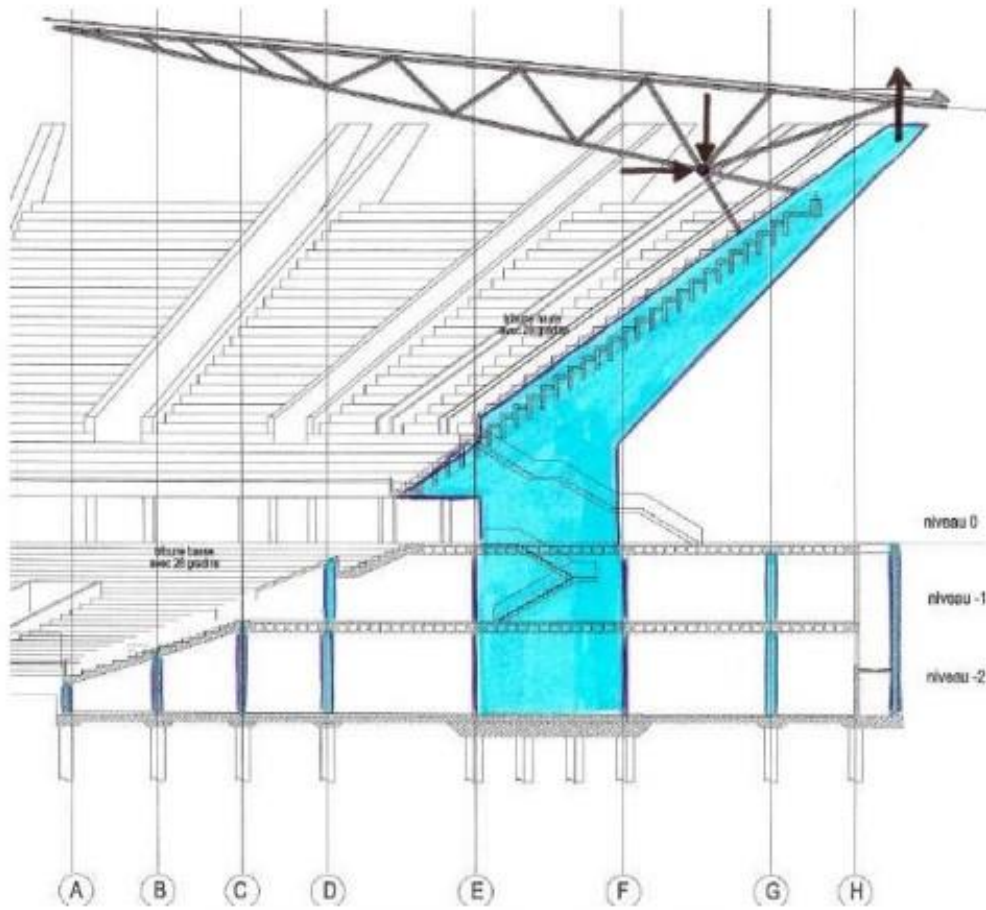
II.2.1.2 Les plancher en U-boot



Les structures horizontales (niveau 0 et niveau 1) seront réalisées en béton armé. Les planchers auront une épaisseur de 0.50m et seront réalisés en béton armé allégé de hauteur 0.32m

Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

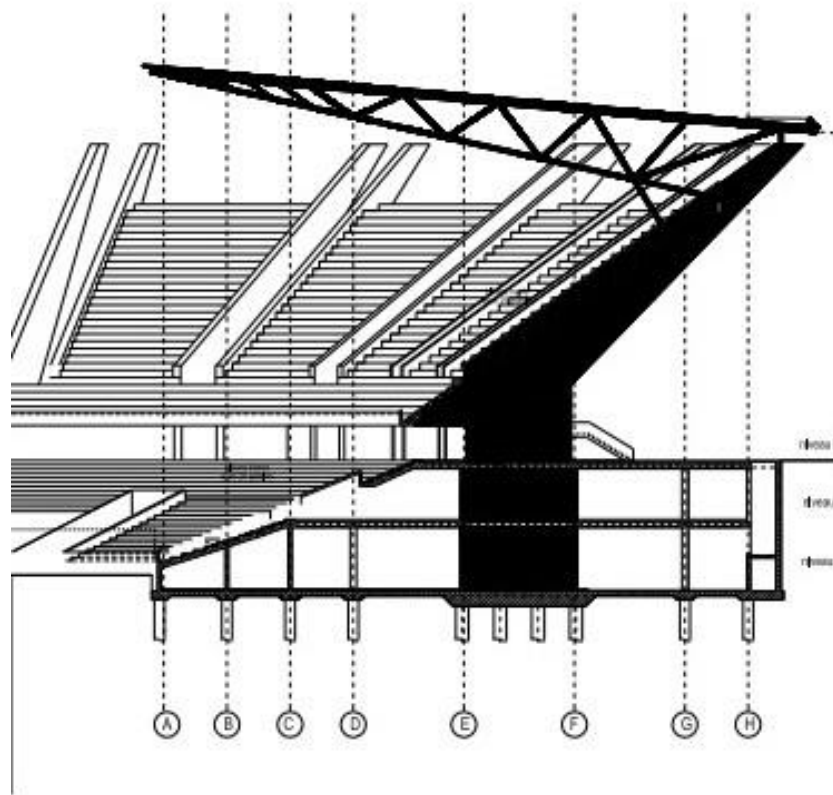
II.2.2 Les éléments verticaux



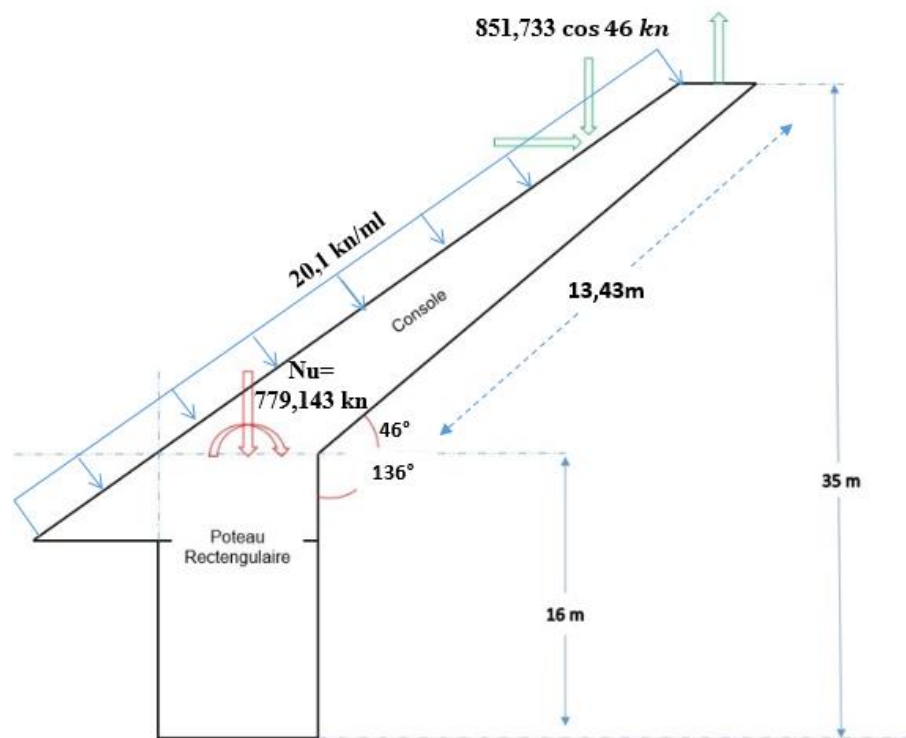
Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

II.2.2.1 Les voiles

Dans notre projet d'étude, les voiles ont une forme irrégulière, imposée par l'architecture de l'ouvrage. Leur rôle est de supporter le poids important de la toiture en charpente métallique, supporter les gradins et assurer la stabilité de la structure vis-à-vis des charges latérales (Séisme / Vent).



Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux



Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après les règles BAEL91, elles préconisent de prendre la section réduite

$$Br \geq \frac{\beta * Nu}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \left(\frac{f_e * A_s}{\gamma_s * Br} \right)}$$

Br : Section réduite d'un poteau, (cm^2)

A_s : Section d'acier comprimée.

F_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=30\text{MPa}$).

Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

$$f_{bc} : 0.85 (f_{c28}/\gamma_b) = 17 \text{ MPa.}$$

γ_b Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend la valeur : $\beta = 1+0,2 (\lambda/35)^2$

On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

D'après RPA99/version 2003 : $A/Br = 1\%$ (**zone III**)

$$\text{Donc : } \mathbf{B_r} \geq \mathbf{0.0642 N_u} = 0,0642 \times 779,143 \times 10 = 500,12 \text{ cm}^2$$

D'après le **B.A.E.L** , on a : $0 < \lambda < 70$ on prend $\lambda = 35$

$$\text{on a alors : } a = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{35} \approx \frac{l_f}{10} \text{ en prend : } a = \frac{l_f}{10} \text{ et } b = 2 + \frac{Br}{a-2}$$

si on trouve $a > b$ on prend un poteau carré de côté $\frac{l_f}{10}$

R.P.A 2003 exige :

Min (a, b) \geq 30 cm en zone **II_b** et **III**

Partie 1 (en suppose que notre voile est un poteau rectangulaire sollicité en compression simple)

La longueur de flambement (poteau doublement encastéré)

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 16 = 11,2 \text{ m}$$

$$a = \frac{\sqrt{12} \times 11,2}{35} = 1,1 \text{ m}$$

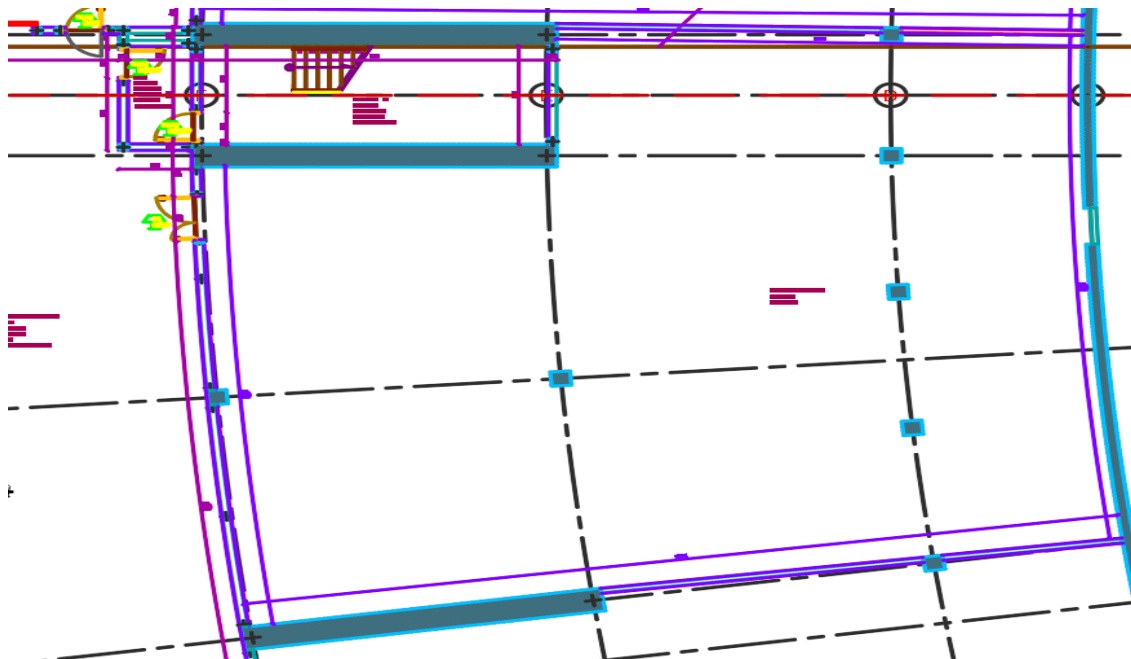
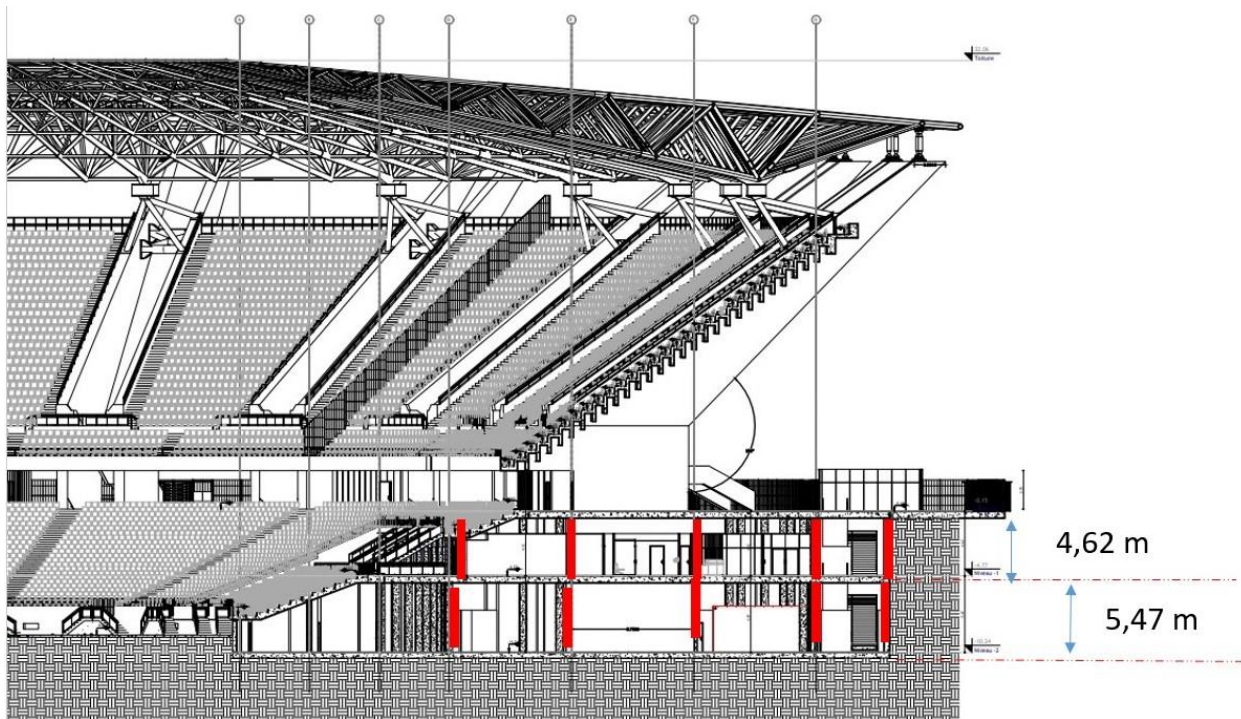
$$b = 2 + \frac{0,05}{1,1-2} = 1,9 \text{ m}$$

Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

II.2.2.2 Les Poteaux

Par définition les poteaux sont des éléments porteurs travail en compression simple qui comporte les plancher

Dans notre cas d'étude du Stade 40 000 places, deux types des Poteaux sont utilisés, rectangulaire et circulaire



Chapitre II: Dimensionnement des éléments structuraux

II.2.2.3 Poteau rectangulaire

D'après le **B.A.E.L**, on a : $0 < \lambda < 70$ on prend $\lambda = 35$

on a alors : $a = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{35} \approx \frac{l_f}{10}$ en prend : $a = \frac{l_f}{10}$ et $b = 2 + \frac{Br}{a-2}$

si on trouve $a > b$ on prend un poteau carrée de coté $\frac{l_f}{10}$

R.P.A 2003 exige :

$\text{Min}(a, b) \geq 30 \text{ cm}$ en zone **II_b** et **III**

La longueur de flambement (poteau doublement encastéré)

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 5,47 = 3,82 \text{ m}$$

$$a = \frac{\sqrt{12} \times 3,82}{35} = 0,37 \text{ m} \text{ en prend } a = 0,5 \text{ m}$$

$$b = 2 + \frac{0,05}{0,37-2} = 1,38 \text{ m} \text{ en prend } b = 1,5 \text{ m}$$

1,5m



0,5m

II.2.2.4 Poteau circulaire

D'après le **B.A.E.L**, on a : $0 < \lambda < 70$ on prend $\lambda = 35$

On prend $D = \frac{l_f}{9}$ et $D = 2 + \sqrt{\frac{4Br}{\pi}}$

R.P.A 2003 exige:

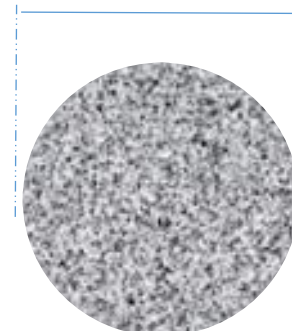
$D \geq 35 \text{ cm}$ en zone **II_b** et **III**

La longueur de flambement (poteau doublement encastéré)

$$L_f = 0,7 L_0 = 0,7 \times 5,47 = 3,82 \text{ m}$$

$$D = \frac{3,82}{9} = 0,42 \text{ m} \text{ en prend } D = 0,5 \text{ m}$$

D= 0,5m



III. Chapitre :
Définition des Charges

Chapitre III: Definition des Charges

III.1 Les charge permanentes :

III.1.1 Charge permanent de la couverture :

Tel qu'exposé sur la **Figure 1**, en correspondance de chacune des 30 poutres réticulaires qui composent la structure principale de la couverture, on prévoit la mise en place d'un système illuminant ayant un poids total de **10.0 kN**. Le point d'application de la susdite force est indiqué sur la **Figure 2**, environ à **2/3** de la longueur du porte à faux.

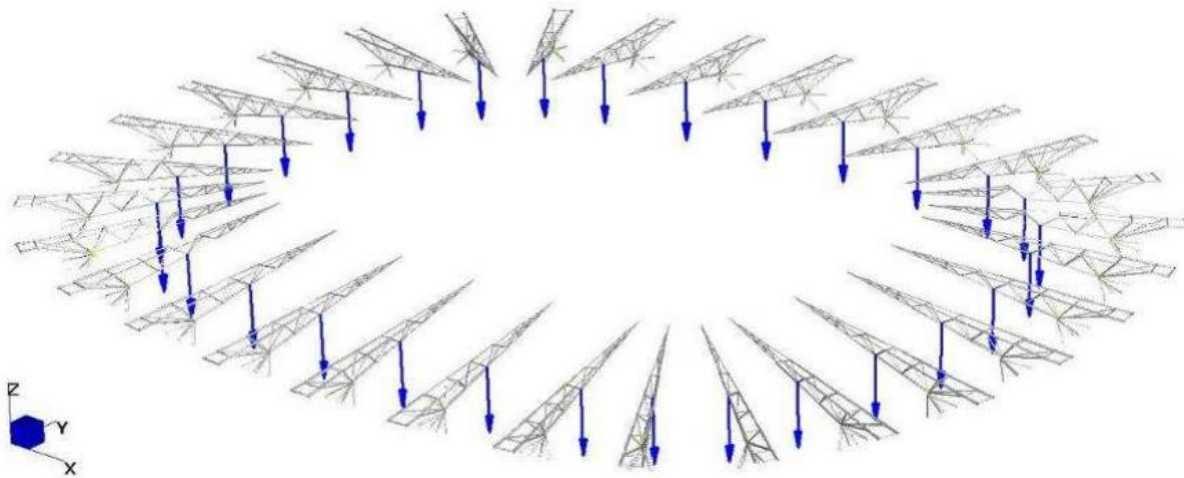


Figure III-1 Vue globale de l'application des charges dérivant du système illuminant

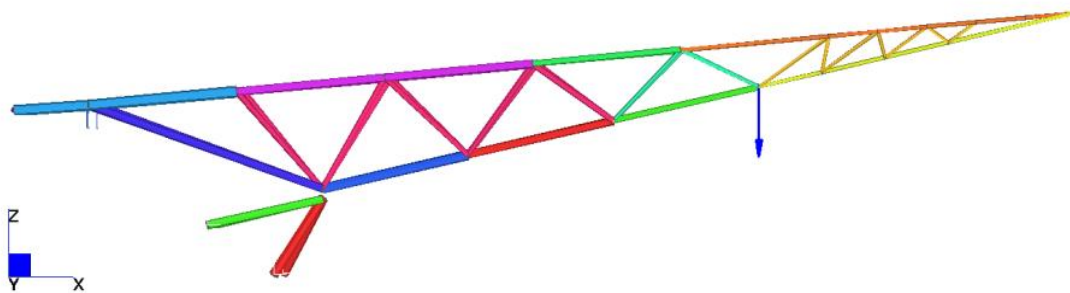


Figure III-2 Vue du point d'application de la charge concentrée dérivant du système illuminant

Chapitre III: Definition des Charges

III.1.1.1 Charges permanentes dérivants des écrans panoramiques :

Comme indiqué sur la **Figure 3** et la **Figure 4**, des installations de deux écrans panoramiques géant dont les dimensions seront de **12m×10m** sont prévus sur deux des quatre points majeure courbure de la couverture. Chacun écran est considéré comme étant une charge linéaire de **44,0kN/ml**. La charge est appliquée sur l'élément de liaison entre les trois poutres réticulaires principales prévues sur les courbures majeures de la couverture, comme indiqué sur la **Figure 5**. La charge répartie appliquée dans le modèle numérique est indiquée sur les figures ci-dessous.

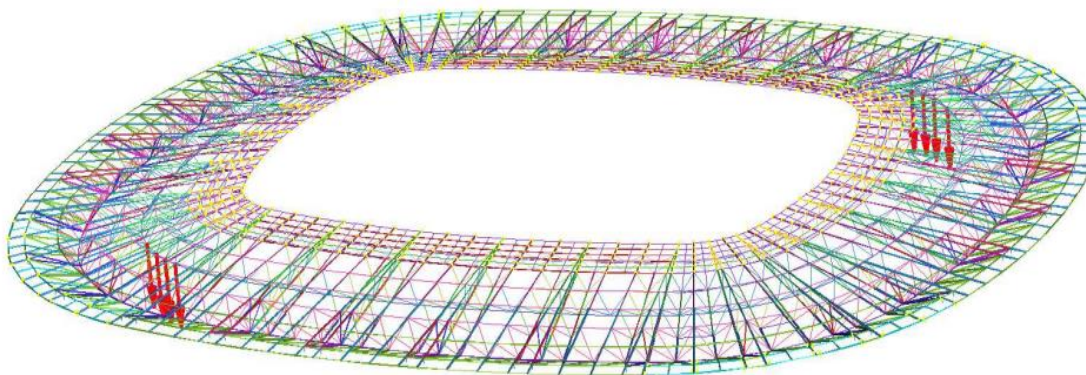


Figure III-3 Vue globale du schéma 1 de positionnement des deux écrans panoramiques

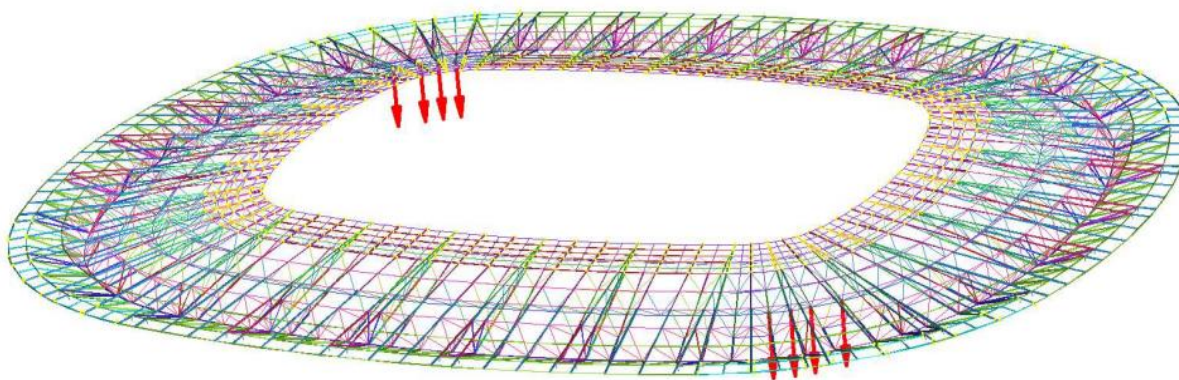


Figure III-4 Vue globale du schéma 2 de positionnement des deux écrans panoramiques

Chapitre III: Definition des Charges

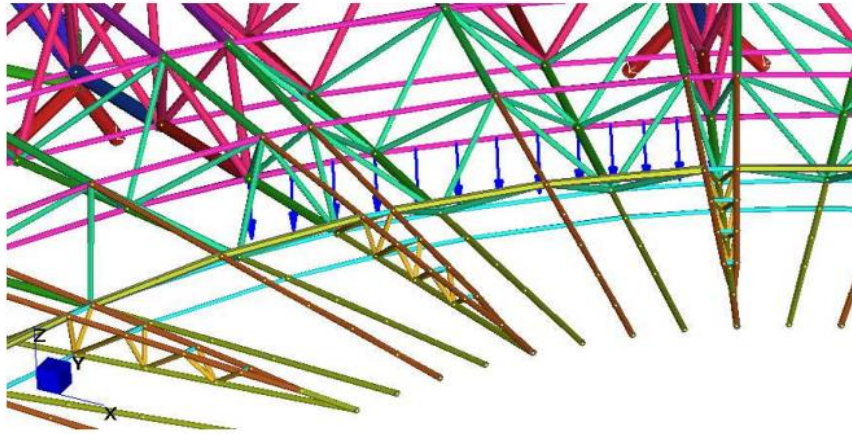


Figure III-5 Agrandissement du point d'application de la charge répartie dérivant des écrans panoramiques.

III.1.1.2 Poids de la passerelle :

On considère pour la passerelle de liaisons un poids de **100kg/m** et pour les passerelles d'accès un poids de **145kg/m**.

III.1.1.3 Poids de la couverture :

- Bac profilé en Al-Mg-Mn H65, ép=1 mm039 kN/m²
- Panne en forme oméga0.055 kN/m²
- Support de panne en forme oméga0.006 kN/m²
- Laine de verre ép=50mm, densité=24kg/m³0.012 kN/m²
- Tôle nervurée en acier TD35-200-100 ép=0.6mm0.049 kN/m²
- Panne 0.153 kN/m² Autre0.020 kN/m²
- **Total..... 0.33 kN/m²**

Chapitre III: Definition des Charges

III.1.2 Charge permanente de la structure en béton armé

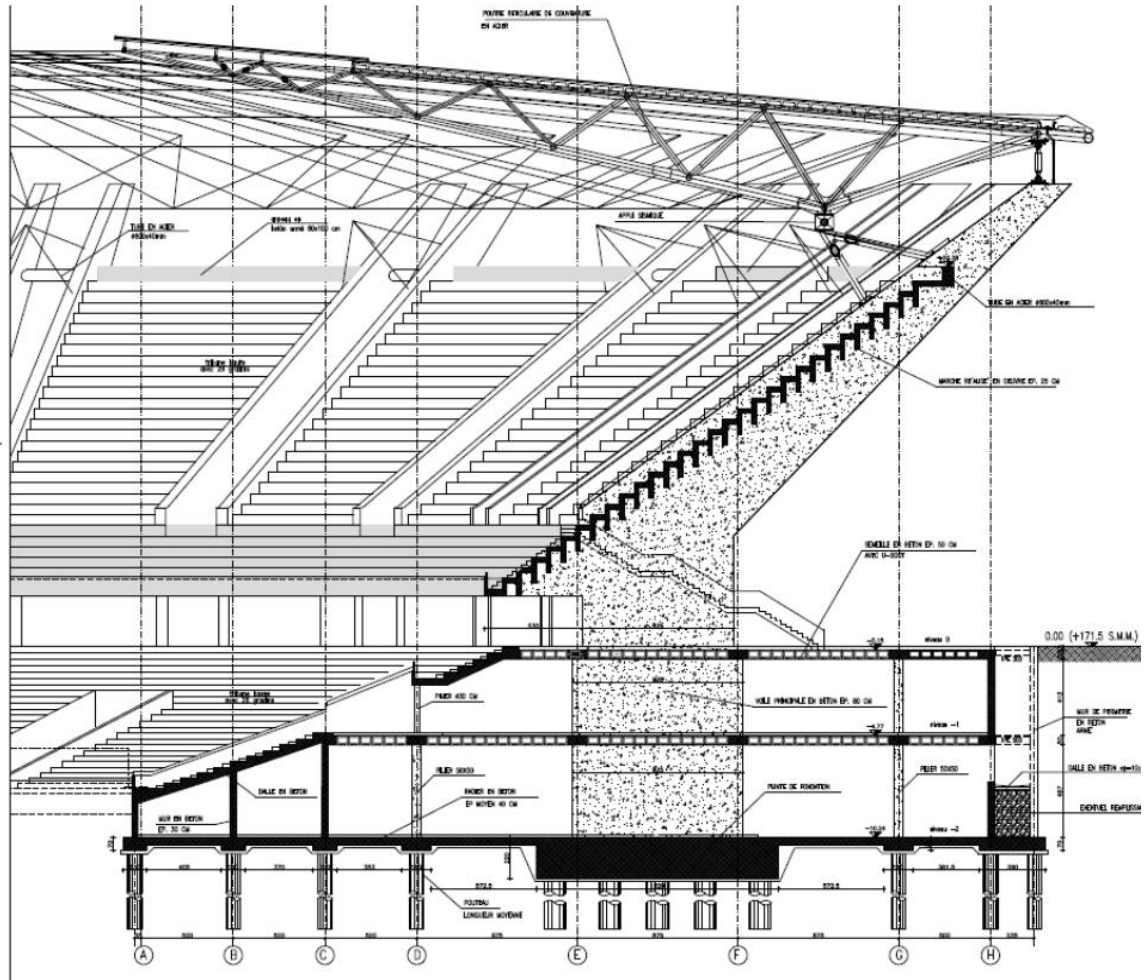


Figure III-6 Coupe verticale de la structure de stade

En introduisant comme densité volumique la valeur suivante :

- Poids volumique d'acier : **7850 kg/m³**
- Augmentation du poids acier pour connexions (tôles/boulons/soudures) **+20%**
- Poids volumique de béton armée **2500 kg/m³**

Chapitre III: Definition des Charges

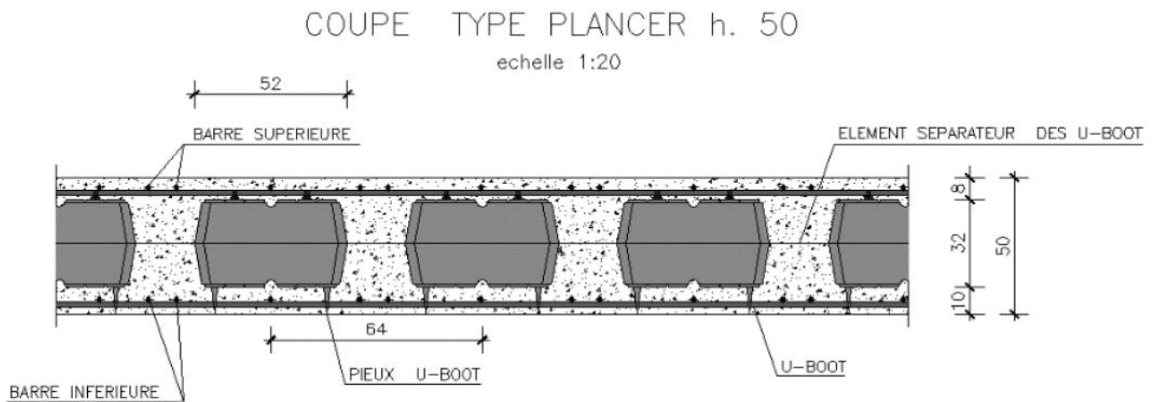
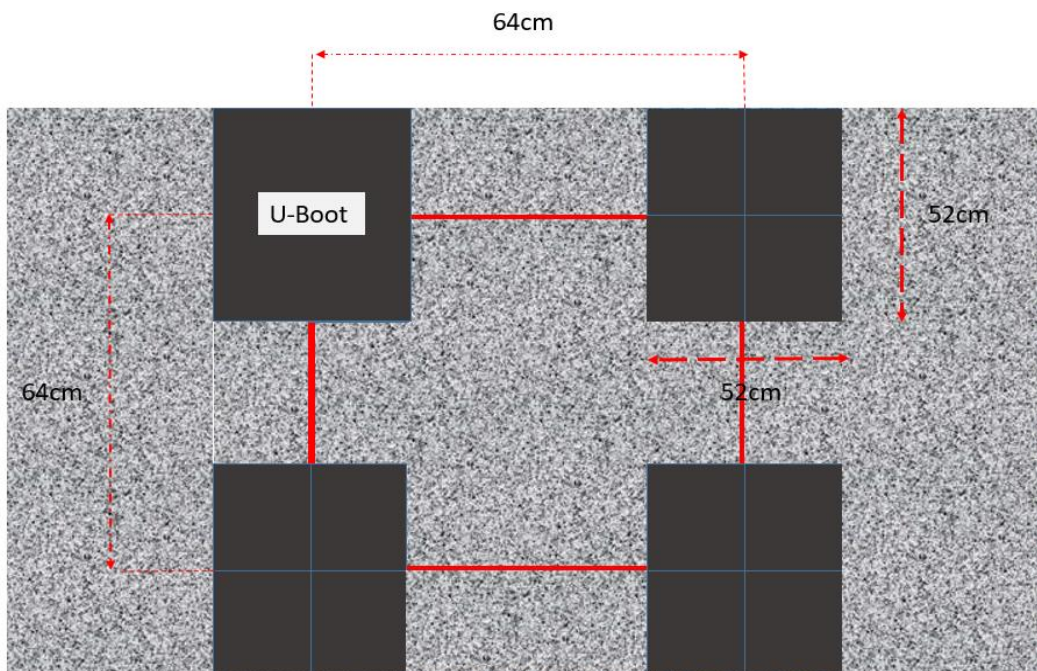


Figure III-7 Coupe verticale de planche en U-Boot

III.1.2.1 Les plancher en U-boot

Les structures horizontales (niveau 0 et niveau 1) seront réalisées en Plancher U-Boot. Les planchers auront une épaisseur de **0.50m** et seront réalisés en béton armé allégé de hauteur **0.32m**



Chapitre III: Definition des Charges

III.1.2.1.1 Calcule de volume total de plancher U-Boot

$$V_p = 0,64 \times 0,64 \times 0,5 = \mathbf{0,262144 \text{ m}^3}$$

III.1.2.1.2 Calcule de volume U-boot

$$V_{U-Boot} = 0,32 \times 0,52 \times 0,52 = \mathbf{0,086528 \text{ m}^3}$$

III.1.2.1.3 Calcule de volume de béton armé en $(0,64 \times 0,64) \text{ m}^2$ de surface

$$V_p - 2V_{U-Boot} = 0,262144 - 0,086528 = \mathbf{0,175616 \text{ m}^3}$$

III.1.2.1.4 Calcule de volume de béton armé en 1 m^2 de surface

$$0,175616 / (0,64)^2 = \mathbf{0,42875 \text{ m}^3}$$

III.1.2.1.5 Calcule le poids de plancher en béton armé en suppose que le poids des U-Boot est négligeable

Poids volumique de béton armée 2500 kg/m^3

$$2500 \times 0,42875 = \mathbf{543,75 \text{ kg/ml}}$$

Chapitre III: Definition des Charges

III.2 Charges d'exploitation:

III.2.1 Structure en béton armé

Les charges d'exploitation utilisées pour le type de structure du projet sont indiquées ci-dessous. Certaines charges sont supérieures aux normes (indiquées entre parenthèses) dans le but d'une optimisation de la sécurité.

- Les restaurants, cafés, cantines de dimensions réduites (nombre de places assises ≤ 100)

(2,5 kN/m²)

Poids de partition* (1 kN/m²)

Poids de plantes* (0.5 kN/m²)

Total (4 kN/m²)

* Ces poids ont été introduit comme charge d'exploitation pour maximiser la sollicitation des dalles en combinaison ELU

- Salles et tribunes des lieux de spectacles et de sport avec places debout 6,00 kN/m²

III.2.2 Effets dynamiques

Un coefficient dynamique d'amplifications des charges d'exploitation de 1.4 est préconisé pour toutes tribunes de sport

III.2.3 Couverture

On considère l'installation d'une passerelle de service pour chaque poutre réticulaire qui compose la structure principale pour la maintenance du système d'éclairage. Le poids de cette structure est inclus dans le poids de la structure de couverture. On considère la charge de maintenance suivante :

- Charge de maintenance pour la passerelle : 1.00 kN/m²

Chapitre III: Definition des Charges

III.2.4 Charges dues aux variations thermiques

On adopte pour les constructions situées à l'air libre les variations uniformes de température suivantes:

- Dans le Nord de l'Algérie (climat tempéré) +35°C et -15°C

Tout en considérant l'ensoleillement localisée soit la géométrie ouverte de l'œuvre, il y a lieu de considérer comme sécuritaire le chargement avec variation thermique uniforme de 35°, par rapport à une variation de gradient thermique sur les éléments structuraux.

III.2.5 Charges dues à la neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de neige s'obtient par la formule suivante:

$$S = \mu S_k$$

- S_k (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol donné au paragraphe 4 D.T.R. C 2-47 en fonction de l'altitude et de la zone de neige (cf. Carte de neige);
- est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 de D.T.R. C 2-47.

III.2.5.1 Charges de neige au sol

La charge de neige au sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et l'altitude du lieu considéré.

Une exploitation des statistiques relatives aux hauteurs maximales annuelles de neige observées en une journée a permis de calculer les hauteurs de neige pendant une période de retour de 50 ans.

La détermination des charges de neige au sol à partir des hauteurs calculées a été obtenue en prenant une masse volumique de neige égale à 100 kg/m³. Il est à noter que la masse volumique de la neige est variable. Généralement, elle augmente avec la durée de chute de la neige et dépend de la localisation du site, de son climat et de son altitude.

Chapitre III: Definition des Charges

III.2.5.2 Influence de de la localisation géographique

La carte neige donne la zone à considérer pour chaque ville du pays. Le stade est situé au niveau de la ville de Douéra qui est représentée comme faisant partie de la Zone B.

CH. II : Etude à la neige selon (N 84)

Classification des zones de neige des communes en Algérie.

Ordre	Wilayas	Zone de neige	Ordre	Wilayas	Zone de neige
01	ADRAR	D	25	CONSTANTINE	A
02	CHLEF	B	26	MEDEA	A ou B
03	LAGHOUAT	C	27	MOSTAGANEM	B
04	OUM EL BOUA.	B	28	M'SILA	C ou B
05	BATNA	C ou B	29	MASCARA	B
06	BEDJAIA	A	30	OUARGLA	D
07	BISKRA	C	31	ORAN	B
08	BECHAR	D	32	EL-BAYADH	C
09	BLIDA	A ou B	33	ILLIZI	D
10	BOUIRA	A ou B	34	B. B. ARRERIDJ	A ou B
11	TAMANRASSET	D	35	BOUMERDES	B
12	TEBESSA	B ou C	36	EL TARF	B
13	TLEMCEN	A ou B	37	TINDOUF	D
14	TIARET	B ou C	38	TISSEMSILT	B
15	TIZI OUZOU	A	39	EL OUED	D
16	ALGER	B	40	KHENCHELA	C ou B
17	DJELFA	C	41	SOUK AHRAS	B ou A
18	JIJEL	B	42	TIPAZA	B
19	SETIF	A ou B	43	MILA	A
20	SAIDA	C ou B	44	AIN DEFLA	B
21	SKIKDA	B	45	NAAMA	C
22	SIDI BEL ABBES	B	46	A.TIMOUCHEMENT	B
23	ANABA	B	47	GHARDIA	D
24	GUELMA	B ou A	48	RELIZANE	B

Chapitre III: Definition des Charges

III.2.5.3 Influence de l'altitude

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

$H_{\text{Alger}} = 150 \text{ m}$

Zone B

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

$$S_k = \frac{0,04 \times 150 + 10}{100} = 0,16 \text{ Kn / m}^2$$

III.2.5.4 Coefficient de forme des toitures :

Les coefficients μ donnés ci-après concernent les toitures de formes courantes à un versant

Toitures en pente :

Toiture à un versant : Les coefficients de forme des toitures à un versant sans obstacle de retenue de neige (la neige est supposée pouvoir tomber librement) sont donnés par le table ci-dessous:

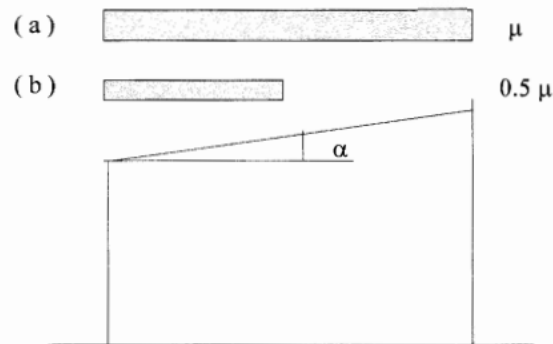
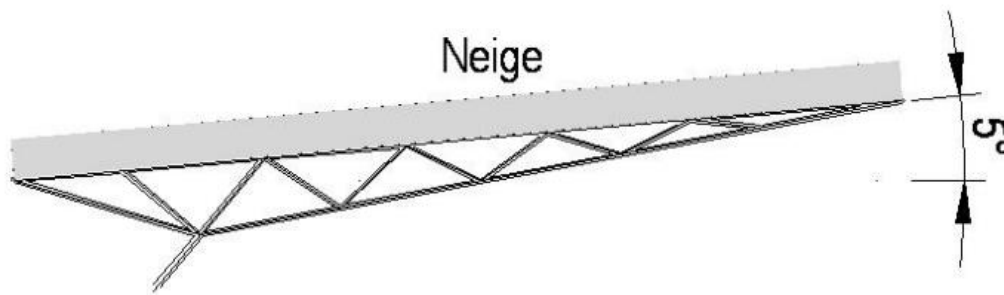


Figure 4 : Coefficient de forme - toitures à un versant

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en $^\circ$)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 1: Coefficients de forme - toitures à un versant

Chapitre III: Definition des Charges



La charge de neige considérée est la suivante :

$$S = \mu S_k = 0,8 \times 0,16 = 0,128 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

NOTES (1) Le charge de la neige n'est pas considérée le plus défavorable en rapport à la charge de vent, donc la neige participe aux scénarios de charge comme action secondaire de combinaison.

(2) Pour ce qui concerne la charge de neige sur les structures des niveaux inférieurs en béton armé, on considère qu'il s'agit d'environ le 2% par rapport à la charge d'exploitation, et donc négligeable.

III.2.6 Charge due au sable dans la zone D

La charge due au sable résulte de l'accumulation des grains de sable déposés par le vent sur les toitures et sur les parties découvertes des planchers. Les valeurs des charges données ci-après seront considérées comme variables en similitude à la charge de neige.

Alger n'est pas localisée dans la zone D. La charge de sable = 0.00 kN/m².

Chapitre III: Definition des Charges

III.2.7 Action due au vent:

Table III-1 Procédures de calculs

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	$q_{réf}$	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4
-		§ 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

Chapitre III: Definition des Charges

III.2.7.1 Principes de calcul

Pour la détermination de l'action due au vent, on distingue deux catégories de construction :

- **catégorie I** : cette catégorie regroupe l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, etc.), et les ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.);

- **catégorie II** : cette catégorie regroupe les constructions évidées telles que les structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc.), les cheminées et ouvrages similaires.

III.2.7.2 Calcul de la pression due au vent – Constructions de catégorie I

Détermination de la pression due au vent. La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$Q_j = C_d \times W_{(z_j)} = C_d \times q_{p(z_e)} \times C_{p, net} \text{ N/m}^2$$

Où :

- C_d est le coefficient dynamique de la construction;
- $W_{(z_j)}$ est la pression aérodynamique nette exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j (pour une toiture isolée $W_{(z_j)} = q_{p(z_e)} \times C_{p, net}$)
- $C_{p, net}$ est le coefficient de pression nette pour certains éléments de construction (toitures, isolées, balcons, etc.).

III.2.7.3 Calcul de la pression dynamique de point :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/mm}^2]$$

Où :

- $q_{réf}$ (en N/m^2) est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans); $q_{réf}$ est donnée par le tableau suivant
- $C_e(z_e)$ est le coefficient d'exposition au vent

Chapitre III: Definition des Charges

16	ALGER	I
----	-------	---

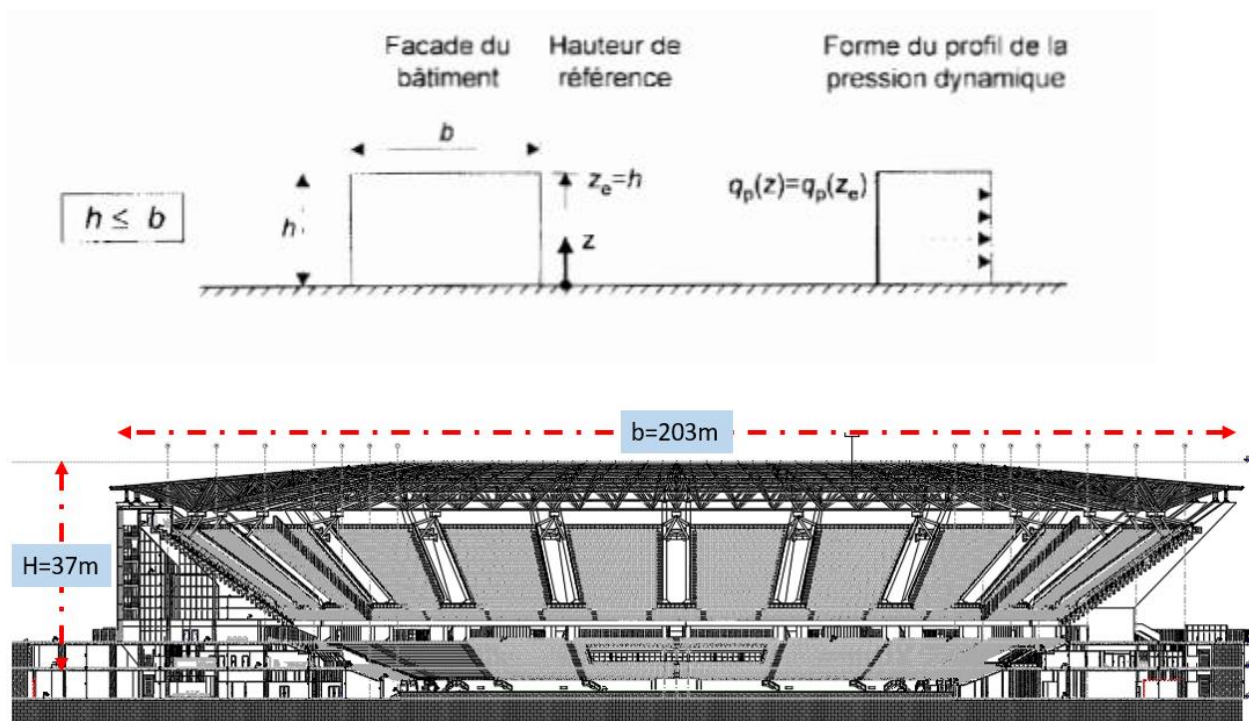
Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

– Pour les toitures $Z_e = Z_j$ (en m) est :

La distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j si cet élément de surface est vertical

La hauteur totale de la construction si cet élément de surface j fait partie de la toiture.

Figure III-8 valeurs de la pression dynamique de référence



Chapitre III: Definition des Charges

III.2.7.4 Coefficient d'exposition $C_e(z)$

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques,

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques

$C_e(z)$ est donné par :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_t(z) \times C_r(z)} \right]$$

Où :

K_t est le facteur de terrain

$C_r(z)$ est le coefficient de rugosité

$C_t(z)$ est le coefficient de topographie

Z (en m) est la hauteur considérée.

III.2.7.5 Catégories de terrains

Les catégories de terrains sont données dans le table suivant ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_t est le facteur de terrain,
- Z_0 (en m) est le paramètre de rugosité,
- Z_{\min} (en m) est la hauteur minimale,
- ε est le coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

Chapitre III: Definition des Charges

Catégories de terrains	K_t	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins k km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0.17	0.01	2.00	0.11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0.19	0.05	4.00	0.26
III Zone industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0.22	0.30	8.00	0.37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m.	0.24	1.00	16.00	0.46

Figure III-9 définition des catégories des terrains

III.2.7.6 Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) suivante :

$$C_r(z) = K_t \times L_n\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200m$$

$$C_r(z) = K_t \times L_n\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{pour } z \leq z_{min}$$

Où :

- K_t est le facteur de terrain ;
- Z_0 (en m) est le paramètre de rugosité ;
- Z_{min} (en m) est la hauteur minimale;
- Z (en m) est la hauteur considérée.

On a : $K_t = 0,19$

$$(Z_0 = 0,05m ; Z_{min} = 4m ; Z = 37m) \quad z_{min} \leq z \leq 200m$$

$$C_{r(37m)} = 0,19 \times L_n\left(\frac{37}{0,05}\right) = \boxed{1,255}$$

Chapitre III: Definition des Charges

III.2.7.7 Coefficient de topographie

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

Les valeurs de $C_t(z)$ peuvent être obtenues de la table ci-dessous en absence d'informations (non précisées dans les pièces du marché, non maîtrisées par la topographie du site, impossibilité de mener des études spécifiques, etc.).

Site	$C_t(z)$
Site plat ($\Phi < 0.05$, voir suit)	1.00
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1.00
Site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1.30
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.50

III.2.7.8 Calcul du coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent peut être calculé en utilisant les paramètres donnés sur les paragraphes précédents. La valeur est:

$$C_{e(37)} = 1^2 \times 1,255^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0,19}{1 \times 1,255} \right] = 3,244$$

III.2.7.9 Calcul de la pression dynamique de point :

La pression dynamique du vent peut être calculée en utilisant les paramètres donnés sur les paragraphes précédents. La valeur est :

$$q_{p(37)} = 375 \times 3,244 = 1216,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

III.2.7.10 Détermination de la pression aérodynamique :

$$W_{(zj)} = q_{p(Ze)} \times C_{p, net}$$

Chapitre III: Definition des Charges

III.2.7.11 Coefficients de pression $C_{p,net}$ pour les toitures isolées

Les toitures isolées sont des toitures de bâtiments qui ne possèdent pas de murs permanents, tels que les stations-service, granges ouvertes, etc.

Les coefficients donnés pour les toitures isolées de pression nettes C_p (somme vectorielle des coefficients de pression sur chacune des faces), et sont indépendants de la valeur de la surface chargée.

Le calcul doit être mené en considérant séparément le cas d'une surpression (valeurs de $C_{p,net}$ positives), et le cas d'une dépression (valeurs de $C_{p,net}$ négatives).

Deux types de coefficients sont donnés pour les toitures isolées:

- un coefficient global associé à la résultante des forces; ce coefficient doit être utilisé pour le calcul d'ensemble et pour le dimensionnement de la toiture;
- un coefficient local associé à la force locale maximale; ce coefficient doit être utilisé pour la vérification des éléments secondaires de la toiture isolée.

Le centre de pression de la force résultante doit être pris pour les toitures isolées à un versant, à la distance $d/4$ de la rive au vent, d étant la dimension de la toiture parallèle au vent.

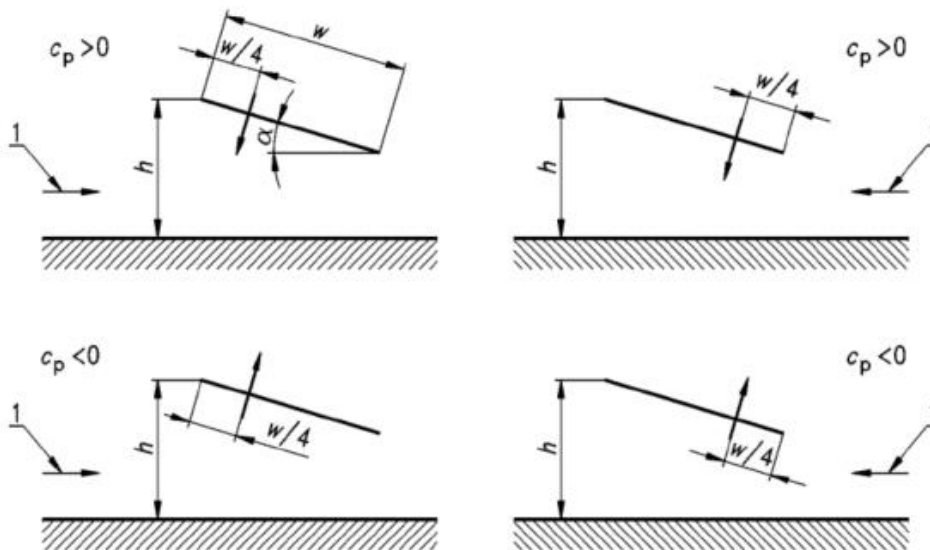
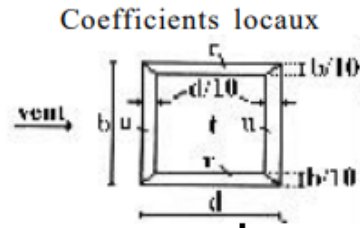


Figure III-10 C_p pour les toitures isolée

Chapitre III: Definition des Charges

Table III-2 valeurs de C_p pour toitures isolée a un versant

Angle de la toiture α (degrés)	Coefficients globaux	Coefficients locaux		
		zone t	zone r	zone u
0	+0,2 -1,3	+0,5 -1,5	+1,8 -1,8	+1,1 -2,2
5	+0,4 -1,4	+0,8 -1,6	+2,1 -2,2	+1,3 -2,5
10	+0,5 -1,4	+1,2 -2,1	+2,4 -2,6	+1,6 -2,7
15	+0,7 -1,4	+1,4 -1,8	+2,7 -2,9	+1,8 -3,0
20	+0,8 -1,4	+1,7 -2,2	+2,9 -2,9	+2,1 -3,0
25	+1,0 -1,6	+2,0 -2,6	+3,1 -3,2	+2,3 -3,2
30	+1,2 -1,8	+2,2 -3,0	+3,2 -3,8	+2,4 -3,6



La pression aérodynamique donnée par l'action du vent (action en pression et action en dépression) est la suivante :

On a :

$$q_{p(Z_e)} = 1216,5 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad C_{p, \text{net}} (\text{pression}) = 0,4 \quad C_{p, \text{net}} (\text{dépression}) = -1,4$$

$$W_{(z_j)} = q_{p(Z_e)} \times C_{p, \text{net}}$$

$$W_{(z_j)} = 1216,5 \times 0,4 = \boxed{486,6} \quad \text{[N/mm}^2\text{]}$$

$$W_{(z_j)} = 1216,5 \times [-1,4] = \boxed{[-1703,1]} \quad \text{[N/mm}^2\text{]}$$

Chapitre III: Definition des Charges

III.2.7.12 Coefficient dynamique de la construction C_d

Formule général :

$$C_d = \frac{1+2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1+7 \times I_v(Z_{eq})}$$

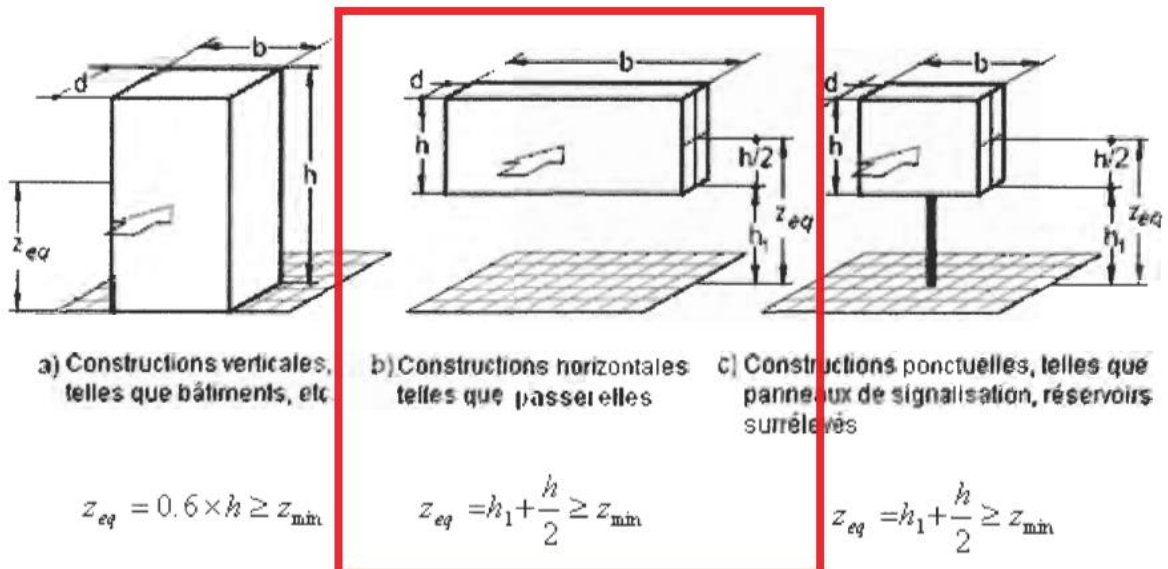
Z_{eq} (en m) est la hauteur équivalente de la construction (Cf.fig.3.1)

$I_v(Z_{eq})$ est l'intensité de turbulence pour $Z=Z_{eq}$ (Cf.§ 2.4.6)

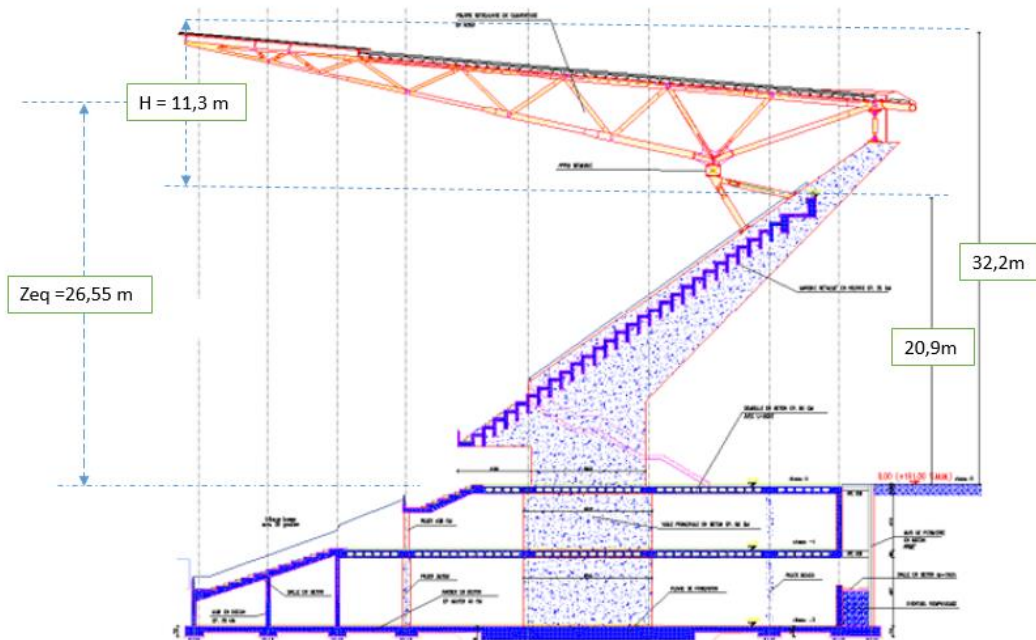
Q^2 est la partie quasi-statique donnée en 3.3.1

R^2 est la partie résonante donnée en 3.3.2

g est le facteur de pointe donné en 3.3.3.



Chapitre III: Definition des Charges



$$Z_{eq} = 26,55 \text{ m}$$

b = distance entre les appuis = 23 m

h = hauteur moyenne de la couverture = 11,3 m

d = largeur de la couverture = 53 m

III.2.7.13 L'intensité de turbulence $I_v(z_{eq})$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{Pour } z > z_{min}$$

C_t : coefficient de topographie = 1

$$Z = Z_{eq}$$

$$Z_0 = 0,05 \text{ m}$$

Chapitre III: Definition des Charges

$$Iv(Zeq) = \frac{1}{1 \times Ln\left(\frac{26,55}{0,05}\right)} = 0,159$$

III.2.7.14 Partie quasi-statique Q²

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(b+h)}{Li(Zeq)}\right)^{0,63}}$$

Avec

b et **h** (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction

Li(z_{eq}) est l'échelle de turbulence pour $Z=Z_{eq}$ donnée par :

$$Li(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{z_{eq}}{200}\right)^\varepsilon \quad \text{pour } Z_{\min} < Z < 200\text{m}$$

$\varepsilon = 0,52$ (DTR C 2-4.7 Tab 2.4) Catégorie de terrain II

$Z_{\min} = 2\text{m}$

$Z_{eq} = 26,55\text{m}$

$$Li(26,55) = 300 \times \left(\frac{26,55}{200}\right)^{0,52} = 104,97\text{m}$$

D'où

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(23+11,3)}{104,97}\right)^{0,63}} = 0,69$$

III.2.7.15 Partie résonnante R²

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times Rn \times Rh \times Rb$$

Chapitre III: Definition des Charges

$$\mathbf{Rn} = \frac{6,8 \times Nx}{(1 + 10,2 \times Nx)^{\frac{5}{3}}}$$

Ou Nx est la fréquence adimensionnelle dans la direction x de vent donnée par :

$$\mathbf{Nx} = \frac{n_{1,x} \times Li(Z_{eq})}{V_m(Z_{eq})}$$

$n_{1,x}$ est la fréquence fondamentale de vibration en flexion dans la direction x du vent

$$n_{1,x} = 2-3 \text{ Hz}$$

$L_i(Z_{eq})$ est l'échelle intégrale de turbulence

$V_m(Z_{eq})$ est la vitesse moyenne pour $Z=Z_{eq}$ (la vitesse moyenne sur dix minutes pour des condition non conventionnelles)

$$V_m(Z_{eq}) = C_r(Z_{eq}) \times C_t(Z_{eq}) \times V_{réf} \quad [\text{m/s}]$$

$$C_r(26,55\text{m}) = 0,19 \times L_n\left(\frac{26,55}{0,05}\right) = 1,19$$

$$C_t(Z_{eq}) = 1$$

$$V_{réf} = 25 \text{ [m/s]}$$

$$V_m(Z_{eq}) = 1,19 \times 1 \times 25 = 29,8 \text{ [m/s]}$$

D'ou

$$\mathbf{Nx} = \frac{3 \times 104,97}{29,8} = 10,58$$

D'ou

$$\mathbf{Rn} = \frac{6,8 \times 10,58}{(1 + 10,2 \times 10,58)^{\frac{5}{3}}} = 0,0289$$

R_h et R_b sont des fonction d'admittance aérodynamique donnée par :

$$\mathbf{R_h} = \left(\frac{1}{\eta h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta h}) \quad \text{pour } \eta h > 0 \quad R_h = 1 \text{ pour } \eta h = 0$$

$$\mathbf{R_b} = \left(\frac{1}{\eta b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta b}) \quad \text{pour } \eta b > 0 \quad R_b = 1 \text{ pour } \eta b = 0$$

Chapitre III: Definition des Charges

Avec

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{Li(Zeq)} = \frac{4,6 \times 10,58 \times 11,3}{104,97} = 5,239$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{Li(Zeq)} = \frac{4,6 \times 10,58 \times 23}{104,97} = 10,66$$

D'où

$$R_h = \left(\frac{1}{5,239} \right) - \left(\frac{1}{2 \times 5,239^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times 5,239}) = 0,172$$

$$R_b = \left(\frac{1}{10,66} \right) - \left(\frac{1}{2 \times 10,66^2} \right) \times (1 - e^{-2 \times 10,66}) = 0,089$$

III.2.7.16 Le décrement logarithmique d'amortissement δ

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

δ_s : décrement logarithmique d'amortissement structural

δ_a : décrement logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0,

Type de construction	δ_s
Bâtiments en béton armé	0,10
Bâtiments en acier	0,05
Structures mixtes béton + acier	0,08
Tours en béton armé	0,03
Cheminées en béton armé	0,03
Cheminées en acier soudé non revêtues sans isolation thermique	0,012
Cheminées en acier soudé non revêtus avec isolation thermique externe	0,020
Cheminées avec deux revêtements ou plus	0,020
Cheminées en acier avec revêtement en briques	0,070

$$\delta = 0,08 + 0 = 0,08$$

De cette manière la partie résonnante de la réponse égale à :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,08} \times 0,0289 \times 0,172 \times 0,089 = \boxed{0,0272}$$

Chapitre III: Definition des Charges

III.2.7.17 Le facteur de pointe g est donné par :

$$g = \sqrt{2 \times \text{Ln}(600\nu)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \text{Ln}(600\nu)}} \geq 3$$

ν (en Hz) est la fréquence moyenne donné par :

$$\nu = n1, x \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \quad [\text{Hz}]$$

D'ou

$$\nu = 3 \times \sqrt{\frac{0,0272}{0,69 + 0,0272}} = 0,584 > 0,08$$

D'ou

$$g = \sqrt{2 \times \text{Ln}(600 \times 0,584)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \text{Ln}(600 \times 0,584)}} = \boxed{3,6 > 3}$$

Le coefficient dynamique est égal à :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,6 \times 0,159 \times \sqrt{0,69 + 0,0272}}{1 + 7 \times 0,159} = 0,93$$

Donc le $C_d < 1$ dans la région des valeurs indiquée. Il est sécuritaire de prendre un

$C_d = 1$

La pression du vent q_j respectivement sera :

$$q_j = W_{(z_j)} \times C_d = 486,6 \times 1 = \mathbf{486,6} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{pression}$$

$$q_j = W_{(z_j)} \times C_d = 1703,1 \times 1 = \mathbf{1703,1} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{soulèvement}$$

Chapitre III: Definition des Charges

III.2.8 Action de séisme :

Selon la classification sismique mentionnée en Règles parasismiques Algériennes, la ville de Douera se trouve dans la zone sismique III. Le stade peut être considéré comme étant un ouvrage de grande importance, donc le Groupe d'usage est le 1B.

L'analyse sismique de l'édifice a été conduite avec la méthode statique équivalente; cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes:

1. Le bâtiment ou le bloc étudié, répondait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites sur les Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003 (avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III)
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en 1, les conditions complémentaires suivantes :
 - a. **Zone I:** tous groupes.
 - b. **Zone II:** groupe d'usage 3.
 - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - Groupe d'usage IB, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - c. **Zone III:** groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Note : Les spectres de réponse relevant sont illustrés au chapitre de la modélisation numérique

Chapitre III: Definition des Charges

III.3 Les combinaisons des charges :

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être pris en respectant les valeurs suivantes:

- sectionnes de Classe (voir § 5.3) 1,2 et 3:..... $\gamma_{M0} = 1.10$
- sectionnes de Classe 4: $\gamma_{M1} = 1.10$
- sections nettes au droit des trous: $\gamma_{M2} = 1.25$
- Cas des états limites ultimes de résistance des éléments $\gamma_{M1} = 1.10$

Règles de combinaisons des états limites ultimes :

$$F_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n [\gamma_{Qi} \cdot (\Psi_{oi} \cdot Q_{ki})]$$

Règles de combinaisons des états limites de service :

$$F_d = G_k + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\Psi_{oi} \cdot Q_{ki})$$

Action variable considérée	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charge d'exploitation (1)	0.87	1	1
Charge de neige (2)	0.87	1	1
Charge de vent	0.67	0.20	0
Température	0.53	0.20	0

	Actions permanentes (γ_G)	Actions variables (γ_Q)	
		Action variable de base	Actions variables d'accompagnement
Effet favorable $\gamma_{G,inf}$	1,0	0	0
Effet défavorable $\gamma_{G,sup}$	1,35	1,5	1,5

Chapitre III: Definition des Charges

Les combinaisons de charge statique à considérer aux états limites sont :

$$1.35(CPA + CPL + CPV) + 1.50 CAV1 + 1.50 (0.87CAE + 0.87 CAN + 0.53 DT)$$

$$1.35(CPA + CPL + CPV) + 1.50 CAV2 + 1.50 (0.87CAE + 0.87 CAN + 0.53 DT)$$

$$1.00(CPA + CPL + CPV) + 1.50 CAV3$$

$$1.00(CPA + CPL + CPV) + 1.50 CAV4$$

Les combinaisons de charge statique à considérer aux états limites de service (combinaison rare) sont:

$$(CPA + CPL + CPV) + CAV1 + (0.87CAE + 0.87 CAN + 0.53 DT)$$

$$(CPA + CPL + CPV) + CAV2 + (0.87CAE + 0.87 CAN + 0.53 DT)$$

$$(CPA + CPL + CPV) + CAV3$$

$$(CPA + CPL + CPV) + CAV4$$

Combinaisons d'actions sismiques :

$$E = \max \begin{cases} E_x \pm 0.30 E_y \pm 0.30 E_z \\ 0.30 E_x \pm E_y \pm 0.30 E_z \\ 0.30 E_x \pm 0.30 E_y \pm E_z \end{cases}$$

IV. Chapitre

Modélisation de la Structure

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

IV.1 Introduction

Le présent chapitre décrit les étapes et les démarches essentiels suivies pour modéliser la structure du stade. Tel que déjà présenté précédemment, l'ouvrage est caractérisé par sa géométrie très complexe ainsi que le nombre important des éléments à modéliser. Cette partie représente la tâche la plus critique de notre travail, car la réussite de ce modèle implique l'obtention des résultats fiables qu'ils soient en matière de réponse dynamiques ou en termes d'efforts internes.

La structure a été modélisée à l'aide du logiciel SAP2000 en s'appuyant principalement sur les plans d'architecture. D'un point de vue structural, l'ouvrage est divisé en six parties par des joints séismiques.

Cette modélisation est effectuée afin d'atteindre les objectifs suivants :

- Comprendre le comportement dynamique modale de ce genre d'ouvrage ;
- Analyser la réponse globale de la structure sous les sollicitations sismiques conformément à la réglementation parasismique Algérienne RPA99v2003 ;
- Calculer -par la suite- les sollicitations auxquelles sont soumis les différents éléments de la structure.

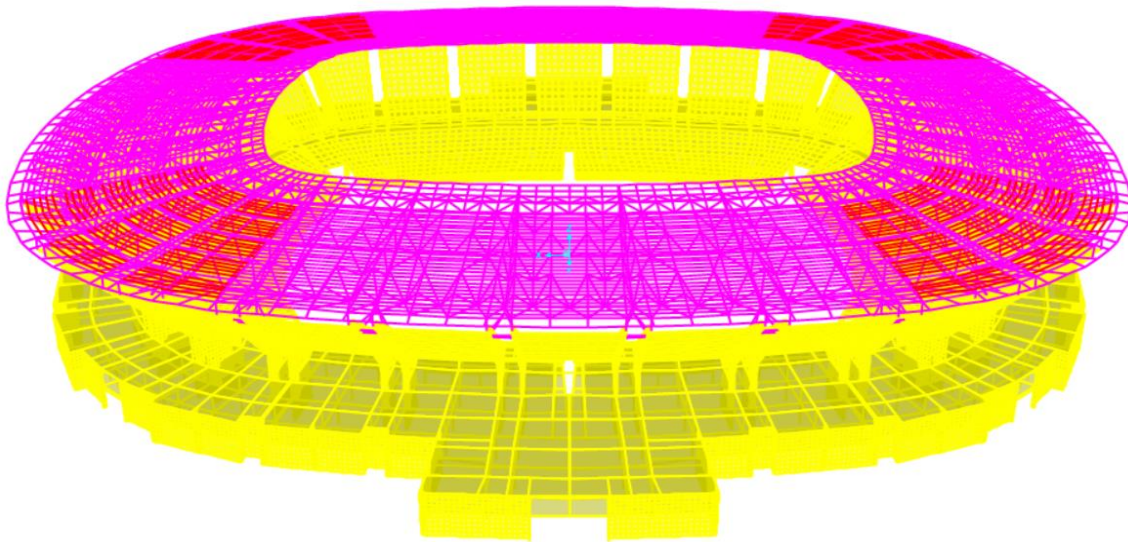


Figure IV-1 vue globale en 3D du Modèle

IV.2 Modélisation de la structure en Béton armée

IV.2.1 Les voiles

Les voiles ont une forme irrégulière, leurs dimensions sont de : (0,8 m * 9,25 m) en plan et une de 34,12 m en hauteur. Nous avons 30 couples de voiles sur l'ensemble de la surface du stade, disposés d'une manière judicieuse afin de supporter la superstructure en béton des tribunes et en charpente métallique de la toiture.

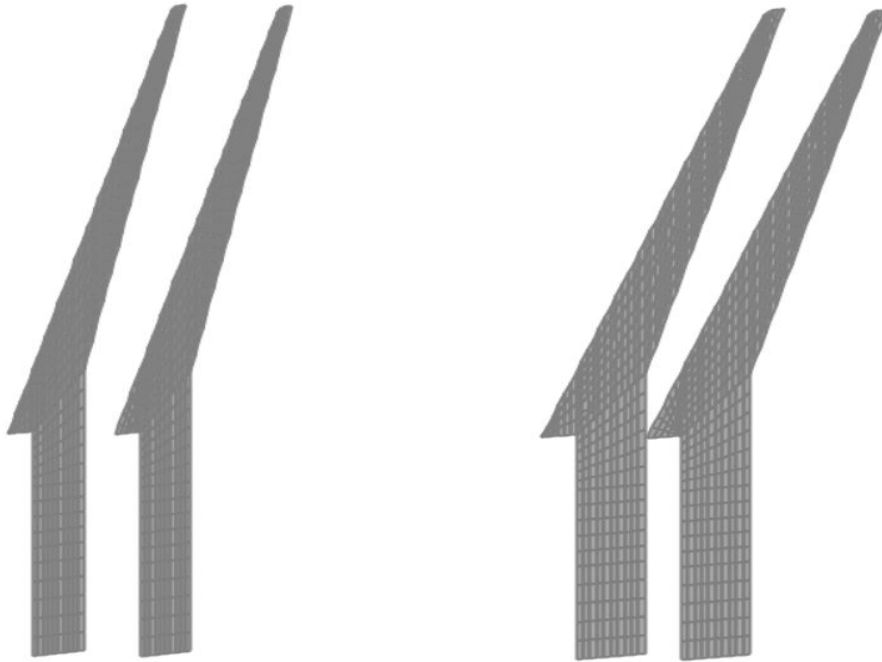


Figure IV-2 vue en 3D de deux couples de voiles

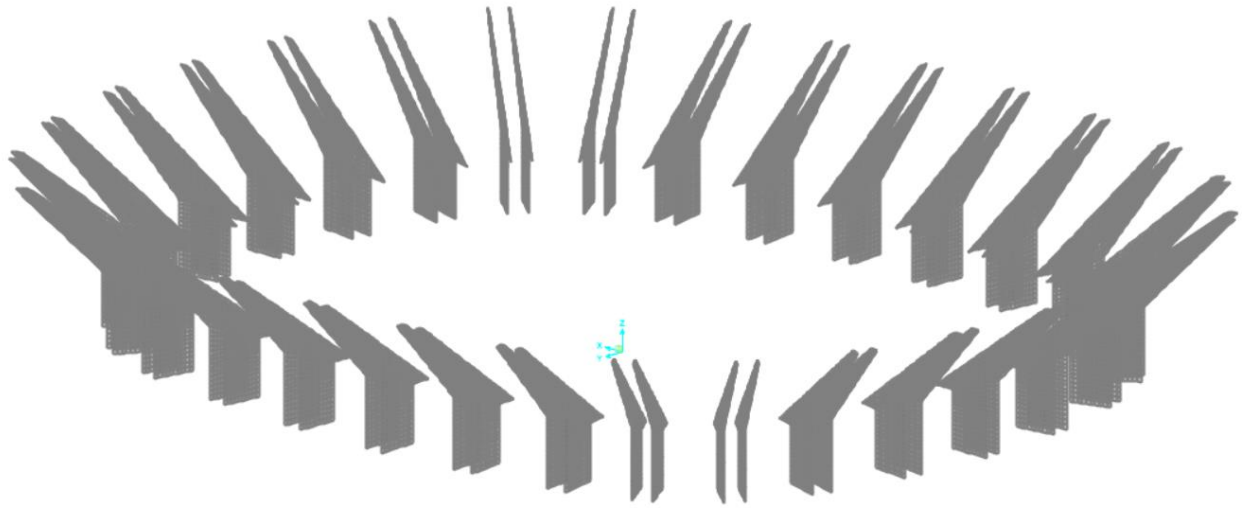


Figure IV-3 vue total de disposition des voile dans le model

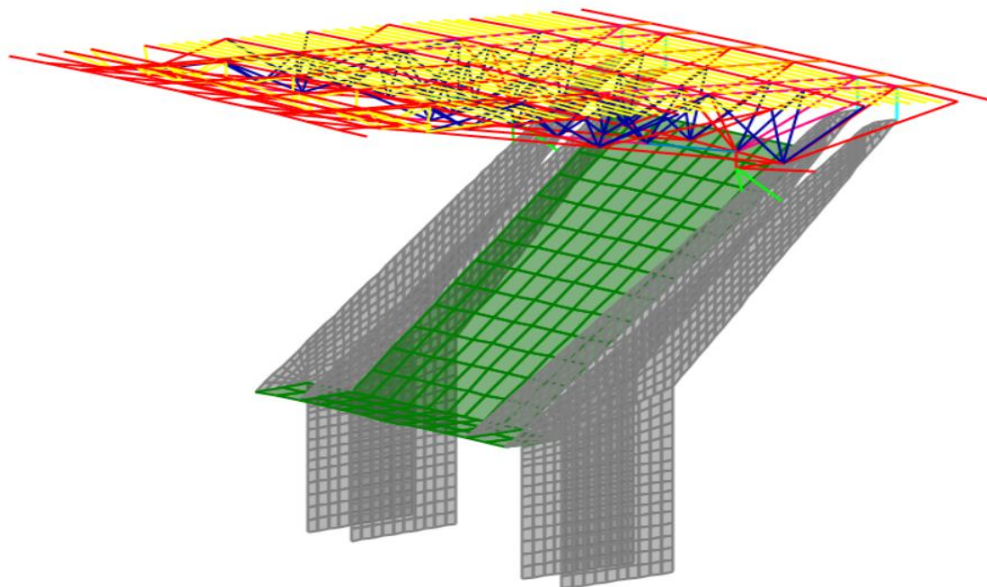


Figure IV-4 Vue globale des voiles porteurs

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

IV.2.2 Les gradins

Avec leur forme trapézoïdale, les gradins ont une forme irrégulière qui est relativement petite sur la partie inférieure et il s'agrandit au fur et à mesure qu'on part vers le haut. Les tribunes quant à eux sont réalisés par des dalles et des poutres-voiles tel que présenté sur la figure suivante. Pour notre modélisation nous avons considéré pour la dalle une épaisseur équivalente de 0,5 m

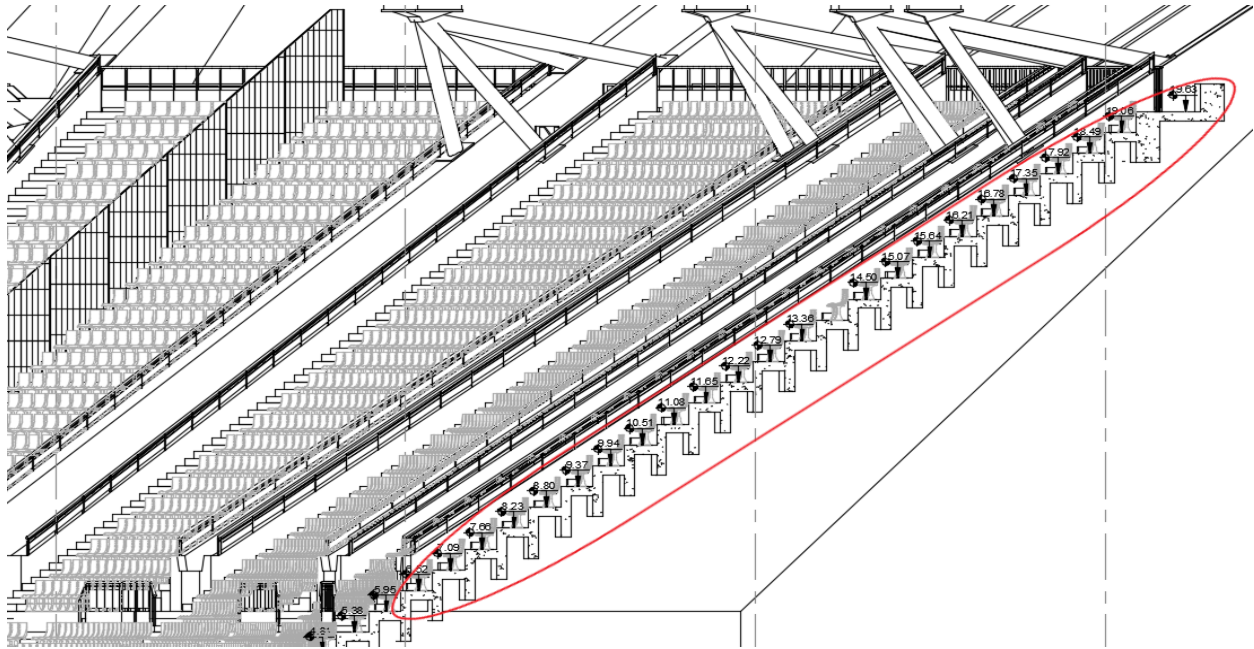


Figure IV-5 La forme irrégulière des gradin

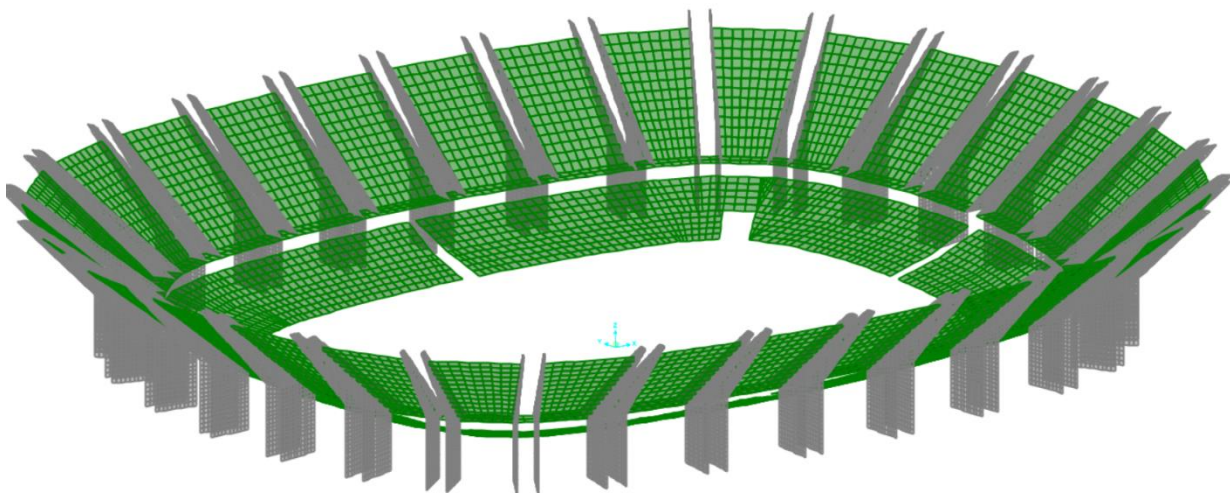


Figure IV-6 Vue global en 3D des gradins dans le model

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

IV.2.3 Les planchers U-Boot

Les dalles des planchers niveaux -1 et 0, sont réalisées par un système « U-Boot » qui est principalement un système similaire au plancher caisson tel qu'il est présenté sur la figure suivante :



Figure IV-7 Photo explicative de Plancher en U-Boot

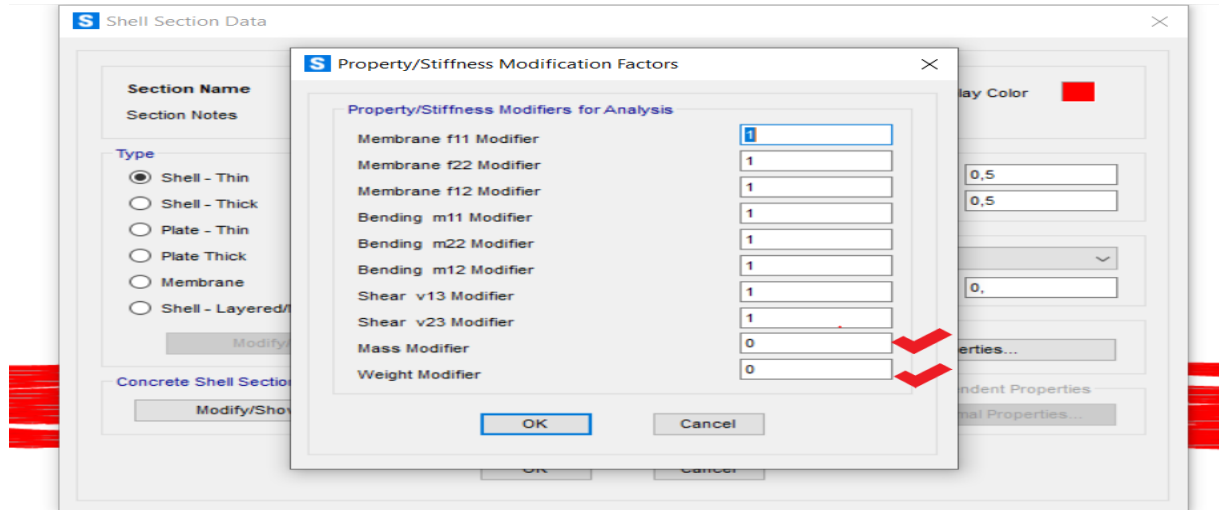
La considération des vides de ce plancher a été faite de la manière suivante :

- On a modélisé la dalle comme un élément (Shell) avec son épaisseur réelle afin de conserver sa rigidité ;
- L'effet des vides du système U-Boot a été considéré en calculant le poids équivalent qui est de l'ordre de 500 kg/m^2 ,
- Le poids du plancher est introduit dans le modèle comme étant un chargement permanent, appliqué uniformément sur la surface des planchers concernés.

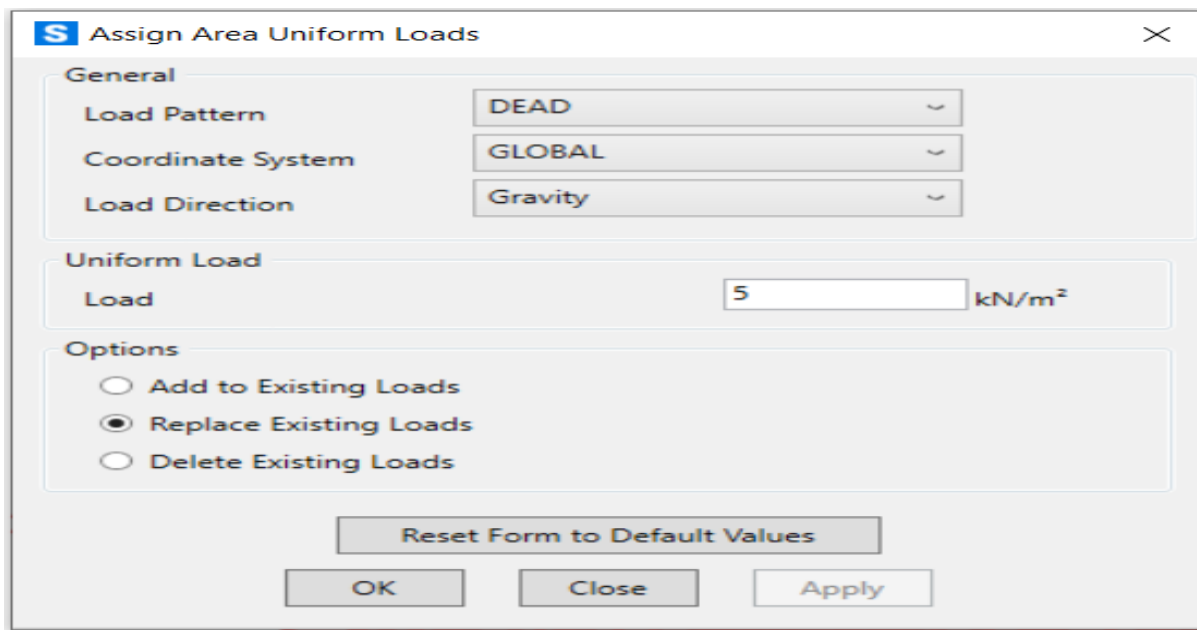
Les figures suivantes présentent les démarches suivies :

En premier lieu nous avons supprimé la masse et le poids de l'élément pour qu'il ne soit pas utilisés deux fois

Chapitre IV: Modélisation de la Structure



En deuxième étape, nous avons assigné le poids propre de la dalle de 5 kN/m^2 comme une charge répartie sur la surface totale des planchers



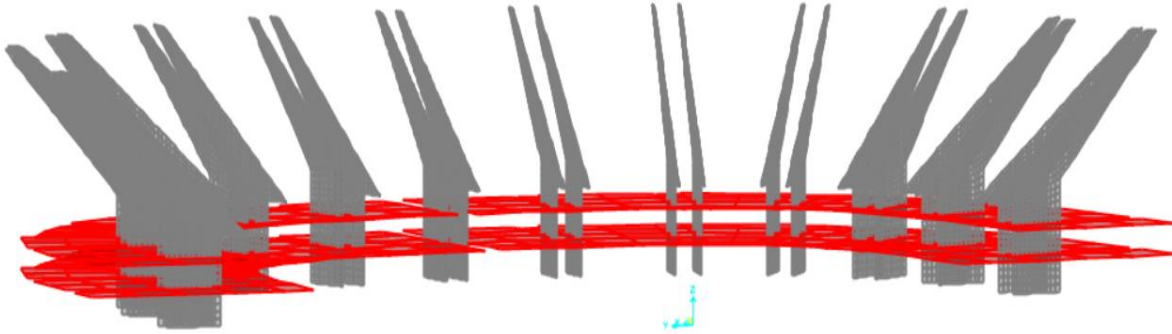


Figure IV-8 vue en 3D des dalle en U-Boot dans le modèle

IV.2.4 Les poteaux

En plus des voiles, la structure comporte également sur les deux premier niveaux (Sous-sol et RDC) des poteaux ayant des sections rectangulaires de dimensions (0,5m * 0,5m)

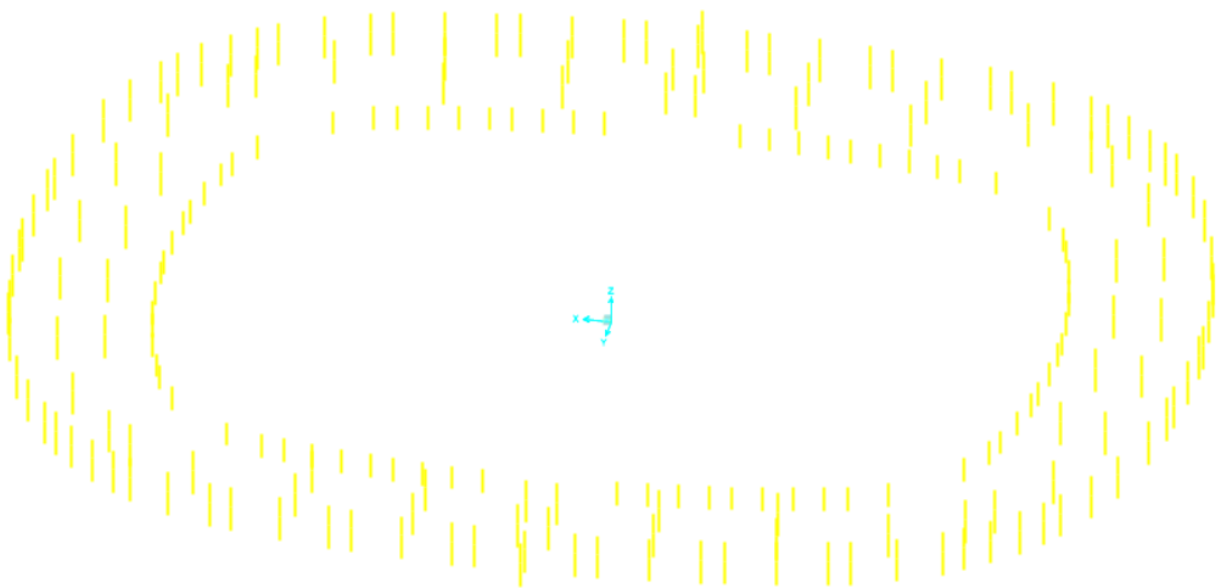


Figure IV-9 vue global en 3D de disposition des poteaux sur le model

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

IV.2.5 Les voiles périphériques

Vu que la structure du stade comporte des sous-sols, des voiles périphériques d'une épaisseur de 0,8m sont disposés sur toute la périphérie de la structure, afin de soutenir une hauteur totale de 9,12 m de sol. La figure suivante présente la disposition de ces voiles dans la structure.

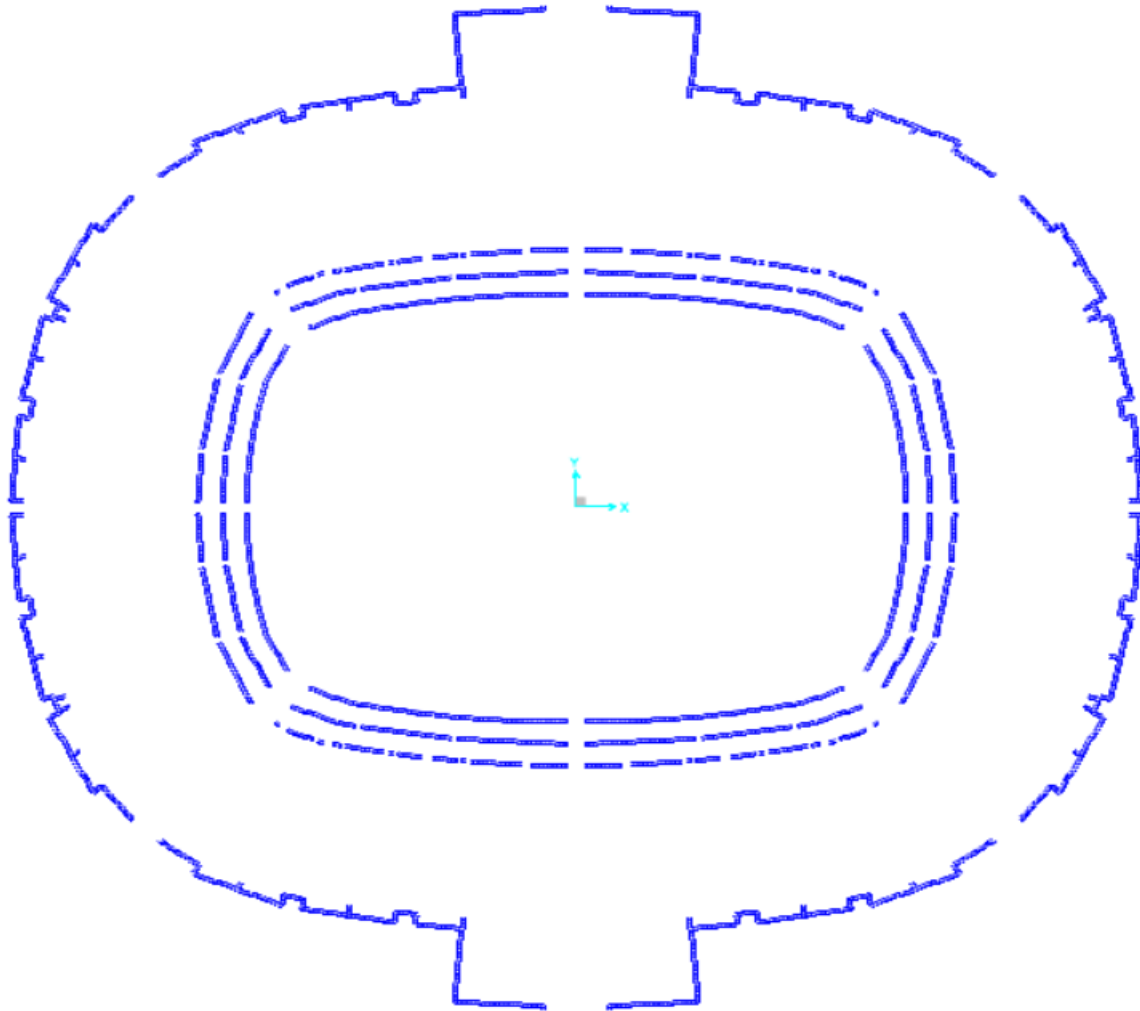


Figure IV-10 la disposition des voiles périphériques sue le model

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

IV.3 Modélisation de la structure en charpente métallique

Tel que déjà décrit dans le chapitre précédent, la toiture est principalement conçue par un système tridimensionnel en charpente métallique. Les détails de cette structure sont présentés sur le chapitre précédent.

La figure suivante présente une vue en plan de la toiture

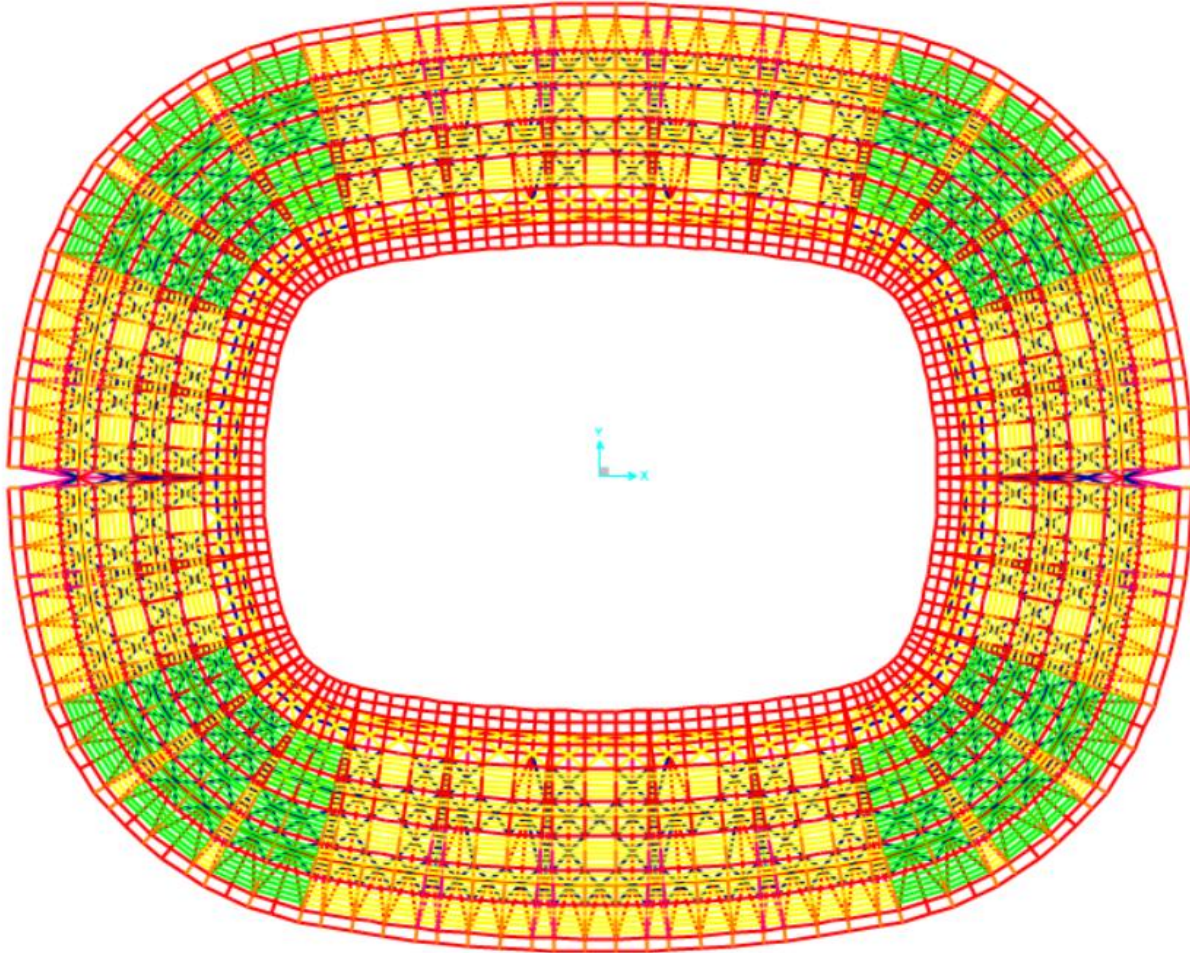


Figure IV-11 vue en plan de la toiture en charpente métallique

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

IV.3.1 Les poutres réticulaires spatiaux (principales et secondaires)

Après avoir modélisé la géométrie globale de la toiture, nous avons procédé à la définition des sections réels des poutres de la toiture. La quasi-totalité des éléments ont des sections tubulaires circulaires.

Une fois définies, ces sections sont assignées à leurs éléments conformément aux plans de la charpente métallique de la toiture.

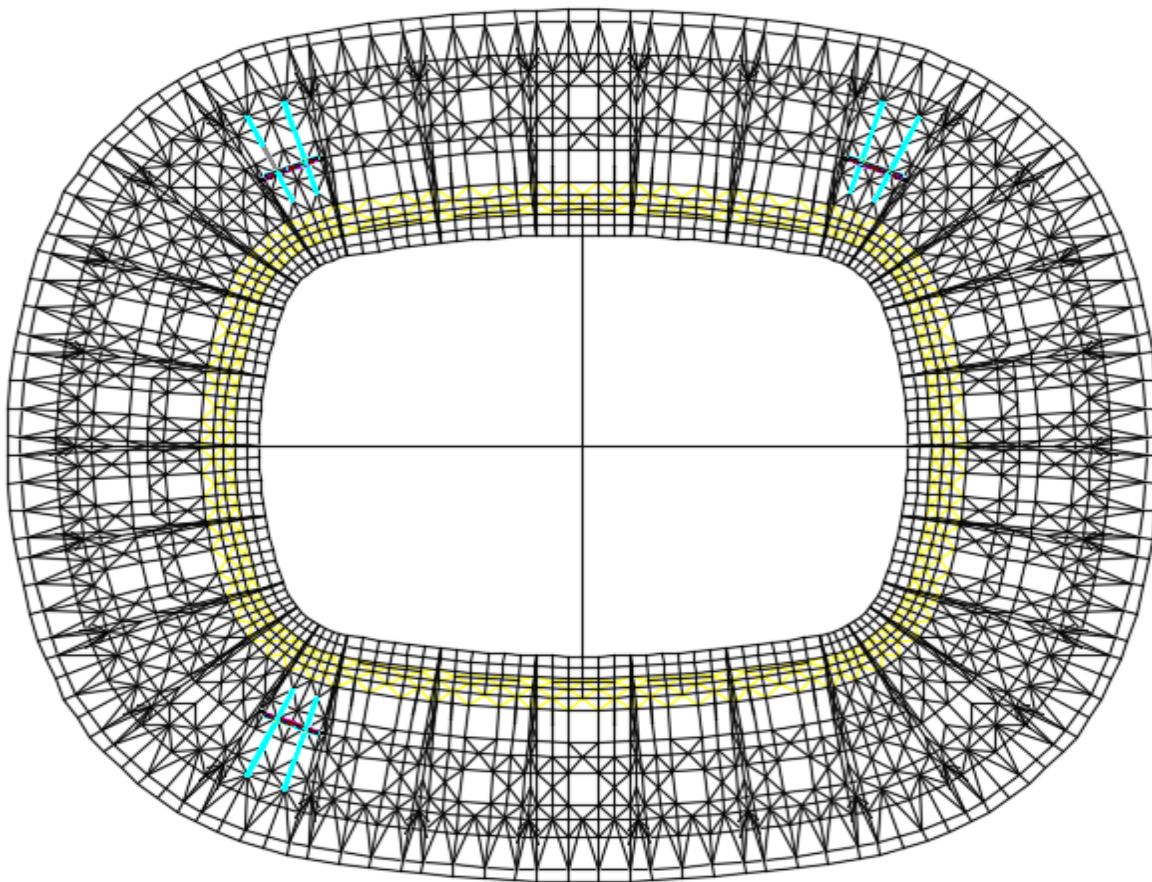


Figure IV-12 Vue en plan de la toiture métallique

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

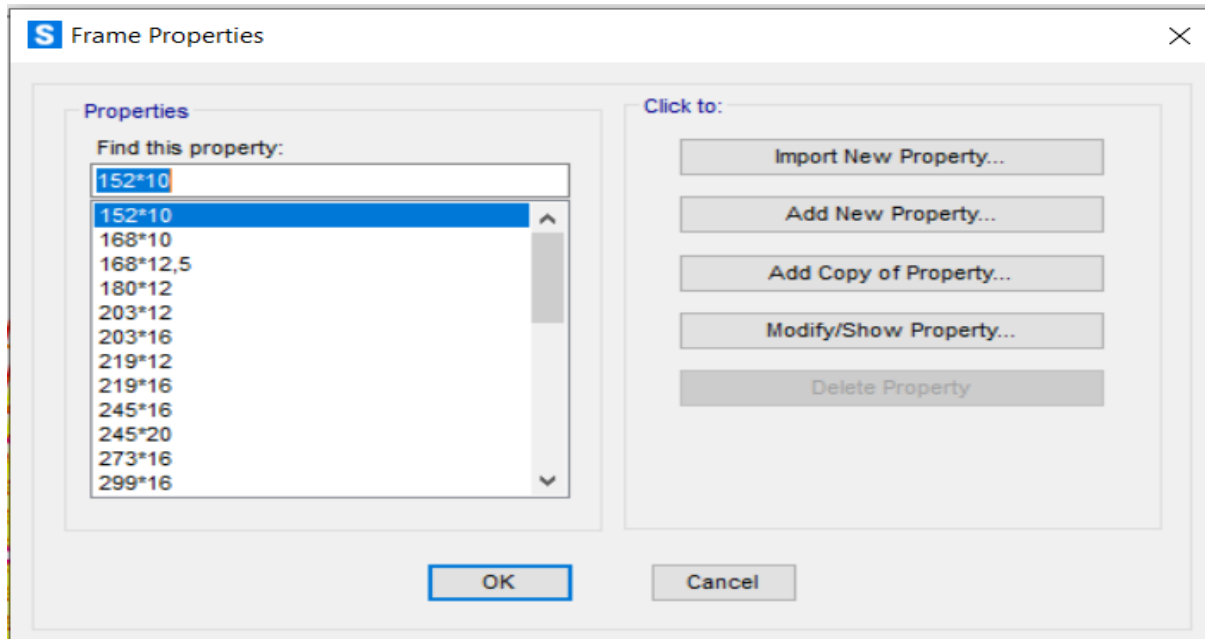


Figure IV-13 Les différents pipe

IV.3.2 Les Appuis

Afin d'absorber le mouvement latéral induit par les effets de chargement sismique, de vent et de dilatation thermique, la liaison entre la toiture en charpente métallique et la structure en béton armé sur la partie inférieure de cet ouvrage est assurée à travers un système d'appuis très particulier composé de plusieurs types, disposés d'une manière très judicieuse dans la structure afin de reprendre les déformations produites des différentes sollicitations. Les différents systèmes d'appuis utilisés sont définis comme suit :

- Système d'appui avec articulation, permettant les rotations ;
- Système d'appui permettant le déplacement unidirectionnel ;
- Système d'appui permettant le glissement bidirectionnel ;
- Système d'appui assurant la liaison entre les gradins permettant la résistance à la traction.

Lors de la modélisation, la considération de ces appuis a été faite par la bonne définition des degrés de liberté pour chaque système en utilisant l'option « release » du logiciel SAP2000. Chaque système d'appui ainsi que son équivalence en modélisation sont présentés sur les figures suivantes :

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

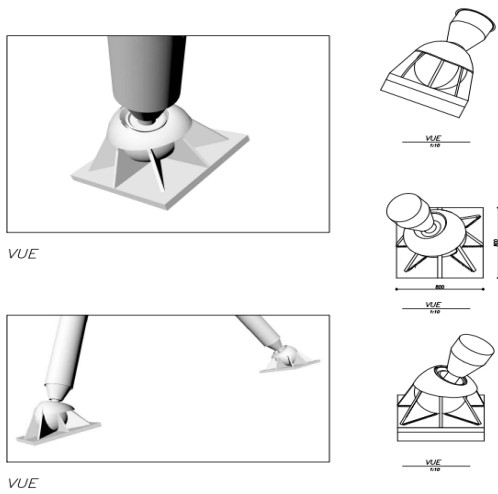


Figure IV-14 Appuis multidirectionnelle (bidirectionnel) type A

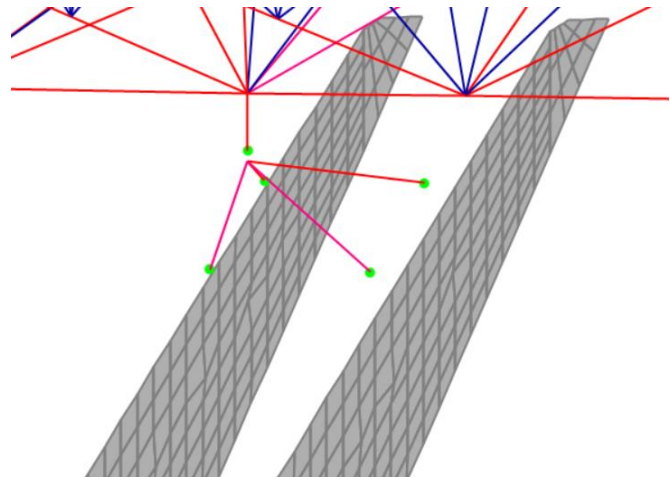


Figure IV-15 releases d'appui bidirectionnel

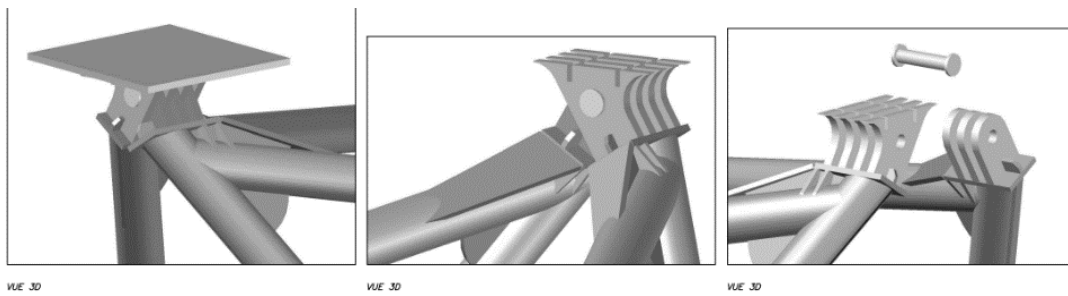


Figure IV-16 appareil d'appui

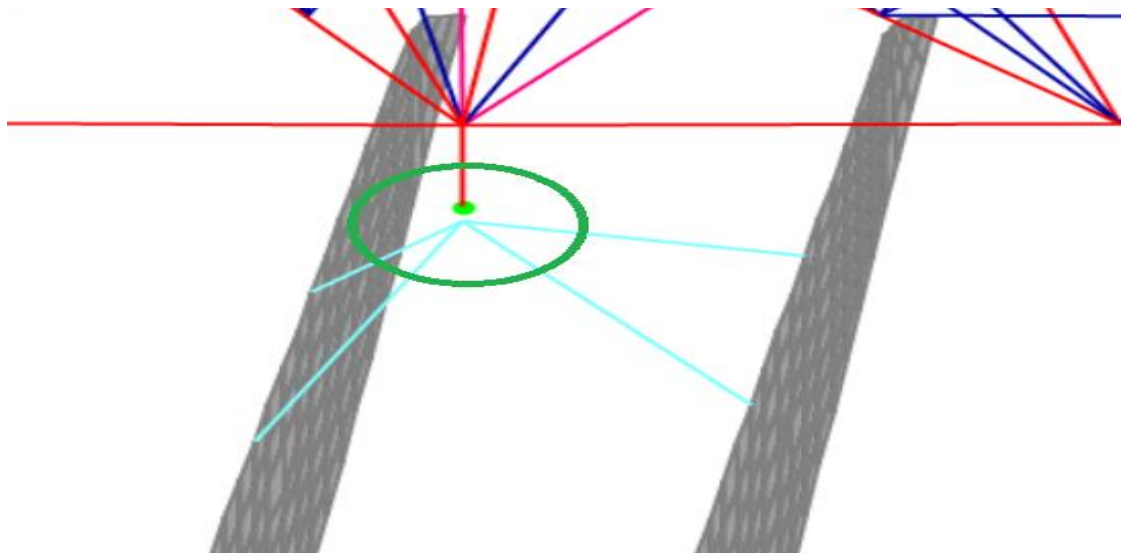


Figure IV-17 releases appareil d'appui

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

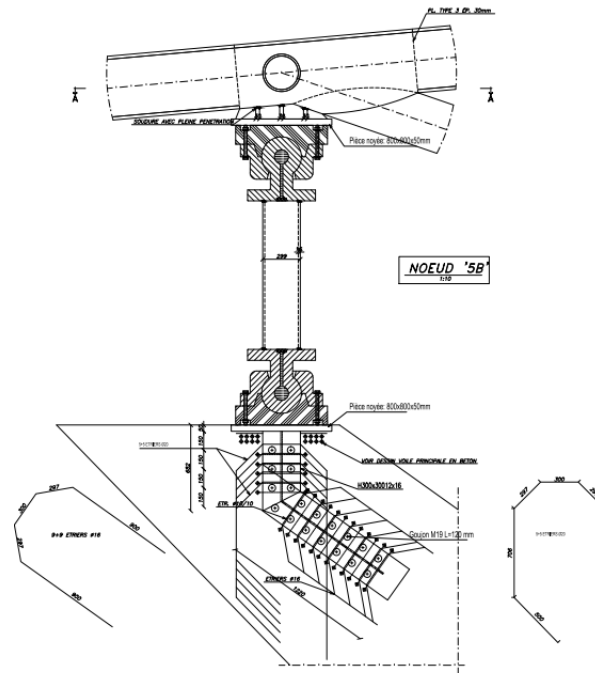


Figure IV-19 appuis articulé fixe parasismique

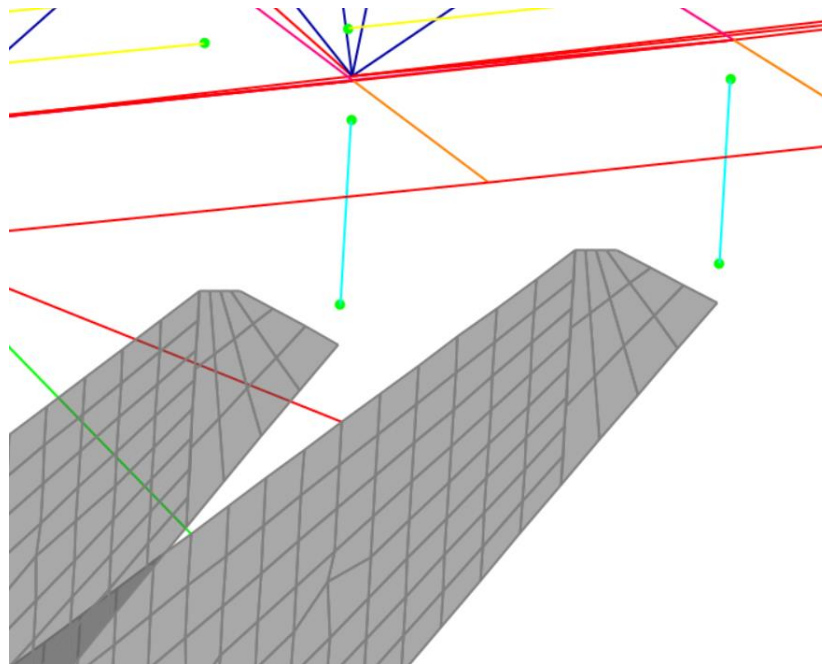


Figure IV-18 releases d'appui multidirectionnel type b

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

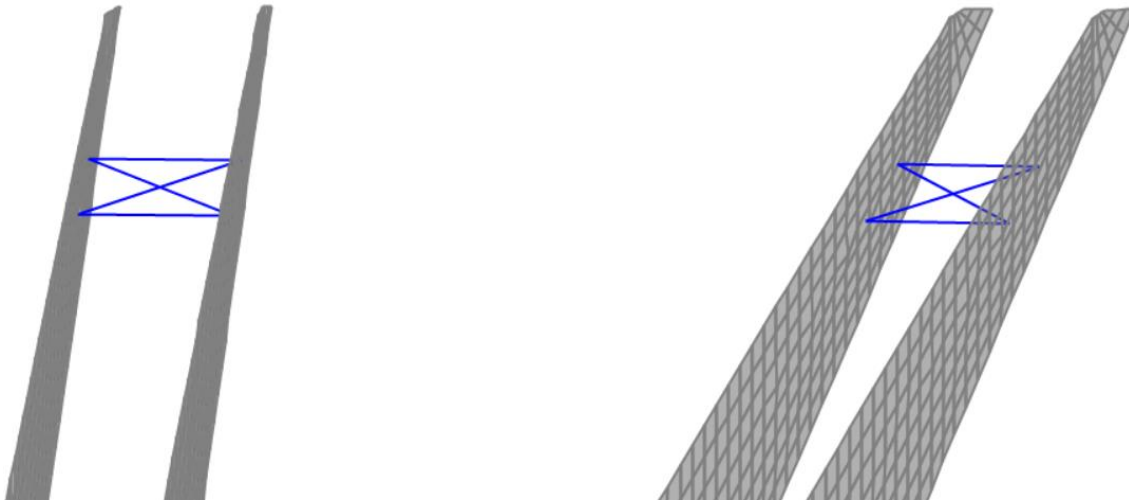


Figure IV-20 le socle de résistance à la traction

Il est à noter que d'autres systèmes d'appuis ont été disposés sous les dalles pour prévenir l'entrechoquement des parties en bétons armé, ces appuis non pas été considérés dans notre modélisation à défaut du manque de leurs informations techniques.

IV.3.3 Les pannes

Comme toute toiture en charpente métallique, l'ensemble des pannes sont en système articulé.

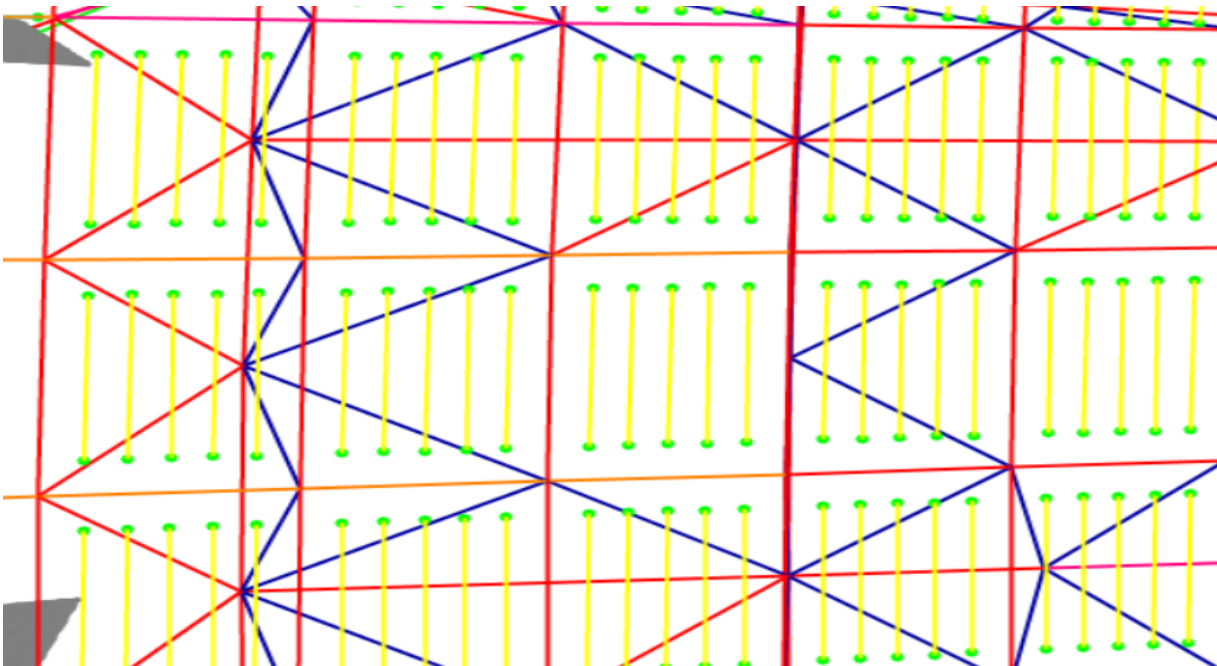


Figure IV-21 releases des pannes

Chapitre IV: Modélisation de la Structure

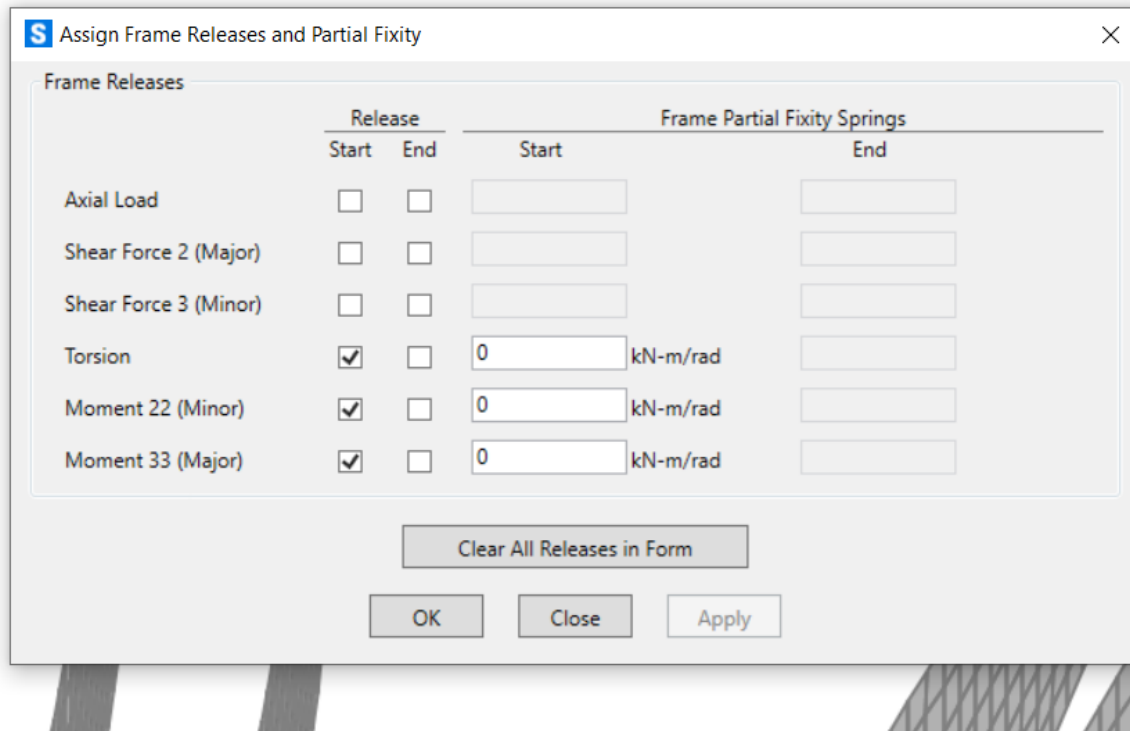


Figure IV-22 la commande releases pour les Appuis

IV.4 Modélisation de l'infrastructure

Tel que déjà décrit dans le chapitre de description structural, la solution adoptée pour le système des fondations est un radier général avec des pieux. Vu le manque du temps et que ce système est relativement usuel comme solution de fondation, nous n'avons fait le calcul de ces éléments.

V. Chapitre

Etude dynamique

Chapitre V: Etude dynamique

V.1 Introduction

Si la survenance des séismes est encore, pour une grande part, un phénomène imprévisible, on ne considère plus, depuis quelques années, comme une inéluctable fatalité, les catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuses pertes de vies humaines) qu'ils sont susceptibles de provoquer. De ce fait, le comportement des constructions, sous action dynamique, est devenu un chapitre de théorie des structures qu'aucun Ingénieur de génie civil ne peut ignorer.

D'une manière générale, il existe plusieurs méthodes pour considérer l'effet sismique dans un calcul structural, tels que la méthode statique équivalente, la méthode modal-spectrale ainsi que la méthode temporelle. Dans notre cas d'étude, nous utilisons la méthode dynamique modale spectrale. La première méthode ne peut être utilisée pour cette structure parce qu'elle ne répond pas aux conditions de son application.

V.2 Principe de la méthode

L'objectif de cette méthode est cherché pour chaque mode de vibration, le maximum des réponses engendrés dans la structure par l'application des forces sismiques par le biais d'un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir ces efforts

V.3 . Spectre de réponse de calcul (page 47, RPA99V2003)

L'action sismique est principalement appliquée en utilisant les formules du calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

(equation 4.13 p 49, RPA99V2003)

Avec

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

Chapitre V: Etude dynamique

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité

V.3.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul

Pour notre cas d'étude, les paramètres choisis pour le spectre de calcul sont donnés définis suit :

V.3.1.1 Coefficient d'accélération de zone A : (Tab 4.1 p 38, RPA99V2003)

Vu l'implantation du site et le groupe d'usage de l'ouvrage, la valeur de l'accélération de la zone est définie par :

Zone séismique III

Groupe d'usage 1B

Donc : **A = 0,30**

Table V-1 coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

V.3.1.2 Coefficient de comportement global de la structure R : (Tab 4.3 p 41, RPA99V2003)

L'ossature est principalement portée par des voiles, le choix du système de contreventement sera donc sur :

2	Voiles porteurs	3,5
---	-----------------	-----

Donc : **R = 3,5**

Chapitre V: Etude dynamique

V.3.1.3 Le pourcentage d'amortissement critique ξ : (Tab 4.2 P 38, RPA99V2003)

En fonction du matériau constitutif, du type de structure des remplissages, la valeur choisie sera de :

➤ Remplissage voiles $\Rightarrow \xi = 10\%$

V.3.1.4 Facteur de correction d'amortissement η : (Equation 4.3 P 38, RPA99V2003)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

$$\xi = 10\% \Rightarrow \eta = 0,76 > 0,7$$

V.3.1.5 périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T_1, T_2 (Tab 4.7 P 49, RPA99V2003)

Table V-2 périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Selon les données de la catégorie de site.

$$\text{Catégorie S}_3(\text{site meuble}) \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

V.3.1.6 Facteur de qualité Q : (Tab 4.4 P 44, RPA99V2003), (Equation 4.4 P 42, RPA99V2003)

Déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q ».

Chapitre V: Etude dynamique

Table V-3 valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Pour notre cas, les critères sont comme suivis :

Critère« q »	Sens-x	
	Observation	P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement.	Non observé	0,05
Redondance en plan.	Non observé	0,05
Régularité en plan.	Non observé	0,05
Régularité en élévation.	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux.	Observé	0
Contrôle de la qualité de l'exécution.	Observé	0
		$\sum_1^6 P_q = 0,2$

Compte la non-régularité en plan et en élévation.

Donc :

Le facteur de qualité : Q = 1,2

Chapitre V: Etude dynamique

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant les éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

V.3.1.7 Facteur d'amplification dynamique moyen D : (Equation 4.2 Pg 38 , RPA99V2003)

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

V.3.1.8 Estimation de la période fondamentale de la structure T : (Equation 4.6 Pg 45, RPA99V2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

Chapitre V: Etude dynamique

Table V-4 valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Pour notre structure, le coefficient C_T est selon le cas N°4 $\rightarrow C_T = 0,05$

Pour ce cas nous pouvons également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$T = \min \left(T_{\text{empirique}} = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 41,25 \text{ m}$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 245 \text{ m}$$

$$D_y = 207 \text{ m}$$

D'où, la période empirique (T) dans les deux directions, calculée par les deux formules est comme suit :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times h_N^{3/4} = 0,81 \text{ (s)}$$

- Suivant la direction (x-x) $T = 0,09 \frac{41,25}{\sqrt{245}} = 0,23 \text{ (s)}$

Chapitre V: Etude dynamique

- Suivant la direction (y-y) $T = 0,09 \frac{41,25}{\sqrt{207}} = 0,25$ (s)

Nous retenons donc :

- Sens (x-x) $\min (0,81$ (s) , $0,23$ (s)) = **0,23** (s)
- Sens (y-y) $\min (0,81$ (s), $0,25$ (s)) = **0,25** (s)

Calcul de D

- $D_x = 2,5 * 0,76 \left(\frac{0,5}{0,23} \right)^{2/3} = 3,18$ $T_2 0,5s \leq T_x = 0,23s \leq 3,0s$
- $D_y = 2,5 * 0,76 \left(\frac{0,5}{0,25} \right)^{2/3} = 5,22$ $T_2 0,5s \leq T_x = 0,25s \leq 3,0s$

V.3.1.9 Le poids de la structure W : (Equation 4.5 Pg 44, RPA99V2003)

Le poids de la structure « W » à considérer dans le calcul est défini par le règlement par la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau suivant :

Table V-5 valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Chapitre V: Etude dynamique

Nous avons choisi pour notre projet le 5^{ème} cas, avec une valeur $\beta = 0,6$

La figure suivante résume l'ensemble des valeurs utilisées pour la détermination du spectre de réponse de calcul utilisé dans notre cas d'étude

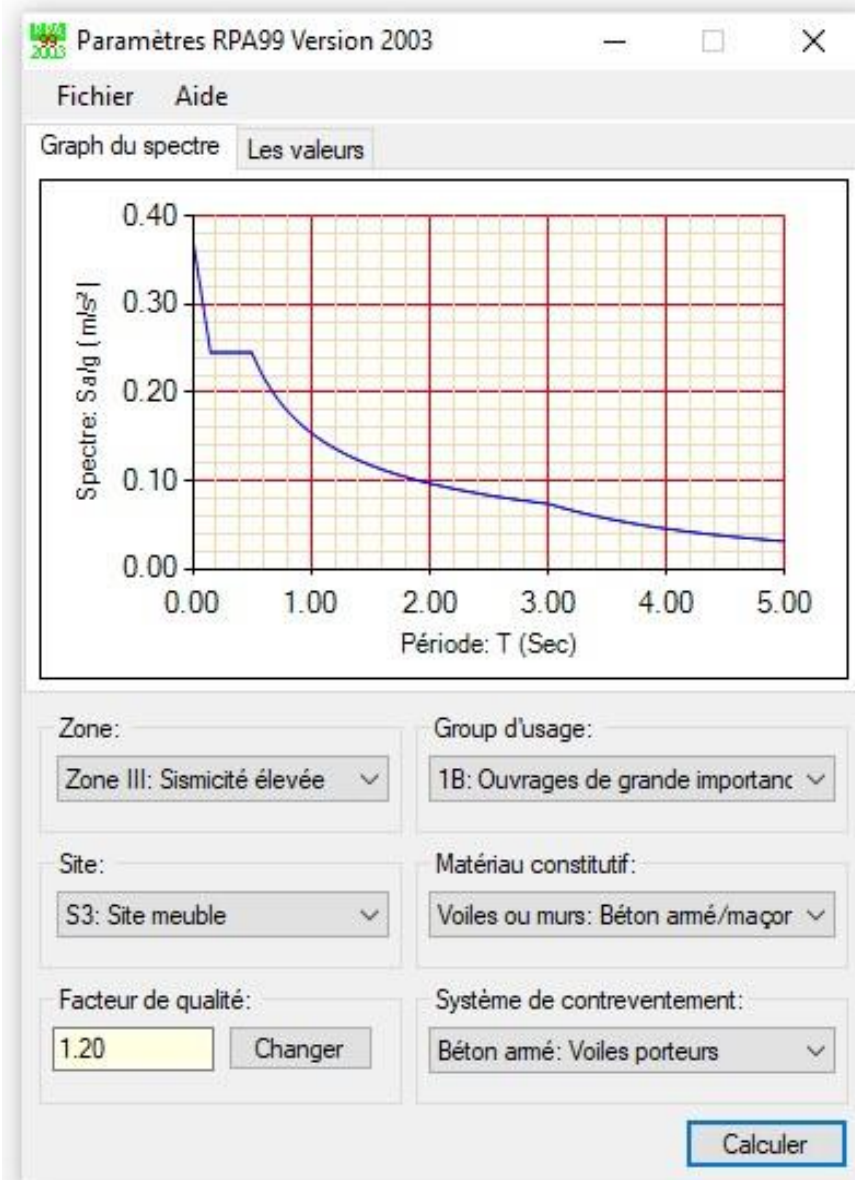


Figure V-1 Spectre de réponse [accélération (m/s²) période (s)]

Chapitre V: Etude dynamique

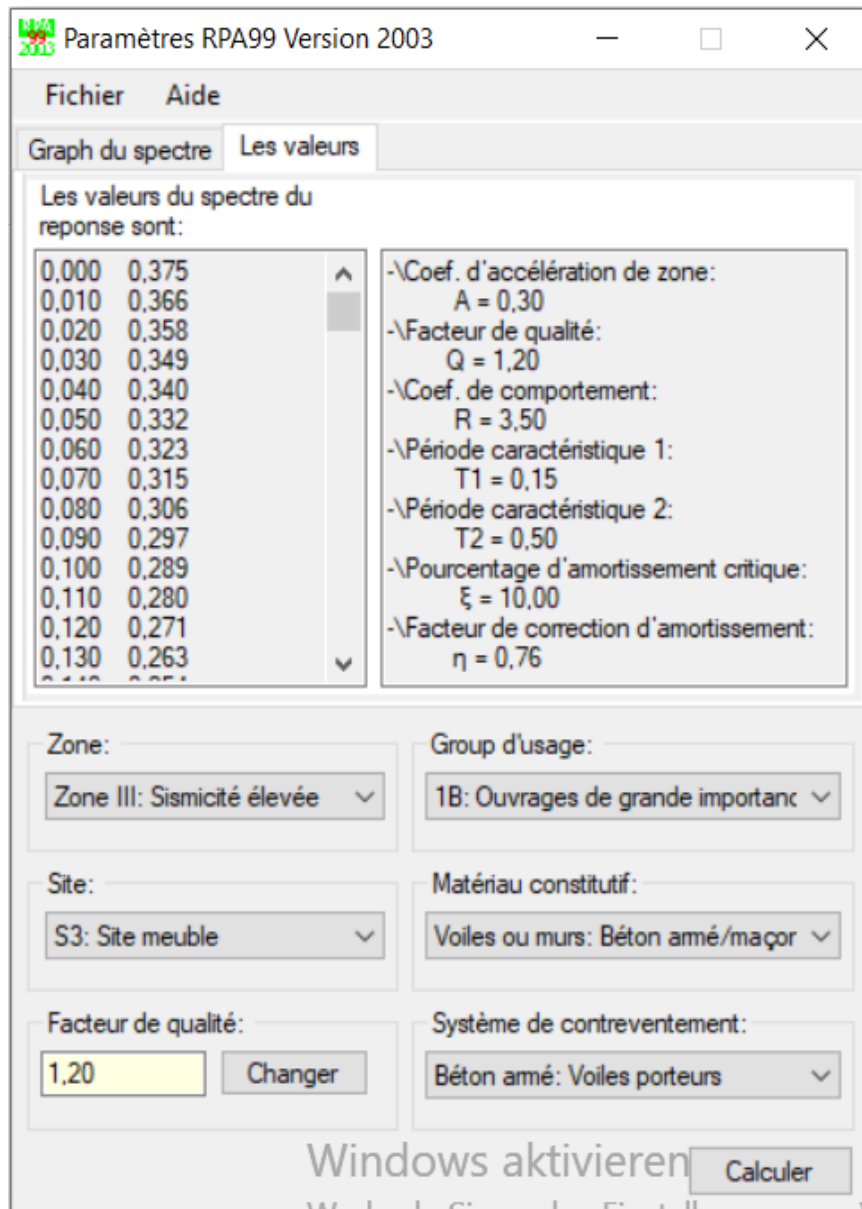


Figure V-2 Parametre de spectre

Chapitre V: Etude dynamique

V.4 Résultats de l'analyse dynamique de la structure :

V.4.1 Résultats de l'analyse modale :

Il est à noter que la structure du stade est caractérisée par la **flexibilité de sa toiture** conçue en charpente métallique par rapport à **l'importante rigidité latérale** en plans résultante du nombre considérables des voiles de contreventement. Par conséquent, la méthode des valeurs propres pour la détermination des périodes a été substituée par la méthode Ritz qui est beaucoup plus appropriée pour ce cas de figure. Plus d'informations sont données sur le chapitre XIX relatif à l'analyse modale du manuel référentiel d'analyses de CSI.

Table V-6 les résultats de l'analyse modale obtenus

Mode	N°	Période	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
		Sec	%	%	%	%	%	%
Mode	1	0.738671	0.00%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%	0.01%
Mode	2	0.725881	0.00%	1.39%	0.00%	0.00%	1.39%	0.01%
Mode	3	0.682377	0.82%	0.00%	0.00%	0.82%	1.39%	0.01%
Mode	4	0.665054	0.00%	0.00%	0.00%	0.82%	1.39%	0.01%
Mode	5	0.643334	0.00%	0.00%	0.05%	0.82%	1.39%	0.05%
Mode	6	0.631623	1.08%	0.00%	0.00%	1.89%	1.39%	0.05%
Mode	7	0.602965	0.00%	0.00%	0.00%	1.89%	1.39%	0.05%
Mode	8	0.577639	0.00%	1.08%	0.00%	1.89%	2.46%	0.05%
Mode	9	0.551073	0.00%	0.67%	0.00%	1.89%	3.13%	0.05%
Mode	10	0.527393	0.00%	0.01%	0.34%	1.89%	3.15%	0.39%
Mode	11	0.513697	2.62%	0.02%	0.00%	4.51%	3.16%	0.39%
Mode	12	0.504592	0.03%	1.94%	0.40%	4.54%	5.10%	0.79%
Mode	13	0.482195	0.00%	0.01%	0.00%	4.54%	5.10%	0.79%
Mode	14	0.478220	0.00%	4.89%	1.36%	4.54%	10.00%	2.15%
Mode	15	0.464144	0.00%	3.84%	1.05%	4.54%	13.83%	3.20%
Mode	16	0.460861	7.94%	0.00%	0.00%	12.47%	13.83%	3.20%
Mode	17	0.456529	0.00%	0.84%	0.33%	12.47%	14.67%	3.53%
Mode	18	0.443302	2.75%	0.00%	0.00%	15.23%	14.67%	3.53%
Mode	19	0.440364	0.00%	0.01%	0.00%	15.23%	14.69%	3.53%
Mode	20	0.426733	1.10%	0.05%	0.00%	16.33%	14.73%	3.53%
Mode	21	0.426194	0.04%	0.82%	0.02%	16.36%	15.55%	3.55%
Mode	22	0.420698	0.00%	0.02%	1.72%	16.37%	15.57%	5.27%
Mode	23	0.420066	0.00%	0.00%	0.00%	16.37%	15.57%	5.27%

Chapitre V: Etude dynamique

Mode	24	0.406002	0.00%	1.55%	0.02%	16.37%	17.12%	5.29%
Mode	25	0.396833	0.00%	0.00%	0.00%	16.37%	17.12%	5.29%
Mode	26	0.394542	0.00%	0.06%	0.15%	16.37%	17.18%	5.44%
Mode	27	0.389565	0.00%	0.04%	0.27%	16.37%	17.22%	5.70%
Mode	28	0.387140	0.00%	0.00%	0.00%	16.37%	17.22%	5.71%
Mode	29	0.384010	1.96%	0.00%	0.00%	18.33%	17.22%	5.71%
Mode	30	0.380612	0.00%	0.00%	0.02%	18.33%	17.22%	5.73%
Mode	31	0.379444	0.04%	0.00%	0.00%	18.37%	17.22%	5.73%
Mode	32	0.377685	0.00%	0.00%	0.00%	18.37%	17.22%	5.73%
Mode	33	0.372842	0.00%	0.00%	0.74%	18.37%	17.22%	6.46%
Mode	34	0.370333	0.00%	0.00%	0.32%	18.37%	17.22%	6.79%
Mode	35	0.369521	0.86%	0.00%	0.00%	19.23%	17.22%	6.79%
Mode	36	0.363906	0.00%	2.41%	0.00%	19.23%	19.63%	6.79%
Mode	37	0.360706	0.00%	0.00%	0.01%	19.23%	19.63%	6.79%
Mode	38	0.359091	0.00%	0.12%	0.01%	19.23%	19.75%	6.80%
Mode	39	0.352511	0.00%	0.05%	0.00%	19.23%	19.80%	6.80%
Mode	40	0.351400	0.00%	0.00%	0.02%	19.23%	19.80%	6.82%
Mode	41	0.351260	0.06%	0.00%	0.00%	19.29%	19.80%	6.82%
Mode	42	0.342746	0.69%	0.00%	0.00%	19.98%	19.80%	6.82%
Mode	43	0.341621	0.00%	0.00%	0.15%	19.98%	19.80%	6.98%
Mode	44	0.340926	0.00%	0.01%	0.01%	19.98%	19.81%	6.98%
Mode	45	0.338781	0.55%	0.00%	0.00%	20.52%	19.81%	6.98%
Mode	46	0.334493	0.00%	0.00%	3.16%	20.52%	19.81%	10.14%
Mode	47	0.329663	0.00%	0.00%	0.00%	20.52%	19.81%	10.14%
Mode	48	0.321239	0.00%	0.01%	0.07%	20.53%	19.82%	10.22%
Mode	49	0.311557	0.00%	0.00%	0.12%	20.53%	19.82%	10.33%
Mode	50	0.298701	0.07%	0.00%	0.00%	20.60%	19.82%	10.33%
Mode	51	0.293125	0.00%	0.20%	0.00%	20.60%	20.02%	10.33%
Mode	52	0.291146	0.01%	0.00%	0.00%	20.61%	20.02%	10.33%
Mode	53	0.281832	0.20%	0.00%	0.00%	20.81%	20.02%	10.33%
Mode	54	0.278392	0.00%	0.01%	0.00%	20.81%	20.03%	10.33%
Mode	55	0.276039	0.00%	0.00%	0.14%	20.81%	20.03%	10.48%
Mode	56	0.268069	0.01%	0.00%	0.07%	20.83%	20.03%	10.55%
Mode	57	0.265379	14.09%	0.00%	0.00%	34.91%	20.03%	10.55%
Mode	58	0.262195	0.00%	7.98%	0.00%	34.92%	28.01%	10.55%
Mode	59	0.256525	0.97%	0.00%	0.00%	35.88%	28.01%	10.55%
Mode	60	0.253954	0.00%	3.68%	0.00%	35.88%	31.70%	10.55%
Mode	61	0.247046	0.00%	0.00%	0.36%	35.88%	31.70%	10.91%
Mode	62	0.237216	0.34%	0.00%	0.01%	36.23%	31.70%	10.91%

Chapitre V: Etude dynamique

Mode	63	0.233506	0.01%	0.26%	0.00%	36.24%	31.96%	10.91%
Mode	64	0.232674	0.03%	0.01%	0.08%	36.27%	31.97%	10.99%
Mode	65	0.221495	0.05%	0.01%	0.06%	36.32%	31.98%	11.05%
Mode	66	0.216563	0.15%	0.07%	0.02%	36.47%	32.04%	11.07%
Mode	67	0.214812	0.05%	0.58%	0.00%	36.52%	32.62%	11.07%
Mode	68	0.206463	0.01%	1.31%	0.00%	36.53%	33.93%	11.07%
Mode	69	0.200047	0.45%	0.02%	0.05%	36.98%	33.95%	11.12%
Mode	70	0.196494	1.93%	0.00%	0.02%	38.91%	33.95%	11.14%
Mode	71	0.186540	0.63%	0.07%	0.05%	39.55%	34.02%	11.19%
Mode	72	0.182289	0.05%	1.99%	0.00%	39.60%	36.01%	11.20%
Mode	73	0.178159	0.36%	0.00%	0.17%	39.96%	36.01%	11.37%
Mode	74	0.171149	0.06%	3.95%	0.00%	40.01%	39.96%	11.37%
Mode	75	0.168452	2.75%	0.07%	0.07%	42.77%	40.03%	11.44%
Mode	76	0.163982	0.32%	0.00%	0.48%	43.09%	40.03%	11.92%
Mode	77	0.147824	1.08%	1.00%	0.09%	44.16%	41.03%	12.01%
Mode	78	0.146064	0.93%	1.70%	0.04%	45.09%	42.73%	12.05%
Mode	79	0.141044	0.48%	0.01%	1.65%	45.57%	42.74%	13.70%
Mode	80	0.132369	1.40%	3.87%	0.26%	46.97%	46.61%	13.96%
Mode	81	0.130708	3.12%	2.02%	0.25%	50.09%	48.62%	14.21%
Mode	82	0.125448	0.70%	0.04%	4.25%	50.79%	48.66%	18.45%
Mode	83	0.116837	0.26%	9.17%	0.14%	51.05%	57.82%	18.59%
Mode	84	0.114458	4.91%	0.53%	1.64%	55.96%	58.35%	20.23%
Mode	85	0.111500	1.18%	0.01%	6.06%	57.14%	58.36%	26.29%
Mode	86	0.102823	0.04%	3.30%	0.03%	57.17%	61.66%	26.32%
Mode	87	0.095253	3.66%	0.01%	0.86%	60.84%	61.67%	27.17%
Mode	88	0.091507	0.41%	0.00%	8.00%	61.24%	61.67%	35.17%
Mode	89	0.075625	15.46%	0.01%	0.28%	76.70%	61.68%	35.45%
Mode	90	0.071344	0.43%	4.00%	9.94%	77.14%	65.68%	45.38%
Mode	91	0.071012	0.05%	9.35%	4.73%	77.19%	75.03%	50.12%
Mode	92	0.060350	11.73%	0.31%	0.84%	88.92%	75.34%	50.96%
Mode	93	0.058654	0.31%	12.87%	0.15%	89.23%	88.21%	51.11%
Mode	94	0.056943	0.34%	0.17%	16.92%	89.57%	88.38%	68.03%
Mode	95	0.043016	0.09%	5.55%	0.04%	89.66%	93.93%	68.07%
Mode	96	0.041442	4.37%	0.10%	0.26%	94.03%	94.03%	68.33%
Mode	97	0.037882	0.08%	0.00%	10.24%	94.11%	94.04%	78.57%
Mode	98	0.020186	0.09%	3.62%	0.03%	94.20%	97.66%	78.60%
Mode	99	0.019648	3.44%	0.09%	0.15%	97.64%	97.75%	78.75%
Mode	100	0.017545	0.03%	0.00%	15.32%	97.68%	97.75%	94.07%

Chapitre V: Etude dynamique

Afin d'avoir une meilleure compréhension sur la réponse modale de la structure, en ce qui suit quelques figures sur les principaux modes enregistrés du modèle numérique :

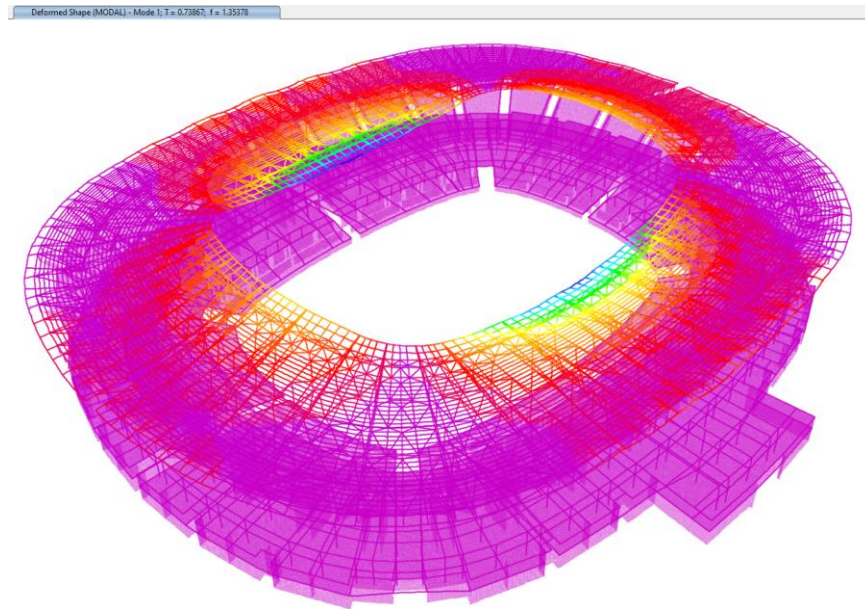


Figure V-3 Mode 1

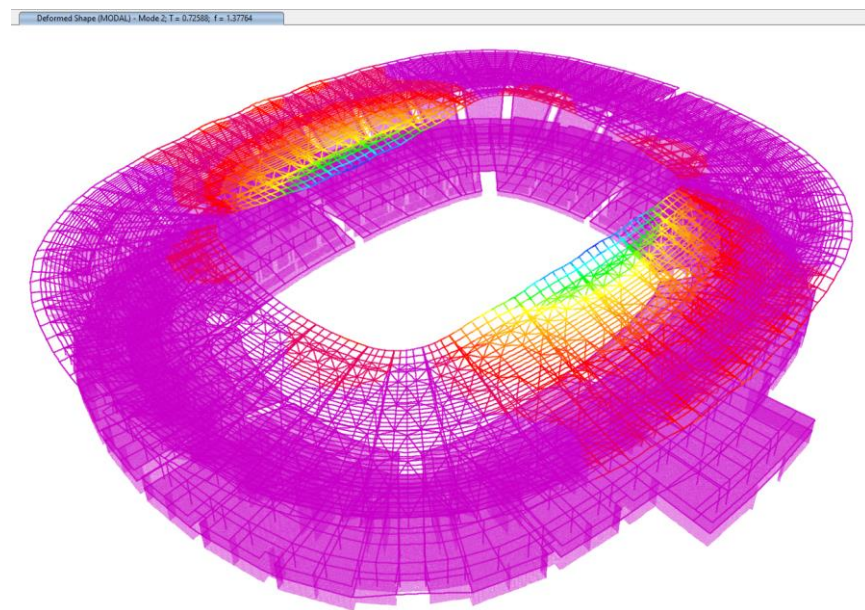


Figure V-4 Mode 2

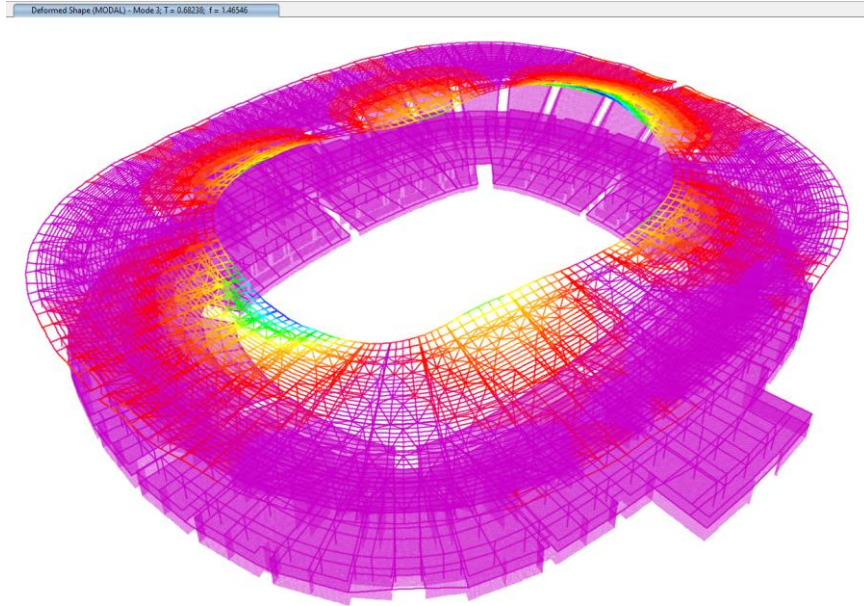


Figure V-5 Mode 3

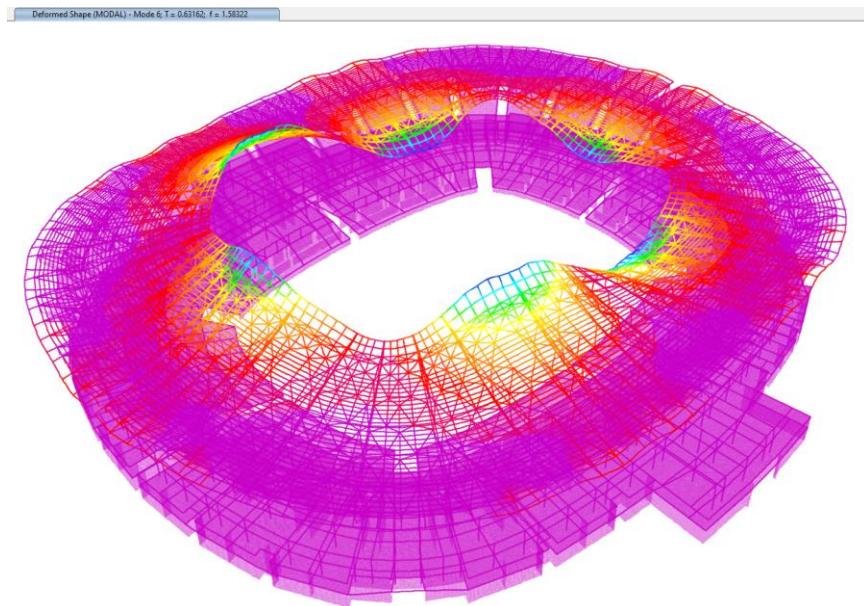


Figure V-6 Mode 6

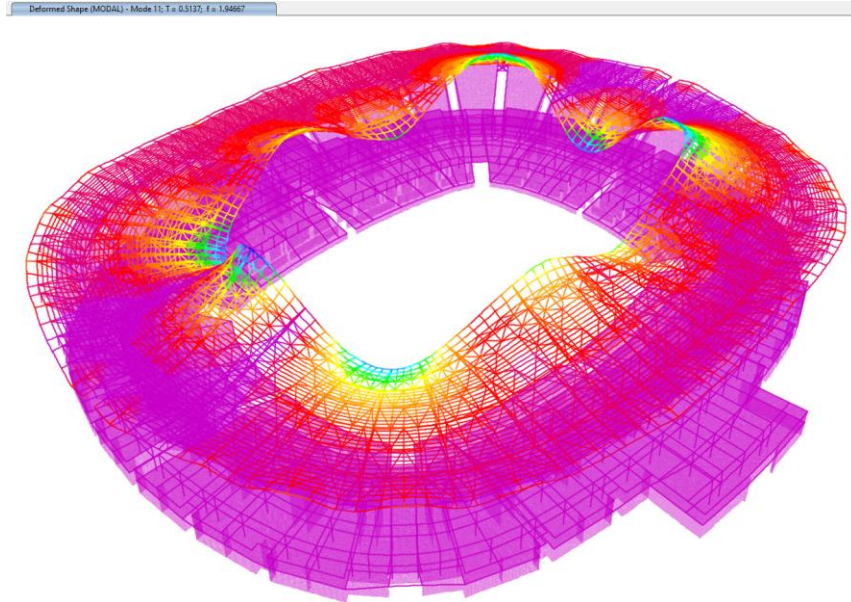


Figure V-7 Mode 11

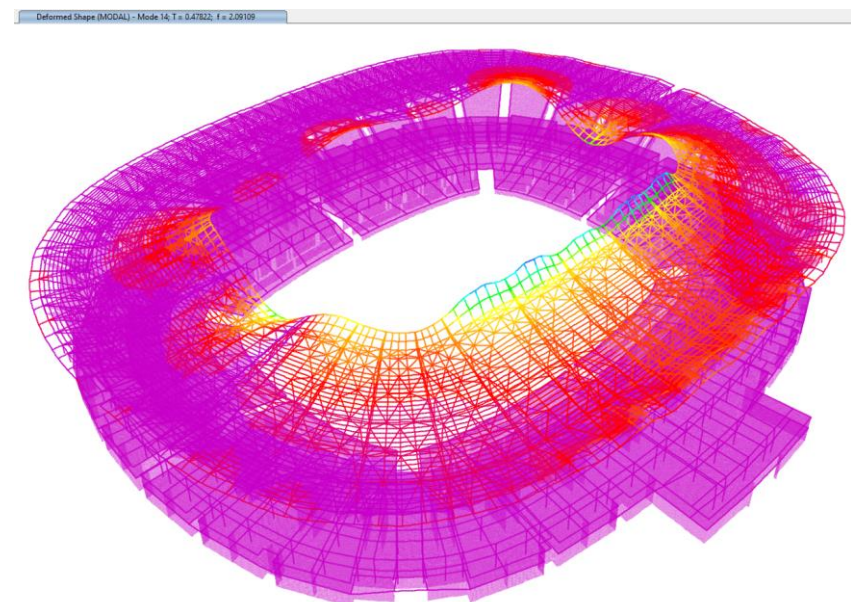


Figure V-8 Mode 14

Chapitre V: Etude dynamique

Deformed Shape (MODAL) - Mode 16; T = 0.46086; f = 2.16985

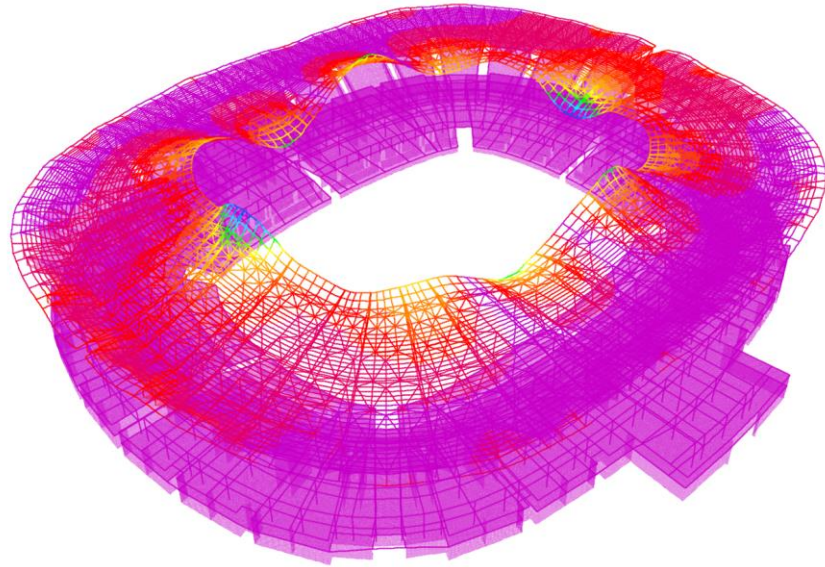


Figure V-9 Mode 16

Deformed Shape (MODAL) - Mode 57; T = 0.26538; f = 3.76819

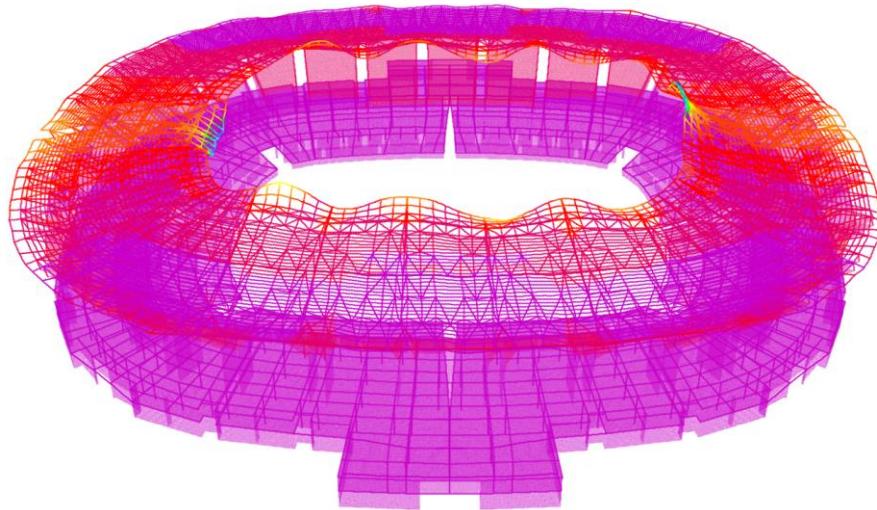


Figure V-10 Mode 57

Chapitre V: Etude dynamique

A partir des résultats obtenus sur le tableau des modes propres ainsi que les figures, nous pouvons conclure les constatations suivantes :

- Le nombre total des modes est judicieusement bien choisi, car le taux minimum de participation massique a atteint les 90% suivant les 3 directions X, Y et Z au 100^{ème} mode ;
- La réponse modale enregistrée sur la quasi-totalité des modes est principalement celle de la toiture, causé par l'importance de rigidité de la structure en béton armé par rapport à celle de la structure métallique du toit ;
- Vu l'importance de la réponse verticale modale, la composante sismique verticale est considérée dans le calcul et vérification de la résistance des éléments ;

V.4.2 Vérification des réactions à la base :

La vérification des réactions à la base est principalement faite en utilisant la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

$$W = 599\,0973.6 \text{ kN} ; R = 3,5 ; D_x = D_y = 1,91 ; Q = 1,2 ; A = 0,30.$$

On a:

$$V^{x,y} = 117\,655.7 \text{ KN} \Rightarrow 0,8V^x = 94\,124 \text{ KN}$$

Alors que les résultats obtenus par le modèle numérique de calcul sous actions sismiques sont :

$$\begin{cases} F_x = 35\,400 \text{ kN} \\ F_y = 34\,226 \text{ kN} \end{cases}$$

Vu que les réactions obtenues par la méthode spectrale sont inférieures à 80% des réactions obtenues par la méthode statique équivalente, les rapport d'amplifications des actions sismiques sont les suivants :

$$\begin{cases} R_x = 2.66 \\ R_y = 2.75 \end{cases}$$

Sur la base de ces résultats l'ensemble des résultats sismiques seront amplifier par ces rapports dans la suite des calculs.

Chapitre V: Etude dynamique

V.4.3 Vérification des déplacements :

Les figures suivantes montrent le déplacement global de la structure sous les 3 composantes sismiques :

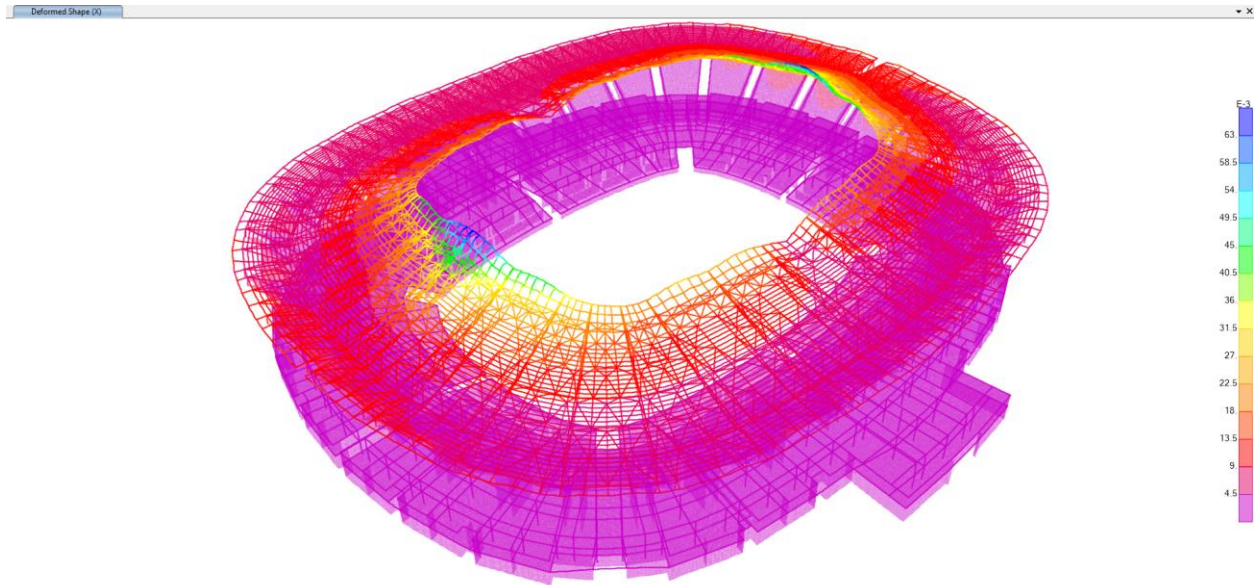


Figure V-11 Déplacement sous l'action Ex (max = 11.37 cm) au niveau de la toiture

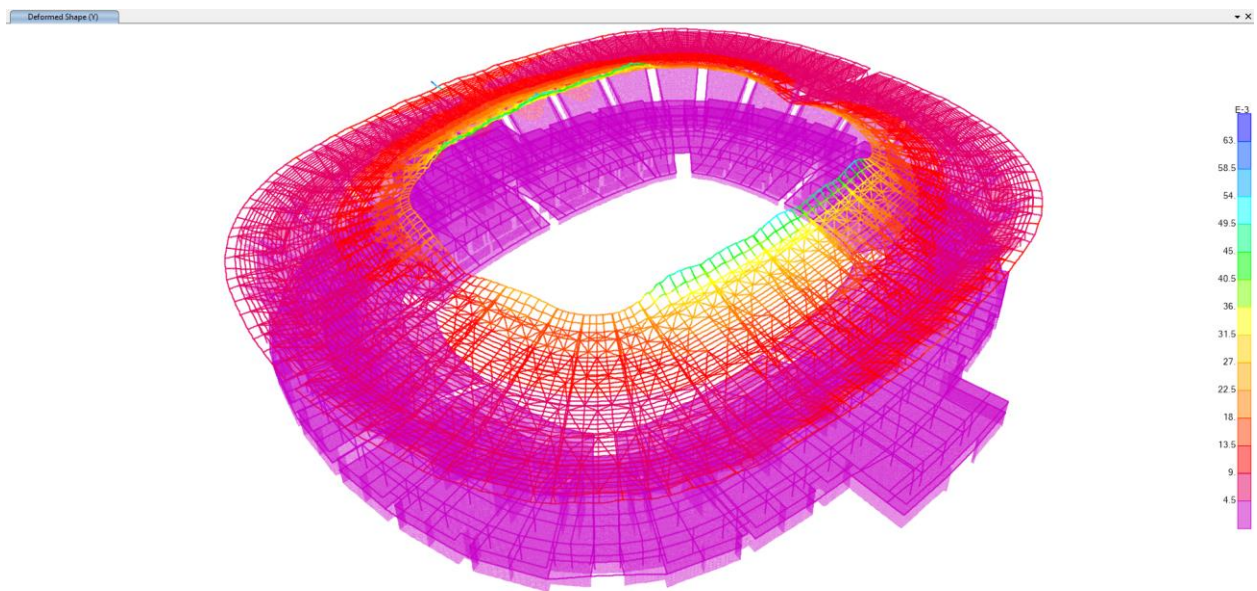


Figure V-12 Déplacement sous l'action Ey (max = 10.5 cm) au niveau de la toiture

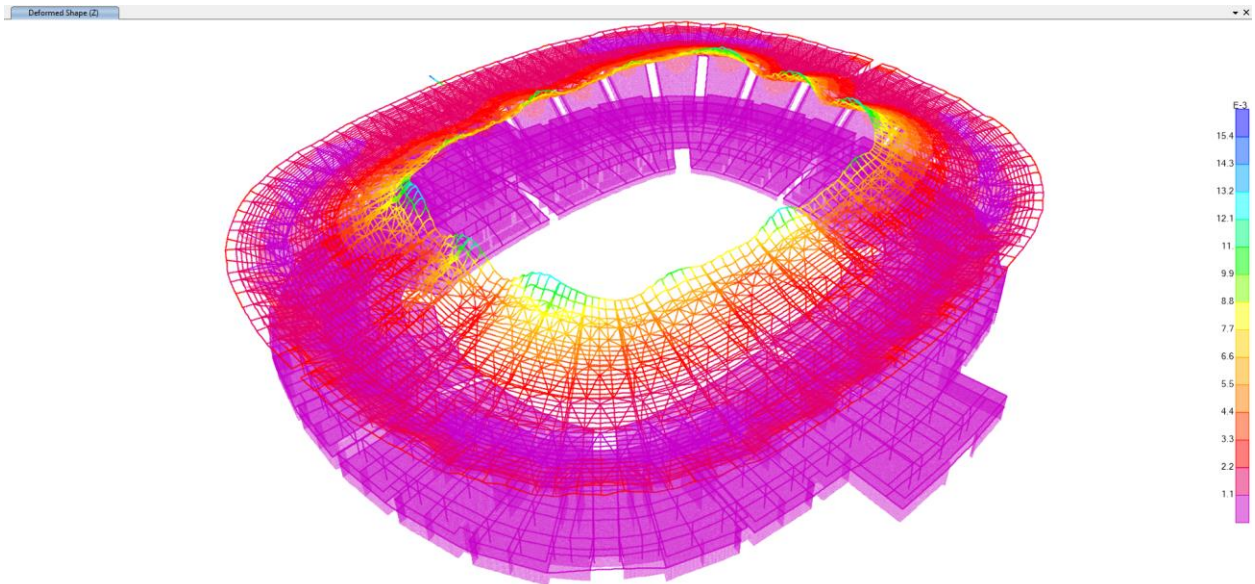


Figure V-13 Déplacement sous l'action Ez (max = 11.3 cm) au niveau de la toiture

Les valeurs de déplacements enregistrées sur la structure sous l'action sismique restent très faibles par rapport à l'ampleur de la structure.

Une autre vérification des déplacements a été faite sous la charge du vent appliquée sur la toiture, les résultats sont présentés sur les figures suivantes :

Chapitre V: Etude dynamique

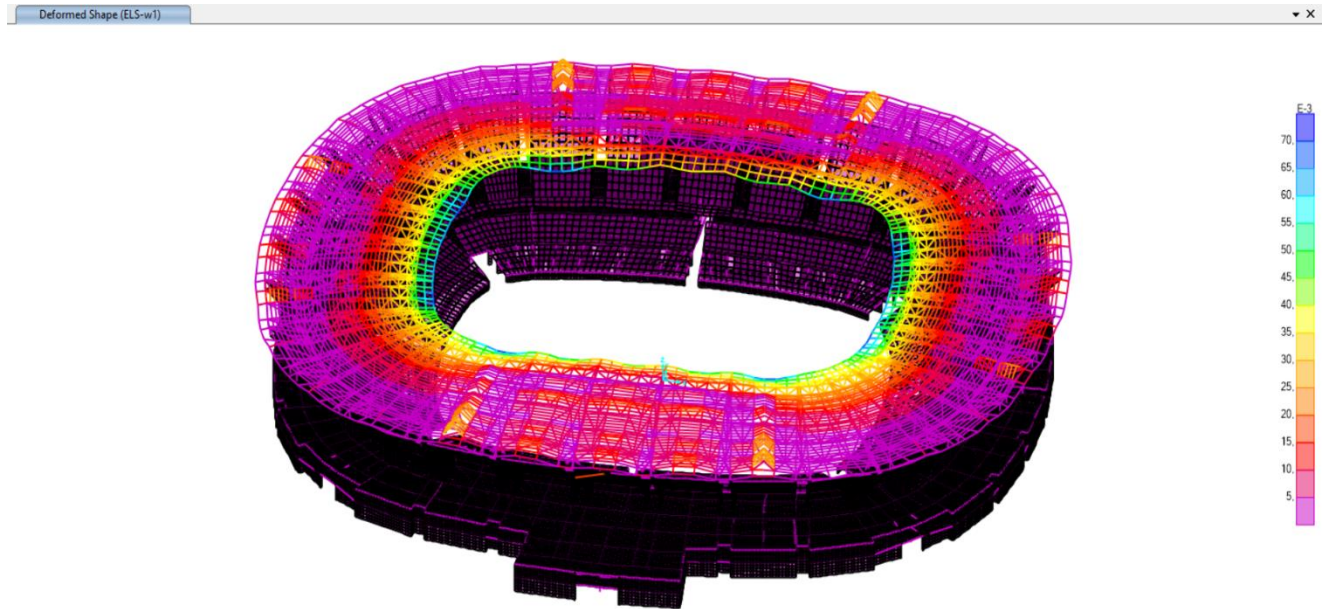


Figure V-14 déplacement sous l'action de vent W1(max=6,9cm) au niveau de la toiture

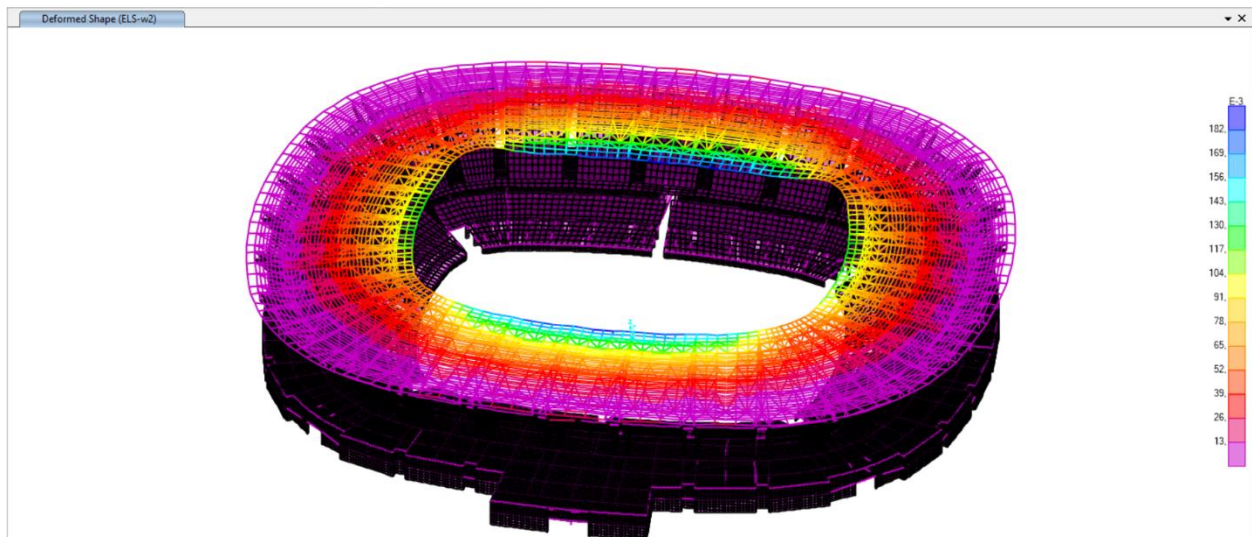


Figure V-15 Figure V 14 déplacement sous l'action de vent W2(max=18,5cm) au niveau de la toiture

Chapitre V: Etude dynamique

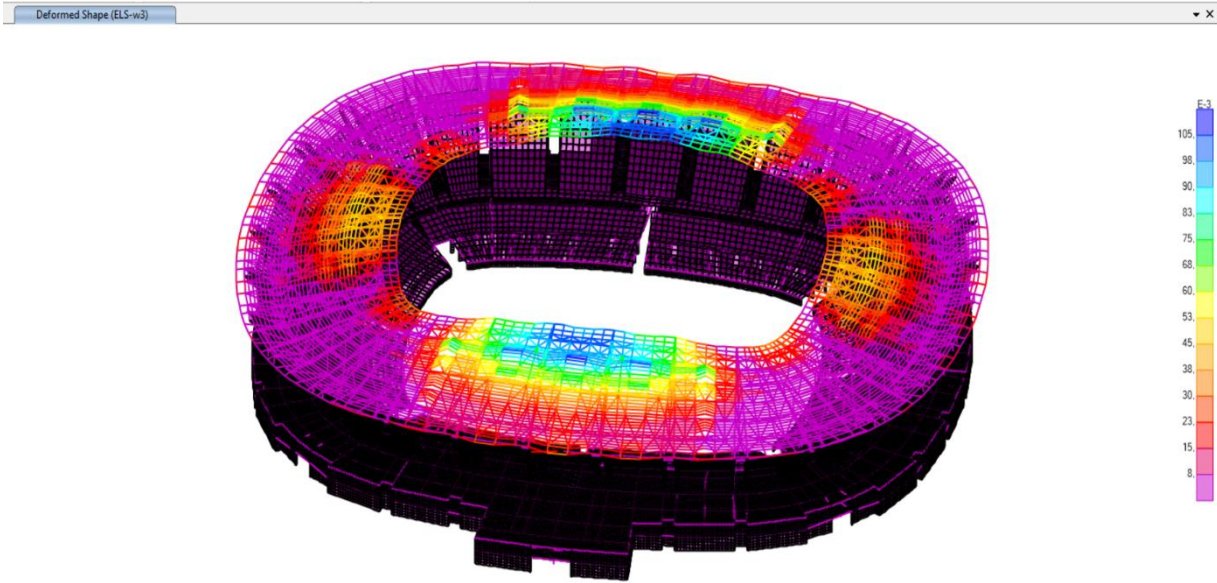


Figure V-16 Figure V 14 déplacement sous l'action de vent W3(max=10,7cm) au niveau de la toiture

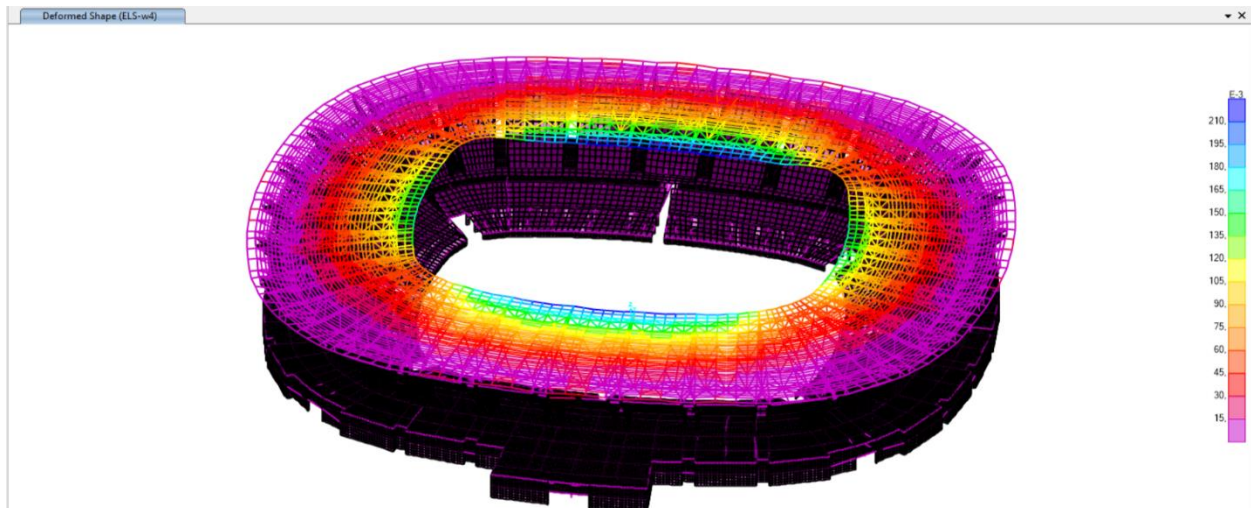


Figure V-17 Figure V 14 déplacement sous l'action de vent W4(max=22,2cm) au niveau de la toiture

Chapitre V: Etude dynamique

La valeur maximale du déplacement de la toiture est de 22,2 cm, qui est inférieur à la valeur limitée définie par le code CCM97.

VI Chapitre
Calcul et Vérification des éléments Structuraux
et des Assemblages

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants est fait conformément aux règlements en vigueur en Algérie, en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 version 2003. Notre structure en Béton est composée essentiellement de quatre éléments structuraux, à savoir :

- Les voiles porteurs
- Les poteaux
- Les Dalles U-Boot
- Les poutres

VI.2 Ferrailage des voiles

VI.2.1 Introduction

Les voiles sont des éléments en béton armé caractérisés par leur dimension importante en plan par rapport à leur épaisseur faible en hors plan. La méthode utilisée pour le calcul du ferrailage des voiles est celle connue par la méthode des contraintes. Cette dernière est exposée dans les paragraphes suivants:

VI.2.2 Recommandations réglementaires :

VI.2.2.1 Armatures verticales:

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes : (conformément au règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003) :

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de $(0,2\% \cdot L_t \cdot e)$.
Avec :
 - L_t : longueur de la zone tendue
 - E : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement (ST) doit être inférieur à l'épaisseur du voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur $L/10$ dans les zones extrêmes.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

VI.2.2.2 Armatures horizontales:

Elles sont destinées à reprendre les efforts de cisaillement dans le sens de longueur du voile, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10Φ . La section d'armature est donnée par :

$$\mathbf{AH = 0.15 \% B}$$

VI.2.2.3 Armatures transversals:

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au nombre de 4 épingles par 1 m^2 au moins.

VI.2.2.4 Armatures de couture:

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture, dont la section doit être calculée par la formule :

$$\mathbf{Avj = 1,1 \times \frac{T}{f_e}}$$

Avec : $\mathbf{T=1,4 \times Vu}$ \mathbf{Vu} : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dû aux moments de renversement.

VI.2.2.5 Règles communes :

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :

- $A_{min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.
- $A_{min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante.

On prend généralement $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1,5e ; 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\Phi < l/10$.

Longueur de recouvrement :

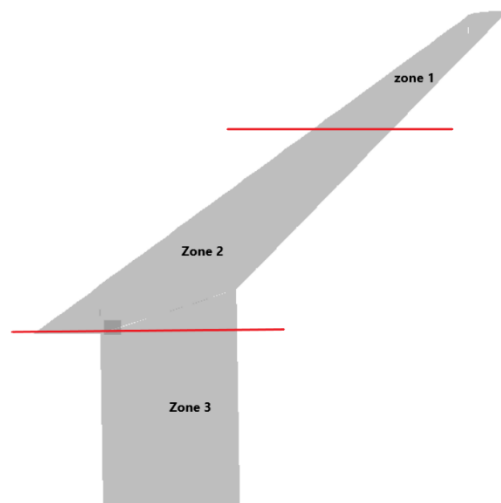
- $L_r = 40 \Phi$ « zone tendue ».
- $L_r = 20 \Phi$ « zone comprimé ».

VI.2.3 Sollicitations dans les voiles :

Le calcul de ferrailage par la méthode des contraintes.

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000. Trois zones sont distinguées pour le ferrailage du voile, les résultats sont présentés dans les figures suivantes :

Zone	Z (m)
1	0 a 12,12
2	12,12 a 26
3	26 a 34,12



Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

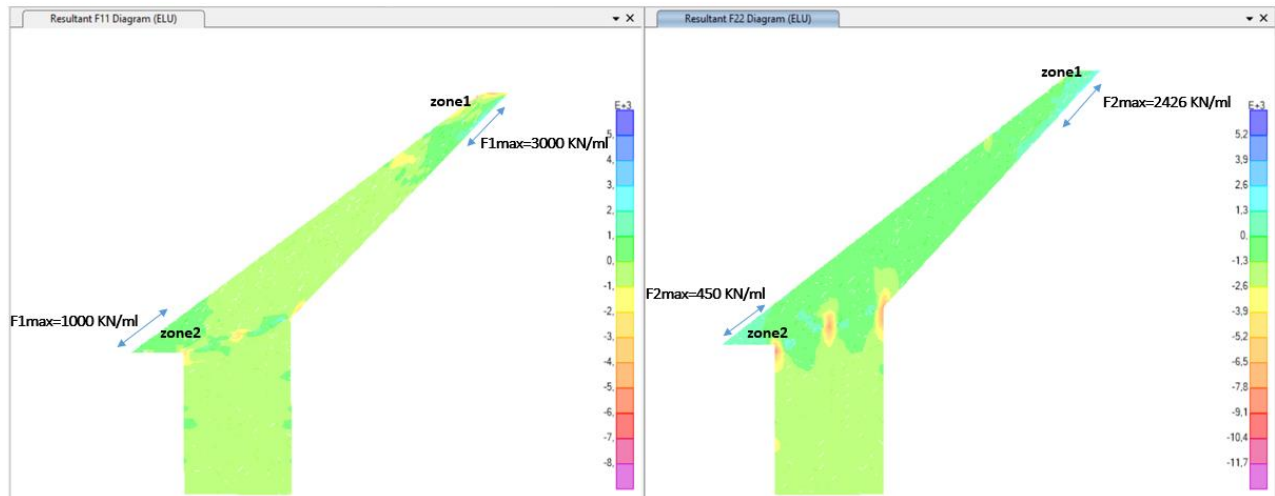


Figure VI-2 Effort Normal interne maximale en KN dans le sens horizontal F11 et verticale F22 sous la combinaison ELU

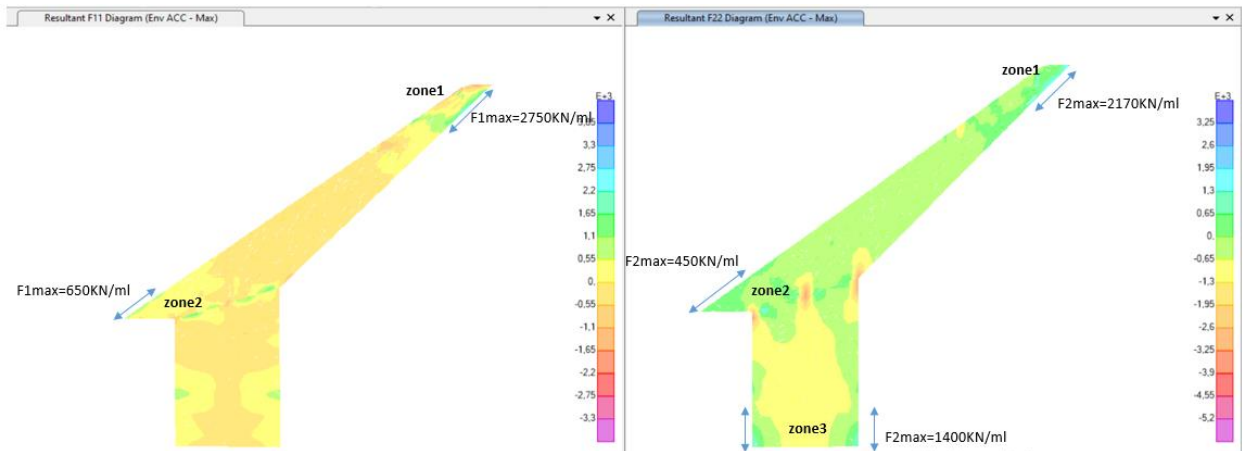


Figure VI-1 Effort Normal interne maximale en KN dans le sens horizontal F11 et verticale F22 sous la combinaison ELA

Table VI-1 les valeurs maximales de l'effort Normal

Effort Normal maximale	ELU	ELA	Zone
F11 kN/ml	3000	2750	1
F22 kN/ml	2426	2170	

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

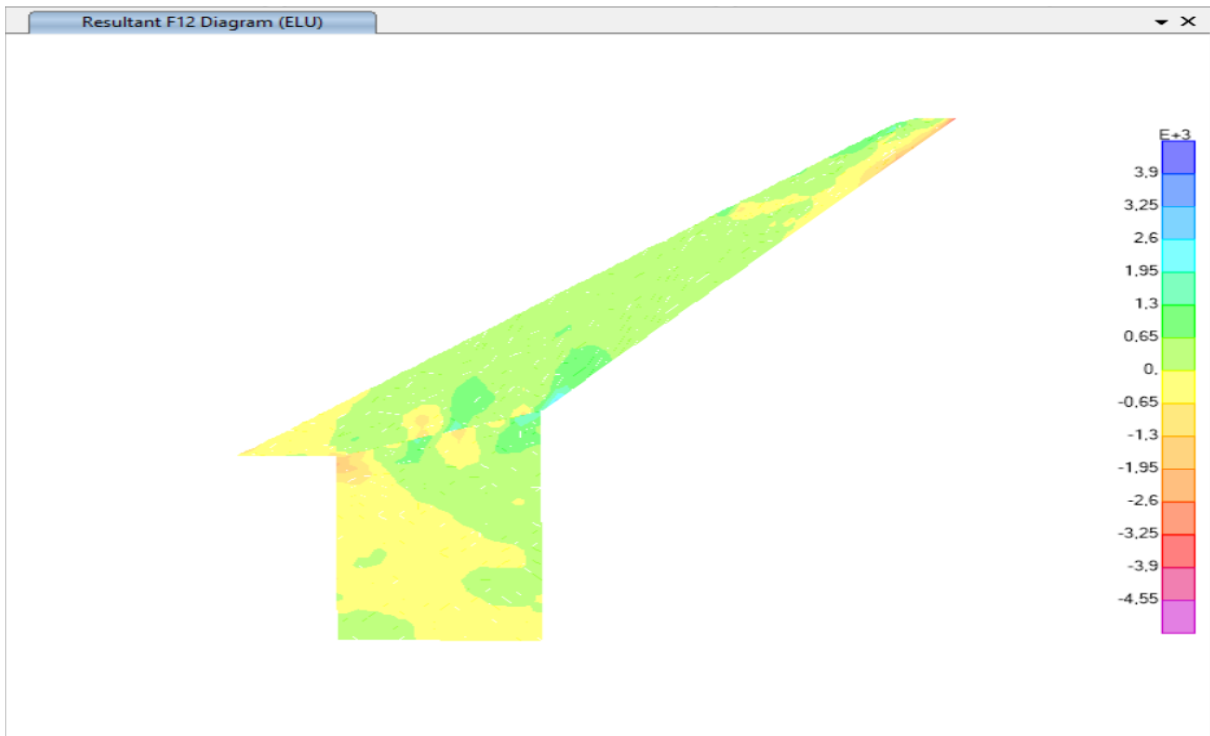


Figure VI-4 effort tangent F12 dans le plan du voile sous la combinaison ELU

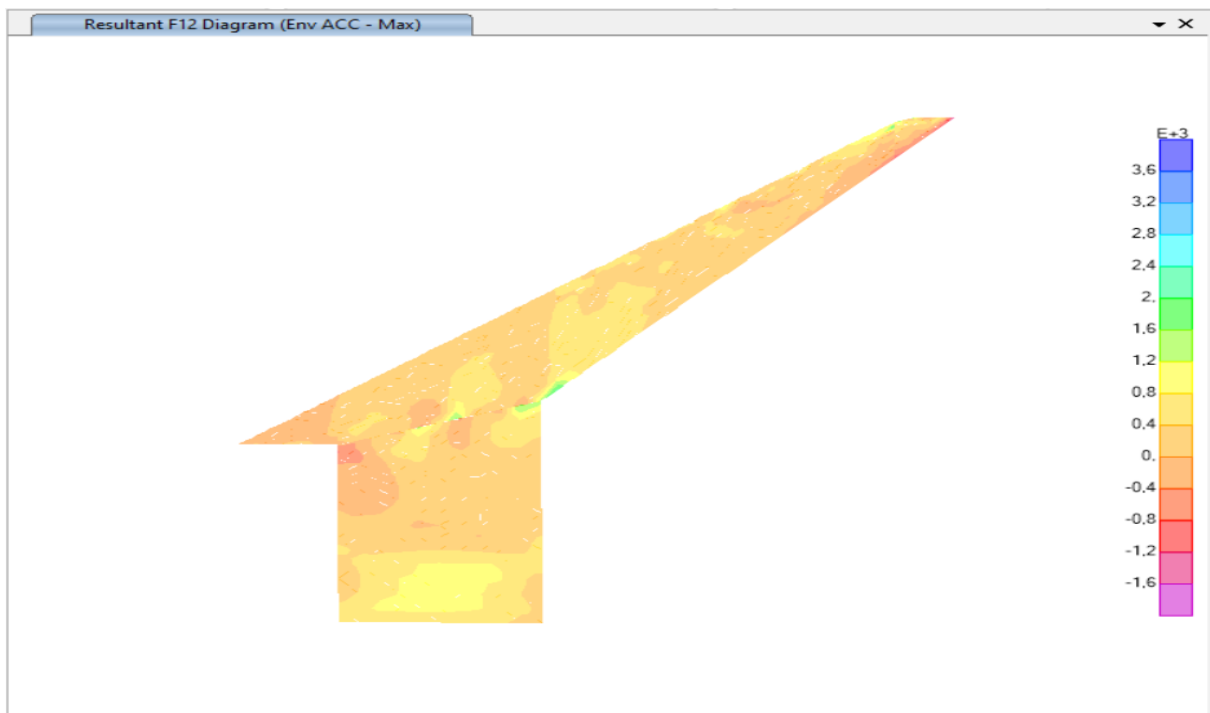


Figure VI-3 effort tangent F12 dans le plan du voile sous la combinaison ELA

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

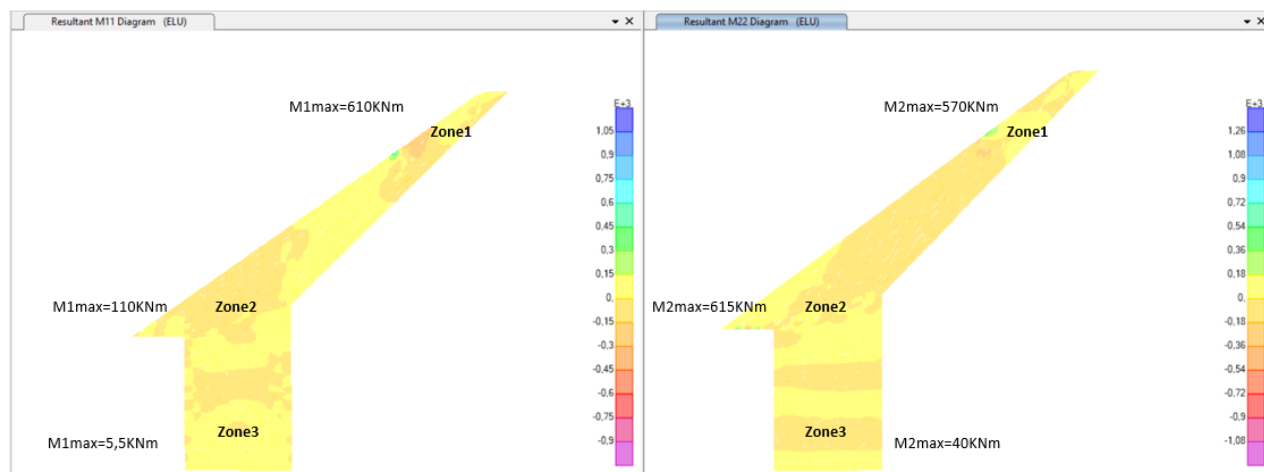


Figure VI-5 Moment fléchissant maximale sous la combinaison de ELU

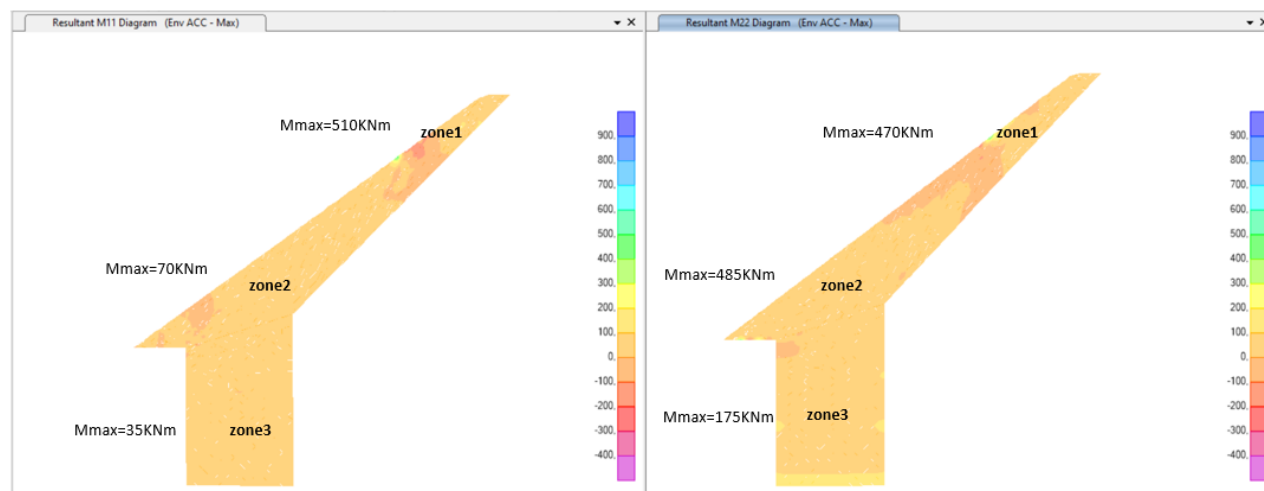


Figure VI-6 Moment fléchissant maximale sous la combinaison de ELA

Table VI-2 les valeurs maximales de le Moment fléchissant

Moment maximale	ELU	ELA	zone
M11 kNm	610	510	1
M22 KNm	615	485	2

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

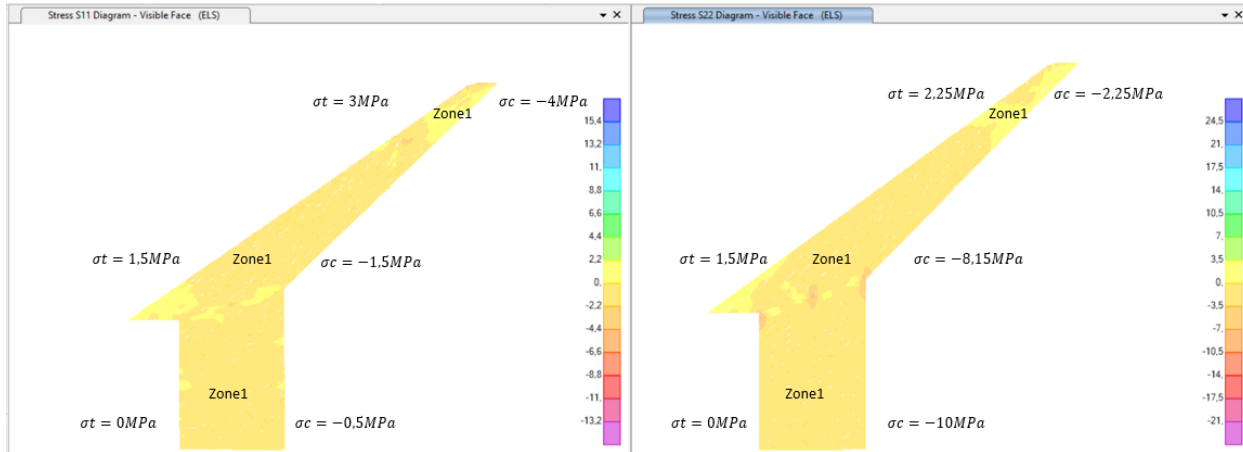


Figure VI-8 les valeurs des contraintes maximales de compression et traction sous la combinaison ELS

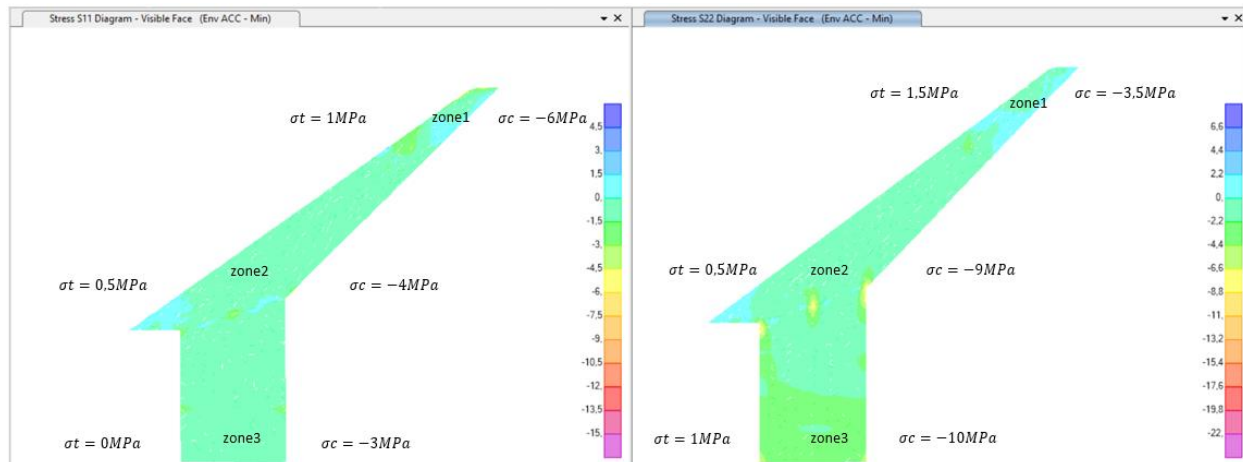


Figure VI-7 les valeurs des contraintes maximales de compression et traction sous la combinaison ELA

Table VI-3 les valeurs maximales des contrainte

Combinaisons	Les Contraintes maximale MPa			
	S11		S22	
	Compression	traction	Compression	traction
ELS	-4	3	-10	2,25
ELA	-6	1	-10	1,5

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

Table VI-4 différent valeurs de l'effort Normal, Moment fléchissant et l'effort tranchant

Zone	(N ^{max} , M ^{cor})		(M ^{max} , N ^{cor})		Vmax	
	N kN/ml	M KNm	M kNm	N KN/ml	V13 KN/ml	V23 KN/ml
1	3000	610	610	3000	5508	1050
2	1000	110	615	450	50	1500
3	1400	175	175	1400	20	500

Nous calculons le ferrailage des voiles par la méthode des contraintes.

Après extraction des efforts (contraintes) à partir du modèle de calcul, nous calculons en premier lieu la longueur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_t + \sigma_c}$$

Avec : L= 9,25m

Par la suite on calcul la force de la traction Pt dans cette zone :

$$P_t = \sigma_t \times L_t \times \frac{e}{2}$$

Avec e : épaisseur du voile = 0,8m

Donc on peut calculer le ferrailage longitudinal (diagonale) avec :

$$A_s = \frac{P_t}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = 500$ MPa

$$A_{smin} = 0,2\% (L_t \cdot e)$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

Table VI-5 ferrailage des armatures de diagonale

Voile	Zone 1	Zone 2	Zone 3
L (m)	9,25	9,25	9,25
e(cm)	80	80	80
M^{cor}(kN.m)	610	110	175
N^{max}(KN/ml)	3000	1000	1400
Lt(m)	3,08	1,32	0,84
σ_t (MPa)	3	1,5	1
σ_c(MPa)	-6	-9	-10
Pt (KN)	3700	792	336
Asv(cm²)	74	15,8	6,72
Asmin(cm²)	49,28	21,12	13,44
Choix	2*8T25	8*T16	4*T16
As adopté (cm²)	78,54	16,088	8,044
Espacement (cm)	10	10	20

Ferrailage horizontale :

$$\frac{Ah}{St} = \frac{\tau u \times e}{0,8 f_e}$$

τu : Les contraintes de cisaillement dans le béton est donnée:

$$\tau u \leq 0,2 f_{c28}$$

$$\tau u = \frac{V}{b_0 d} \quad \text{Avec } V = 1,4 V_u$$

$b_0 = 0,8m$ et

$d = 0,9 * 9,25 = 8,32m$ et $A_{hmin} = 0,15\% St * L$

Table VI-6 ferrailage des armatures Transversale

Voile	Zone1	Zone2	Zone3
St (cm)	10	10	20
Vu (KN/ml)	5508	1500	500
τu (MPa)	1,15	0,31	0,1
Ah (cm²)	2,3	0,62	0,4
Ahmin (cm²)	13,87	13,87	27,75
choix	8T16	8T16	9T20
Ah adopte (cm²)	16,088	16,088	28,278

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.3 Ferraillage des Poteaux :

VI.3.1 Introduction :

Les Poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les poteaux sont soumis à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M". Trois cas d'études sont possibles :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables des combinaisons d'état limite ultime (E.L.U) et l'Etat limite accidentelle (ELA) sous les situations suivantes :

- Situation durable :
 - Béton : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18\text{ MPa}$
 - Acier : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435\text{MPa}$
- Situation accidentelle :
 - Béton : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=30\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=22,17\text{MPa}$
 - Acier : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$

VI.3.2 Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- . Selon CBA 93 :

Situation durable :

 - ELU : $1,35G+1,5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Selon RPA 99 version 2003 ELA :

Situation accidentelle:

 - $G+Q+E$

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

- $0,8G \pm E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal avec le moment correspondant (N_{max} , M_{corr})
- 2- Le moment maximum avec l'effort correspondant (M_{max} , N_{corr})
- 3- Effort normal minimal avec le moment correspondant (N_{min} , M_{corr})

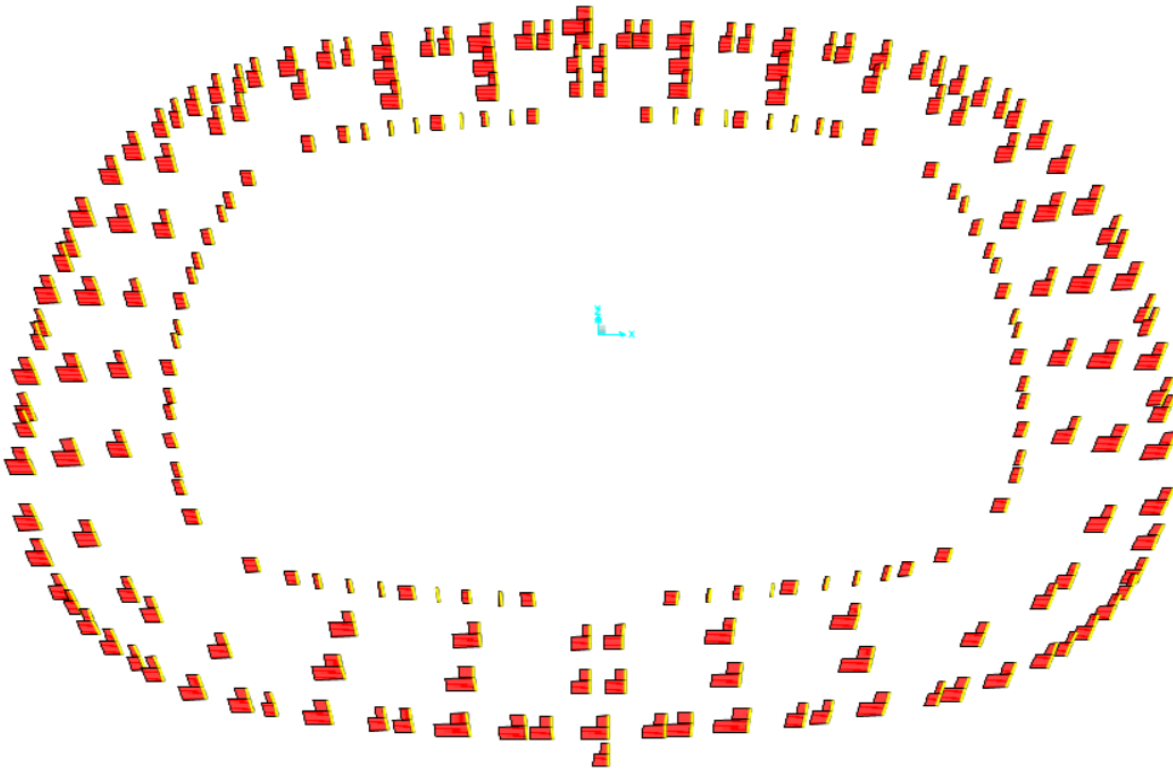


Figure VI-9 Vue en 3D de diagramme de l'effort axiale sur les Poteaux a L'ELU

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.3.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après les RPA99 version 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- ✓ Leur pourcentage minimal est de : 0,9% B.
- ✓ Leur pourcentage maximal est de : 4% en zone courante (Z.C) 6% en zone de recouvrement (Z.R)
- ✓ Le diamètre minimal est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- ✓ La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

VI.3.4 . Méthode de calcul :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : Le logiciel SOCOTEC est utilisé pour le calcul des sections de ferrailage.

VI.3.4.1 Situation durable:

Combinaison : **1,35G+1,5Q**

A. (Nmax, Mcorr) :

Table VI-7 Ferrailages des poteaux carrés situation durable (Nmax, Mcorr)

Niveaux	Section (cm ²)	N ^{max} (KN)	M ^{cor} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
(-2) (-1)	50*50	3365	54,75	0	0	22.50

B. (Mmax, Ncorr) :

Table VI-8 Ferrailages des poteaux carrés situation durable (Mmax, Ncorr)

Niveaux	Section (cm ²)	N ^{cor} (KN)	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
(-2) (-1)	50*50	1634	202,21	0	0	22.50

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

C. (Nmin, Mcorr) :

Table VI-9 Ferrailages des poteaux carrés situation durable (Nmin, Mcorr)

Niveaux	Section (cm ²)	N ^{min} (KN)	M ^{cor} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
(-2) (-1)	50*50	37	40	0	0	22.50

VI.3.4.2 Situation accidentelle:

Combinaison : **G+Q+E**

A. (Nmax, Mcorr) :

Table VI-10 Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmax, Mcorr)

Niveaux	Section (cm ²)	N ^{max} (KN)	M ^{cor} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
(-2) (-1)	50*50	2470	58	0	0	22.5

B. (Mmax, Ncorr) :

Table VI-11 Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Mmax, Ncorr)

Niveaux	Section (cm ²)	N ^{cor} (KN)	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
(-2) (-1)	50*50	1200	151	0	0	22.5

C. (Nmin, Mcorr) :

Table VI-12 Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (Nmin, Mcorr)

Niveaux	Section (cm ²)	N ^{min} (KN)	M ^{cor} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA
(-2) (-1)	50*50	20	45	0	0	22,5

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.3.5 Choix des armatures :

Table VI-13 Choix des armatures des poteaux

Niv 2eaux	Section (cm ²)	Ascal (cm ²)	Asmin (cm ²) RPA	Choix d'armature	As adop (cm ²)
(-2) (-1)	50*50	0	22,5	8*T20	25,13

VI.3.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

➤ **Béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \sigma_{bcadm}$$

Avec : $\sigma_{bcadm} = 0,6 * f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

➤ **Acier** :

• Fissuration peu nuisible Pas de vérification

• Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$

• Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = 0,8 \zeta_s$

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc

$$\sigma_{sadm} = 250 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

A. (Nmax, Mcor) ser

Table VI-14 Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nmax, Mcor)ser

Niveaux	Section (cm ²)	Nser ^{max} (KN)	Mser ^{cor} (KN.m)	A _s ^{adop} (cm ²)	σ _s MPa	σ _{sadm} MPa	σ _{bc} MPa	σ _{bcdm} MPa	Vérification
(-2) (-1)	50*50	2357	38	25,13	122,5	250	8,4	18	ok

B. (Mmax, Ncor) ser

Table VI-15 Vérifications des contraintes pour les poteaux (Mmax, Ncor)ser

Niveaux	Section (cm ²)	Nser ^{cor} (KN)	Mser ^{max} (KN.m)	A _s ^{adop} (cm ²)	σ _s MPa	σ _{sadm} MPa	σ _{bc} MPa	σ _{bcdm} MPa	Vérification
(-2) (-1)	50*50	1144	142	25,13	105	250	7,88	18	ok

C. (Nmin, Mcor) ser

Table VI-16 Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nmin, Mcor)ser

Niveaux	Section (cm ²)	Nser ^{min} (KN)	Mser ^{cor} (KN.m)	A _s ^{adop} (cm ²)	σ _s MPa	σ _{sadm} MPa	σ _{bc} MPa	σ _{bcdm} MPa	Vérification
(-2) (-1)	50*50	28,5	28	25,13	12,6	250	1,14	18	ok

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.3.7 . Ferraillage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles des RPA99 version 2003, elles sont données comme suit :

➤ Selon CBA 93 :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- \varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.
- \varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon les RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- A_t : Section d'armatures transversales.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- T_u : Effort tranchant à l'ELU.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant. $\rho_a = 2,5$si $\lambda \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$si $\lambda < 5$ λ : Espacement géométrique.

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

- L'espace des armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $St \leq 10\text{cm}$Zone nodale (zone III).
 - $St \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10 \varnothing) \dots\dots\dots$ Zone courante (zone III).

\varnothing : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/St*b$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

- λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\lambda_g=Lf/a$
- a : Dimension de la section droite du poteau.
- Lf : Longueur du flambement du poteau.
- Pour les armatures transversales $f_e=500\text{MPa}$ (FeE500).
-

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Table VI-17 Espacement maximale selon RPA99 des poteaux carrés

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\varnothing l (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
(-1),(-2)	50*50	2*10T25	25	10	15

Table VI-18 Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (KN)	zone	St cm	A^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{ad} cm ²	A_t^{min} RPA
(-1), (-2)	50*50	2,5	5	2,5	2565,5	N	10	2,56	4T10	3,14	0,6% OK
						C	25	3,84	4T12	4,52	0,4% OK

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.4 Ferraillage des poutres et des Dalles :

VI.4.1 Introduction:

Les poutres et les dalles sont des éléments structuraux couramment utilisés dans la construction en béton armé. Bien que ces éléments diffèrent par leur géométrie et leur mode de chargement, les méthodes de calcul sont les mêmes.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes:

➤ Selon **CBA 93**:

Situation durable:

- ELU: $1,35G+1,5Q$
- ELS: $G+Q$

➤ Selon **RPA 99**:

Situation accidentelle :

- $G+Q+E$
- $0.8 G \pm E$

VI.4.2 Recommandations selon RPA99 version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.4.3 Calcul de ferrailage des poutres :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les Portiques suivants :

- Sens porteur (poutre porteuse).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Table VI-19 Ferrailage de la poutre 50*70

Combinaison	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
ELU	50*70	Travée	683	24,33	0
ELA	50*70	Appui	-454	13,48	0

VI.4.3.1 Choix des armatures :

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

Table VI-20 Choix d' armature de la poutre

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{min} RPA (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
50*70	Travée	683	4,34	24,33	8T20	25,13
	Appui	-454		13,48	9T14	13,85

VI.4.3.2 Vérification vis à vis de l'ELS :

$$1) \sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \sigma = 0.6 f_{c28}$$

$$2) \sigma_{st} = n M_{ser} \times (d-y) / I \leq \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18\text{MPa}$$

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

➤ Position de l'axe neutre :

$$b y^2 + n A_s' (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = b y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

La fissuration est considérée préjudiciable :

- Acier :
 - Peu nuisible : Pas de vérification.
 - Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ty}})$
 - Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ty}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à H

Table VI-21 Vérification de la poutre à l'ELS

Poutre	Position	Mser	σ_{bc} (MPa)	σ_{bcadm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{sadm} (MPa)	Vérification
50*70	Travée	474	3,25	18	48,7	500	OK
	Appui	-429	2,94	18	44,1	500	OK

VI.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = V_u / bd \leq \tau$

Avec : V_u : l'effort tranchant maximum.

- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.

$$\tau \leq \min(0,2f_c; 4\text{MPa}) = 4\text{MPa}$$

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

Table VI-22 Vérification de la contrainte de cisaillement

Poutre	Vu max (KN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Vérification
50*70	1126	3,5	4	Ok

VI.4.3.4 Calcul des armatures transversales:

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FE500 (Fe=500MPa)

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**
 - $St = \text{Min} (0.9d; 40\text{cm})$
 - $At / b \times St \geq (\tau_u - 0,3 f_{tj}) / 0,9 \sigma_s$ avec $k=1$
 - $At \times f_e / b \times St \geq \max (u^2 ; 0.4\text{MPa})$
- **Selon le RPA 99 version 2003 :**
 - $\phi_t \leq \min(h / 35 ; \phi_l; b / 10) = 20 \text{ mm}$
 - On prend : $t = 8\text{mm}$

Table VI-23 Calcul de armature transversale

Poutre (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		At (cm ²) BAEL	choix
			St (cm)	St (cm) Zc	St (cm) Zn		
50*70	1126	3,5	40	10	17,5	3,78	4T12

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.4.4 Ferrailage des Dalles :

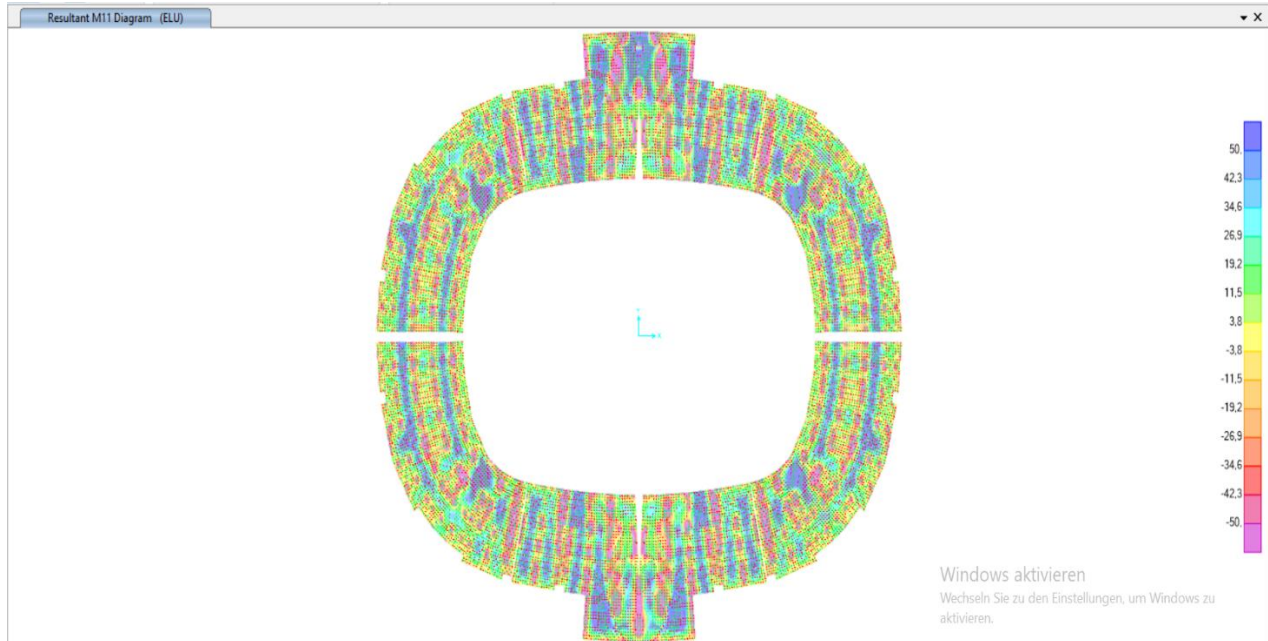


Figure VI-10 Vue globale en Plan des diagramme des Moment de Plancher U-Boot

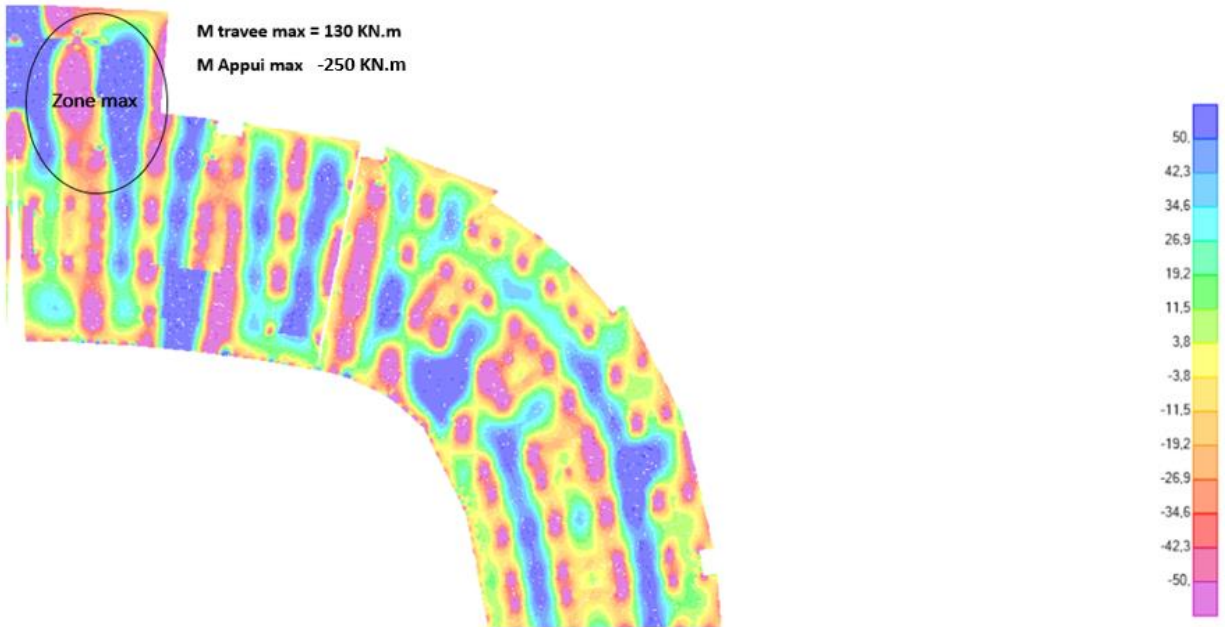


Figure VI-11 Diagramme des moment M11 sous la combinaison la plus défavorable

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

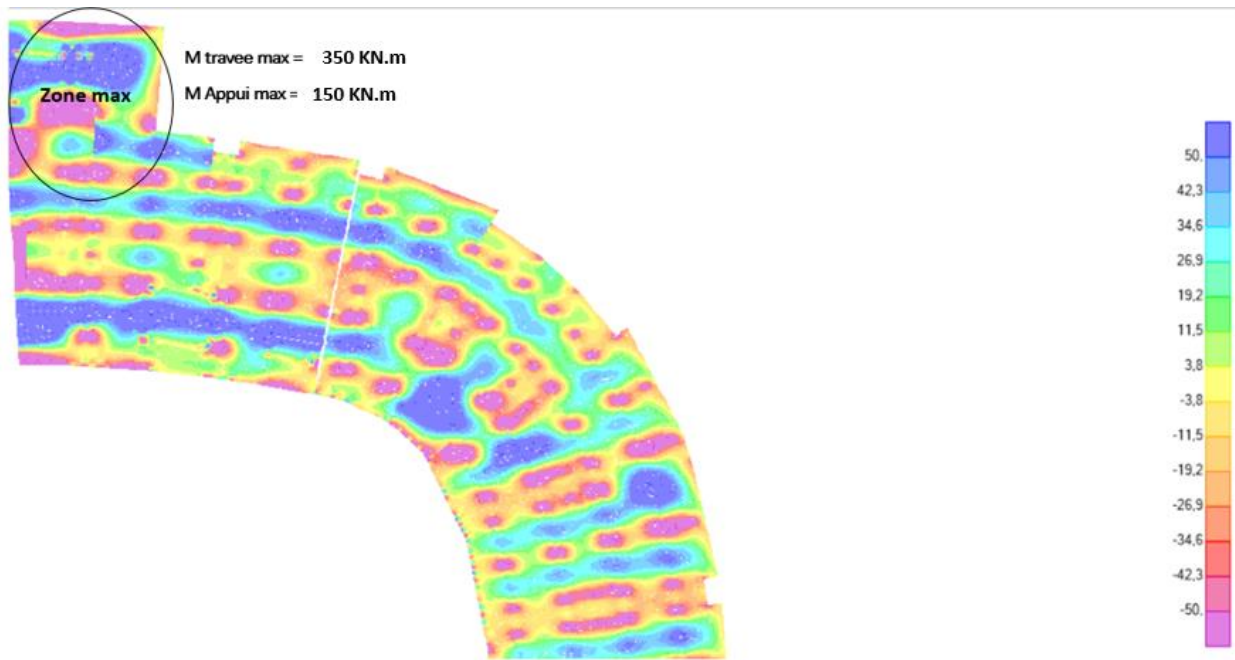


Figure VI-12 Diagramme des moment M22 sous la combinaison la plus défavorable

VI.4.4.1 Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures de ferrailage de la dalle en U-Boot, on doit calculer le ferrailage dans 1 m de longueur et épaisseur de 0,5m.

Table VI-24 Calcule de ferrailage de la dalle

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
50*100	Travée	350	18,76	0
	Appui	-250	13,21	0

VI.4.4.2 Choix des armatures :

Table VI-25 choix d'armature de la dalle

Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s ^{min} RPA (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
50*100	Travée	350	4,34	18,76	10T16	20,11
	Appui	-250		13,21	10T14	15,39

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.4.4.3 Vérification vis à vis de l'ELS :

Table VI-26 Vérification de la poutre à l'ELS

Dalle	Position	Mser	σ_{bc} (MPa)	σ_{bcadm} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{sadm} (MPa)	Vérification
50*100	Travée	250	7,7	18	68,8	500	OK
	Appui	-150	5,29	18	44,1	500	OK

VI.4.4.4 Vérification de l'effort tranchant :

Table VI-27 vérification de l'effort tranchant

Dalle	Vu max (KN)	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Vérification
50*100	1193,5	2,65	4	Ok

VI.4.4.5 Calcul des armatures transversales :

Table VI-28 Calcules des Armatures transversale

Dalle (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		At (cm ²) BAEL	choix
			St (cm)	St Zc (cm)	St Zn (cm)		
50*100	1193,5	2,65	40	10	17,5	5,38	5T10

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.4.4.6 Vérification de la flèche :

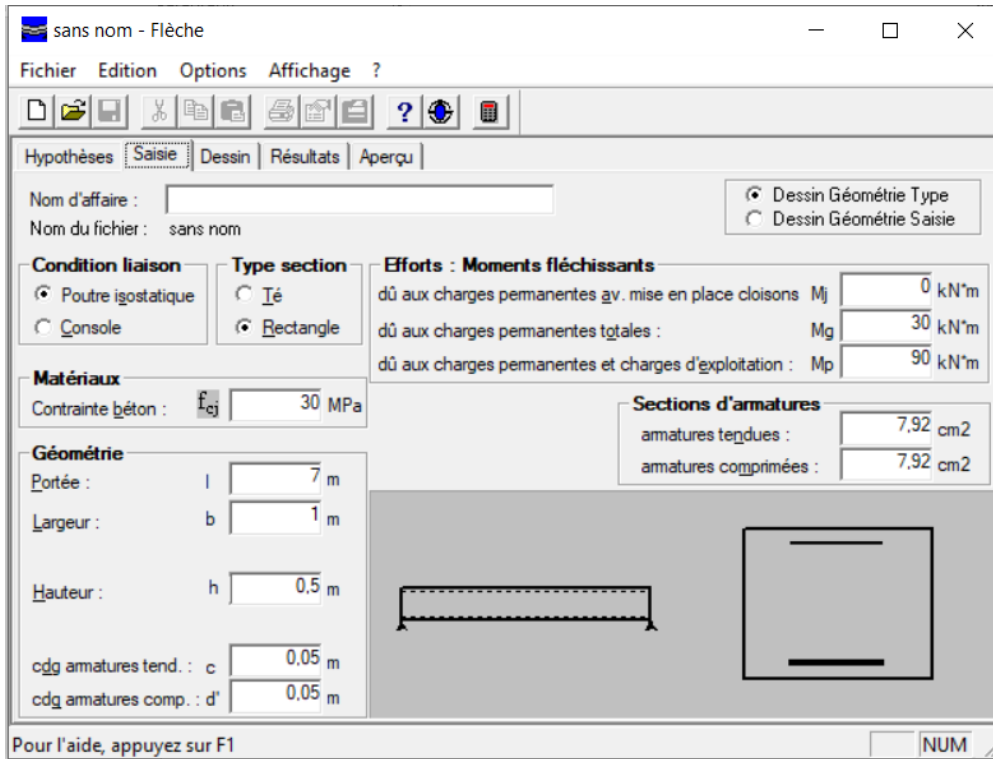


Figure VI-13 Paramètre de la formule de la flèche

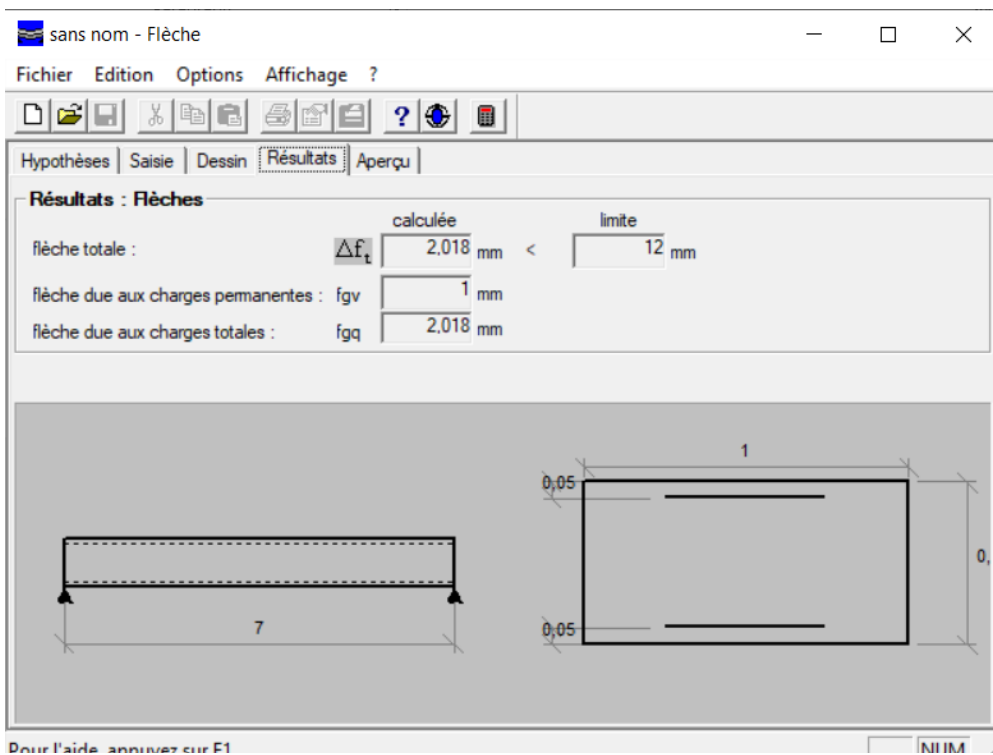


Figure VI-14 vérification de la flèche

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

D'après les vérifications présentées en ci-dessus, nous pouvons clairement voir que la déformation des Dalles vérifiée la condition de la flèche.

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.5 Calcul et vérification des éléments de la charpente :

VI.5.1 Introduction:

Après avoir modélisé la structure métallique avec les sections réelles des éléments structuraux en utilisant le logiciel Sap2000V24, nous présentons dans ce chapitre les calculs et vérifications de la résistance des différents types de ces éléments sous les cas des sollicitations les plus défavorables, obtenues par le modèle numérique de calcul.

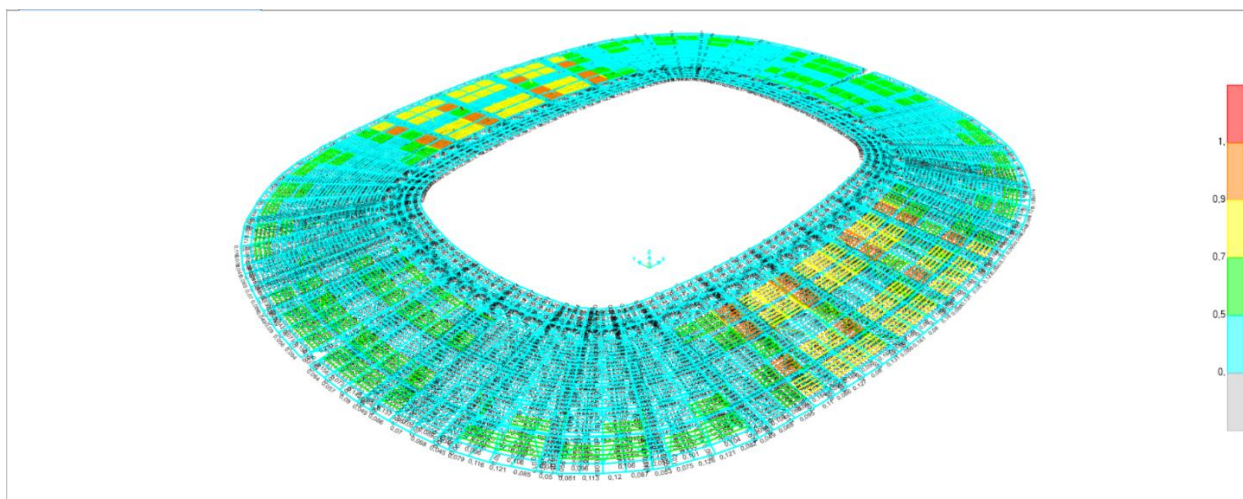


Figure VI-15 Vue globale en 3D de la structure métallique totale en check design

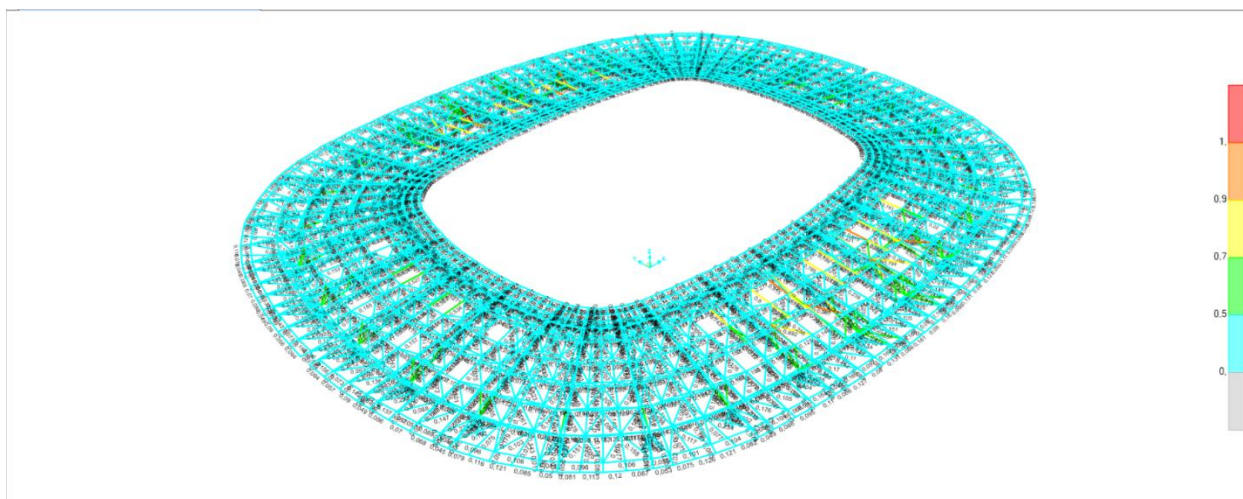


Figure VI-16 Vue globale en 3D de la structure métallique sans Pannes en check design

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

Le tableau suivant résume les ratios maximums de calcul et vérification de la résistance des sections types de la structure métallique de la toiture :

Table VI-29 résultats des Ratio Maximum

Elément cm²	Ratio	Elément cm²	Ratio
152*10	0,396619	299*16	0,373113
219*12	0,987812	426*25	0,636942
219*16	0,929521	426*20	0,624274
245*16	0,917046	203*12	0,542317
273*16	0,719581	377*16	0,46912
426*16	0,669663	377*14	0,410944
P200x100x4	0,914788	450*30	0,493305
P200x200x4	0,684282	168*12,5	0,450616

Après avoir analysé les résultats, vérifié les conditions de résistance, nous constatons que la structure de la toiture en charpente métallique répond aux exigences de résistance requises.

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.5.2 Poutre réticulaire spatiale principale :

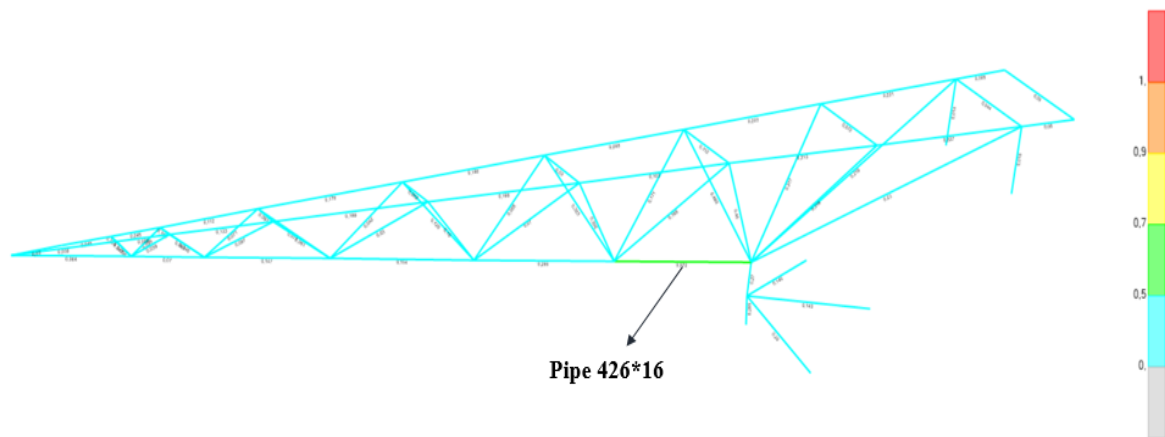
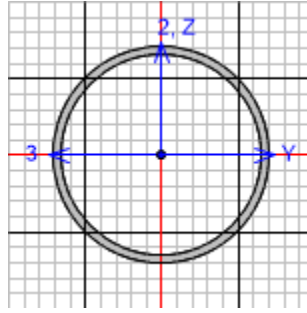


Figure VI-17 Vue en 3D de check design d'une poutre principale

Selon l'Eurocode 3 version 2005, notre logiciel Sap2000 est utilisé pour effectuer toutes les vérifications de la résistance des éléments constituant notre structure en acier. Pour cela, nous avons pris un exemple de vérification de la résistance d'une poutre principale (Pipe 426*16) et le résumé est le suivant :

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages



Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : KN, m, C

Frame : 3529 X Mid: -88,678 Combo: 9_1,35G+1,35Q+1,Design Type: Brace
Length: 7,565 Y Mid: -60,045 Shape: 426*16 Frame Type: DCH-MRF
Loc : 0, Z Mid: 33,629 Class: Class 1 Rolled : No

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class
2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No

GammaM0=1, GammaM1=1, GammaM2=1,25
An/Ag=1, RLLF=1, PLLF=0,75 D/C Lim=0,95 Prin. Axis Angle =
0, deg

Aeff=0,021 Av,2=0,013 Av,3=0,013 eNy=0, eNz=0,
A=0,021 Iy=4,337E-04 iy=0,145 Wel,y=0,002 Weff,y=0,002
It=8,674E-04 Iz=4,337E-04 iz=0,145 Wel,z=0,002 Weff,z=0,002
Iw=0, Iyz=0, h=0,426 Wpl,y=0,003
E=210000000, fy=355000, fu=510000, Wpl,z=0,003

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd
0,	-1270,847	-380,883	-1,111	67,848	0,108	2,114

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))

D/C Ratio: 0,572 = $0,174 + \sqrt{(0,399)^2 + (0,001)^2}$ < 0,95 OK
= $(N_{Ed}/N_{Rd}) + \sqrt{(M_{y,Ed}/M_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{z,Rd})^2}$ (EC3)

6.2.1(7))

AXIAL FORCE DESIGN

	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd				
Axial	Force	Capacity	Capacity				
	-1270,847	7316,141	7316,141				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	7316,141	7567,569	1664560,784	15707,057	1,		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	c	0,49	15707,057	0,682	0,851	0,736	5381,025
Y-Y Braced	c	0,49	15707,057	0,682	0,851	0,736	5381,025
Z-Z	c	0,49	15707,057	0,682	0,851	0,736	5381,025
Z-Z Braced	c	0,49	15707,057	0,682	0,851	0,736	5381,025
Torsional TF	c	0,49	15707,057	0,682	0,851	0,736	5381,025

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

MOMENT DESIGN							
	MEd	MEd, span	Mc, Rd	Mv, Rd	Mn, Rd	Mb, Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Y-Y	-380,883	-380,883	955,293	955,293	955,293	955,293	
Z-Z	-1,111	-1,111	955,293	955,293	955,293		
LTB	Curve d	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
		0,76	0,115	0,474	1,	0,	71920,486
Factors	kw	C1	C2	C3			
	1,	2,168	0,	0,873			
	za	zs	zg	zz	zj		
	0,213	0,	0,213	0,	0,		
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz			
	0,583	0,471	0,35	0,785			
2-Axis	VEd	Vpl,Rd	Ved/Vpl.Rd	rho			
	Force	Capacity	Ratio	Factor			
2-Axis	67,848	2689,065	0,025	1,			
3-Axis	0,108	2689,065	4,032E-05	1,			
SHEAR DESIGN							
	VEd	TEd	Vc,Rd	Stress	Status		
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check		
2-Axis	67,848	2,114	2689,065	0,025	OK		
3-Axis	0,108	2,114	2689,065	4,032E-05	OK		
	Vpl,Rd	Eta	Lambdabar	Chi			
	Capacity	Factor	Ratio	Factor			
2-Axis	2689,065	1,2	0,	1,			
3-Axis	2689,065	1,2	0,	1,			
BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS							
	P	P					
	Comp	Tens					
Axial	-1270,847	0,					

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.5.3 Poutre réticulaire spatiale secondaire :

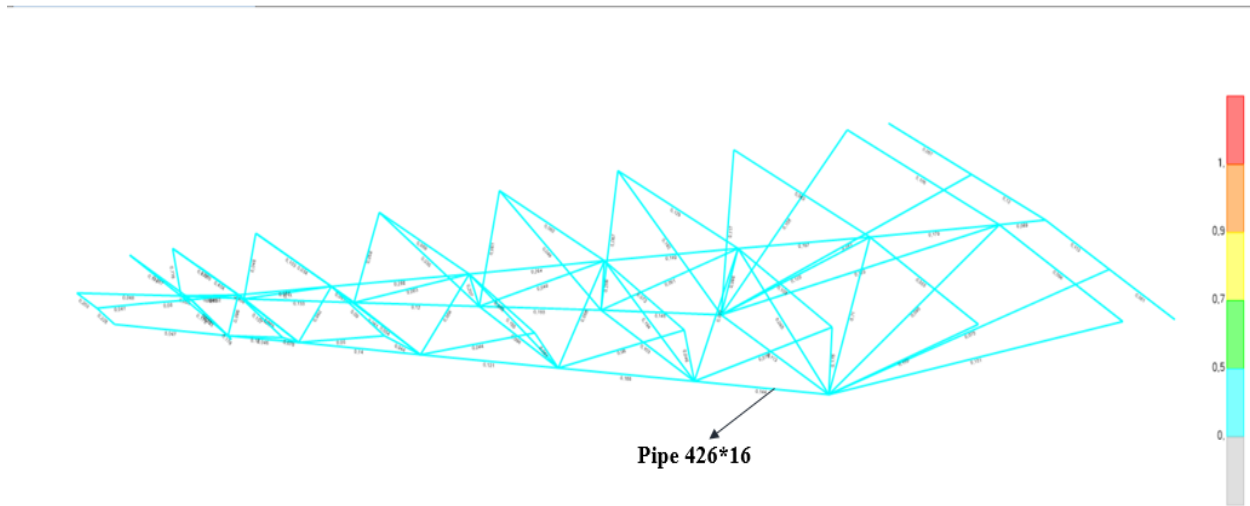
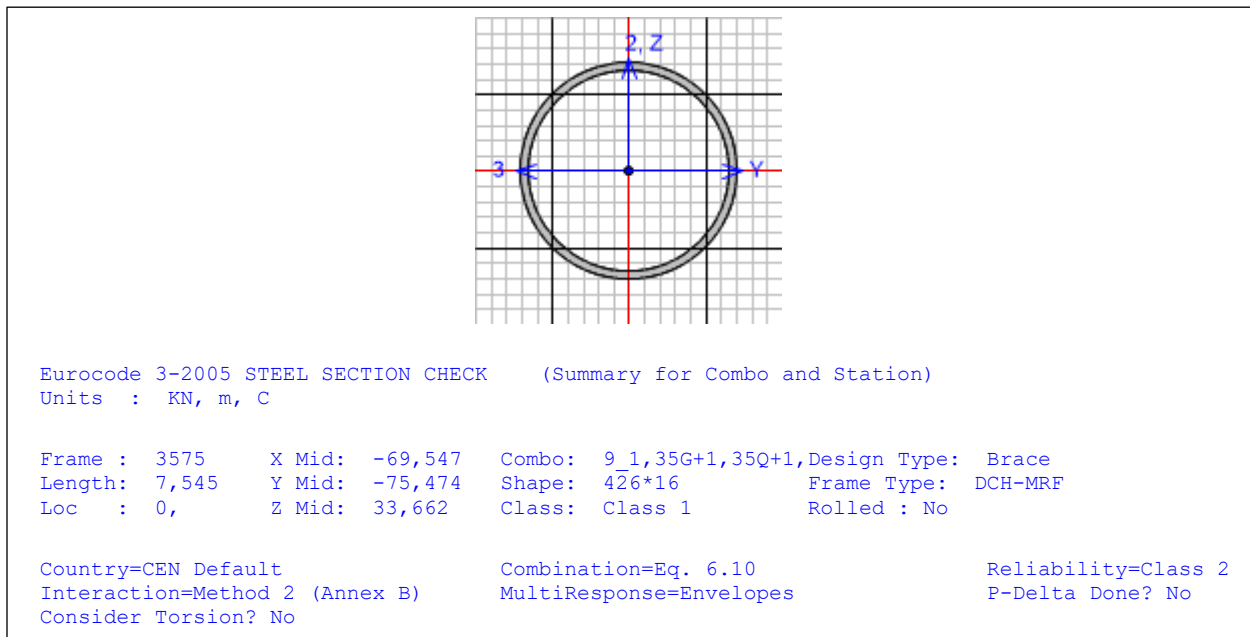


Figure VI-18 Vue en 3D de check design d'une poutre secondaire



Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

GammaM0=1, An/Ag=1, 0, deg	GammaM1=1, RLLF=1,	GammaM2=1,25 PLLF=0,75	D/C Lim=0,95	Prin. Axis Angle =			
Aeff=0,021 A=0,021 It=8,674E-04 Iw=0, E=210000000,	Av,2=0,013 Iy=4,337E-04 Iz=4,337E-04 Iyz=0, fy=355000,	Av,3=0,013 iy=0,145 iz=0,145 h=0,426 fu=510000,	eNy=0, Wel,y=0,002 Wel,z=0,002 Wpl,y=0,003 Wpl,z=0,003	eNz=0, Weff,y=0,002 Weff,z=0,002			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	My,Ed	Mz,Ed	V2,Ed	V3,Ed	TEd	
0,	-561,511	-70,143	-9,966	16,908	1,967	1,396	
PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.2.1(7))							
D/C Ratio: 1,151 = 0,077 + sqrt[(0,073)^2 + (0,01)^2] < 0,95						1,151	
= (Ned/NRd) + sqrt[(My,Ed/My,Rd)^2 + (Mz,Ed/Mz,Rd)^2]						(EC3	
6.2.1(7))							
AXIAL FORCE DESIGN							
	NEd	Nc,Rd	Nt,Rd				
	Force	Capacity	Capacity				
Axial	-561,511	7316,141	7316,141				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	7316,141	7567,569	1664560,784	15790,417	1,		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Y-Y	c	0,49	15790,417	0,681	0,849	0,737	5389,145
Y-Y Braced	c	0,49	15790,417	0,681	0,849	0,737	5389,145
Z-Z	c	0,49	15790,417	0,681	0,849	0,737	5389,145
Z-Z Braced	c	0,49	15790,417	0,681	0,849	0,737	5389,145
Torsional TF	c	0,49	15790,417	0,681	0,849	0,737	5389,145
MOMENT DESIGN							
	MEd	MEd, span	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd	
	Moment	Moment	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity	
Y-Y	-70,143	-70,143	955,293	955,293	955,293	955,293	
Z-Z	-9,966	-9,966	955,293	955,293	955,293	955,293	
	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	Iw	Mcr
LTB	d	0,76	0,122	0,478	1,	0,	64395,44
	Factors	kw	C1	C2	C3		
		1,	2,028	0,459	0,525		
		za	zs	zg	zz	zj	
		0,213	0,	0,213	0,	0,	
		kyy	kyz	kzy	kzz		
Factors		0,464	0,255	0,279	0,425		
		VEd	Vpl,Rd	Ved/Vpl.Rd	rho		
		Force	Capacity	Ratio	Factor		
2-Axis		16,908	2689,065	0,006	1,		
3-Axis		1,967	2689,065	7,316E-04	1,		
SHEAR DESIGN							
	VEd	TEd	Vc,Rd	Stress	Status		
	Force	Torsion	Capacity	Ratio	Check		
2-Axis	16,908	1,396	2689,065	0,006	OK		
3-Axis	1,967	1,396	2689,065	0,001	OK		

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

	Vpl,Rd Capacity	Eta Factor	Lambdabar Ratio	Chi Factor
2-Axis	2689,065	1,2	0,	1,
3-Axis	2689,065	1,2	0,	1,

BRACE MAXIMUM AXIAL LOADS			
	P Comp	P Tens	
Axial	-561,511	0,	

VI.5.4 Calcul des pannes :

VI.5.4.1 Introduction :

Deux types des Panne sont utilisées : Panne carrée **RHS200x100x4** et **RHS200x200x4**

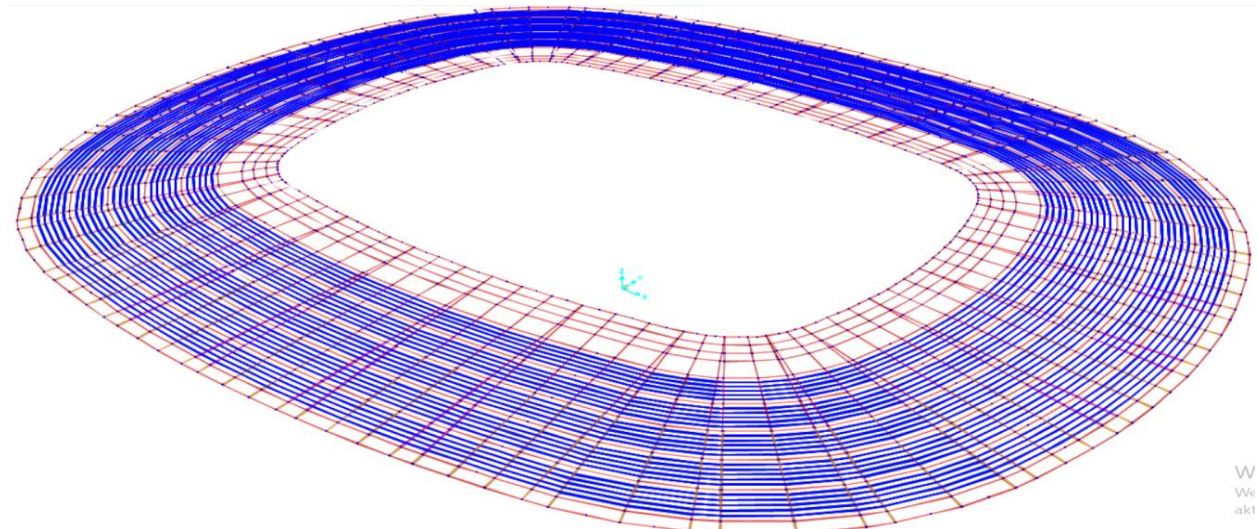


Figure VI-19 Vue en 3D de la disposition des Pannes sur notre structure

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

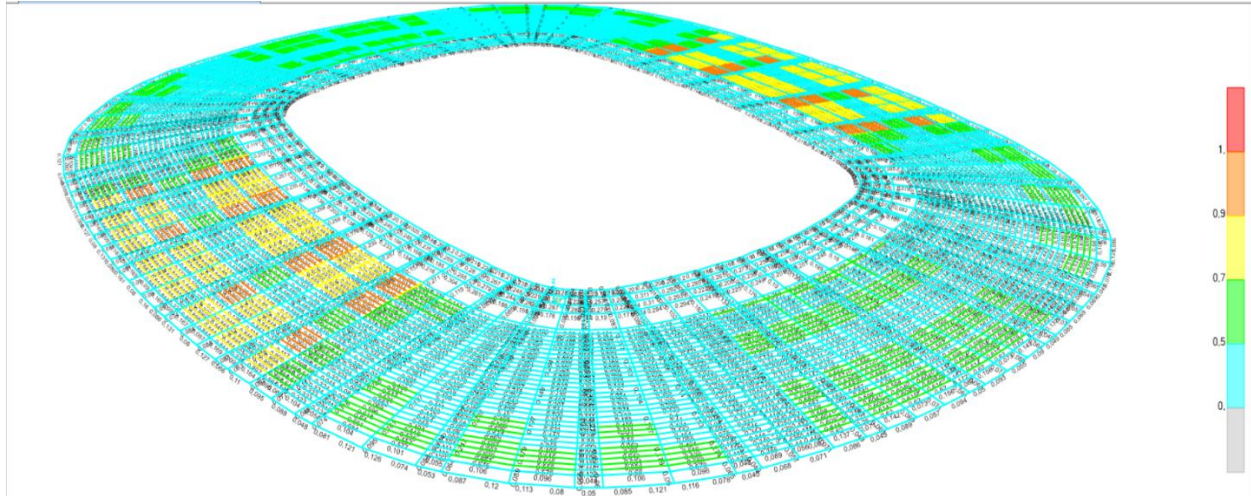


Figure VI-20 check design des Pannes du logiciel de calcul

VI.5.4.2 Les Chargement maximum :

Après avoir effectué la vérification de conception des pannes sur le logiciel, nous avons conclu que les valeurs maximales des forces internes se trouvent dans le tableau suivant :

la combinaisons la plus défavorable	M_{sd}^{max} KN.m	V_{sd}^{max} KN
1,35G+1,5W ₃	31	27,13

VI.5.4.3 Vérification à la sécurité (ELU) :

VI.5.4.3.1 Vérification à la flexion:

$$\frac{M_{sd}}{M_{c,rd}} \leq 1$$

Notre profile et de classe 1

$$M_{c, Rd} = M_{pl, Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	A cm ²	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	I _y cm ⁴	W _{ply} cm ³	i _y cm	I _z cm ⁴	W _{plz} cm ³	i _z cm
18	200	100	4	4	22,9	14,7	5,15	1200	148	72,3	411	91,7	42,3

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl}.f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{91,7 \times 10^3 \times 355}{1} = \mathbf{32,55 \text{ KN.m}}$$

$$\frac{31}{32,55} = \mathbf{0,95 \leq 1} \quad \text{Condition vérifier}$$

VI.5.4.3.2 Vérification au cisaillement :

$$\frac{V_{ed}}{V_{c.Rd}} \leq \mathbf{1}$$

Avec

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{m0}} = \frac{14,73 \times 10^2 \times 355 / \sqrt{3}}{1} = \mathbf{301,9 \text{ KN}}$$

$$\frac{27,13}{301,9} = \mathbf{0,1 \leq 1} \quad \text{Condition vérifier}$$

VI.5.4.4 Vérification au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivant :

$$M_{Sd} \leq M_{b.Rd}$$

Avec :

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot M_{ply.Rd}$$

$\beta_w = 1.0$ Pour les sections de classe 1 et classe 2

- $\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$
- $\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$
- $\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_w}$

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

- $\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{l/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} = \frac{650/42,3}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{650/42,3}{20/0,4} \right]^2 \right]^{0,25}} = 13,5$
- $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\epsilon$
- $\epsilon = \sqrt{\frac{355}{f_y}} = \sqrt{\frac{355}{275}} = 1,14 \Rightarrow \lambda_1 = 93,9 \times 1,14 = 106,68$
- $\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{13,5}{106,68} \right] \times \sqrt{1} = 0,126$
- $\varphi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,126 - 0,2) + 0,126^2] = 0,5$
- $\chi_{LT} = \frac{1}{0,5 + [0,5^2 - 0,126^2]^{0,5}} = 1,01$
- $M_{b,Rd} = 1,01 \times 1 \times = 47,76 \text{ kN.m}$
- $M_{Sd} = 31 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 47,76 \text{ kN.m} \Rightarrow$ Condition vérifier

VI.5.4.5 Vérification à l'état limite de service (ELS) :

VI.5.4.5.1 Vérification à la flèche :

$$f \leq f_{ad}$$

Avec : $f_{ad} = \frac{l}{200} = 6500/200 = 32,5 \text{ mm}$

On a : $V_{sd}^{\max}_{ser} = 17,9 \text{ KN}$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_{s.z} \cdot l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{17900/6500 \times (6,5 \times 10^3)^4}{2,1 \times 10^5 \times 1200 \times 10^4} = 25,39 \text{ mm}$$

$f = 25,39 \text{ mm} \leq f_{ad} = 32,5 \text{ mm}$ Condition vérifier

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.5.4.6 Conclusion:

Après avoir calculé et vérifié la structure métallique de la toiture en utilisant le logiciel SAP2000, nous constatons que cette structure est capable de supporter les charges appliquées et de résister aux efforts internes développées tels que les moments, les efforts de traction et de compression, ainsi que les efforts tranchants.

Ces résultats confirment que le choix de la toiture tel qu'elle est conçue avec des modules spatiaux tridimensionnels et des sections tabulaires est bien adaptée à son utilisation.

Il est important de noter que l'analyse effectuée doit être réalisée en respectant les normes et les réglementations appropriées en matière de conception des structures métalliques.

Il est également recommandé de prendre en compte d'autres aspects importants tels que la durabilité, la stabilité et la résistance aux vibrations, en fonction des exigences spécifiques des modules spatiaux et de leur environnement d'utilisation.

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.6 Calcul des assemblages

VI.6.1 Introduction:

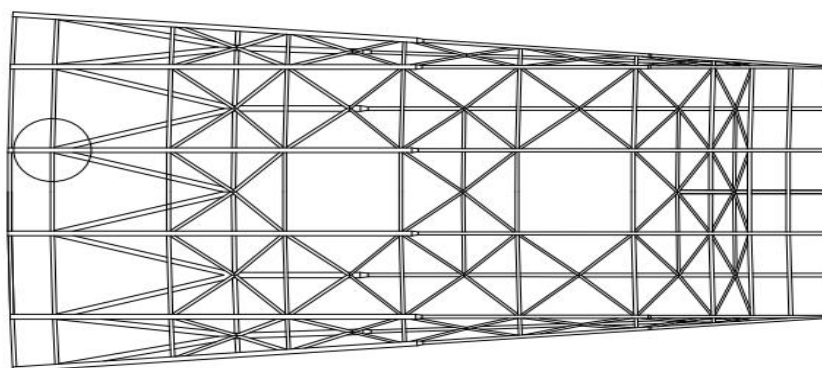
La vérification des assemblages entre les éléments de la toiture est une étape cruciale pour garantir la stabilité et la résistance de la structure. L'utilisation de logiciels spécialisés, tels qu'IDEA StatiCa, facilite cette vérification en fournissant des outils avancés pour analyser et évaluer les soudures. Cela permet d'assurer la fiabilité et la sécurité de la charpente métallique tout au long de sa durée de vie.

Dans notre cas d'étude, l'assemblage principal entre les différents éléments est la soudure.

VI.6.2 Les différents types d'assemblage :

VI.6.2.1 Type 1 (Nœud 1) :

Quatre Tubes (P 377*16, P 245*16) sont assemblés par soudure à le Tube principal (P 377*14).



KEY PLAN

Windo

Figure VI-21 Nœud 1

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

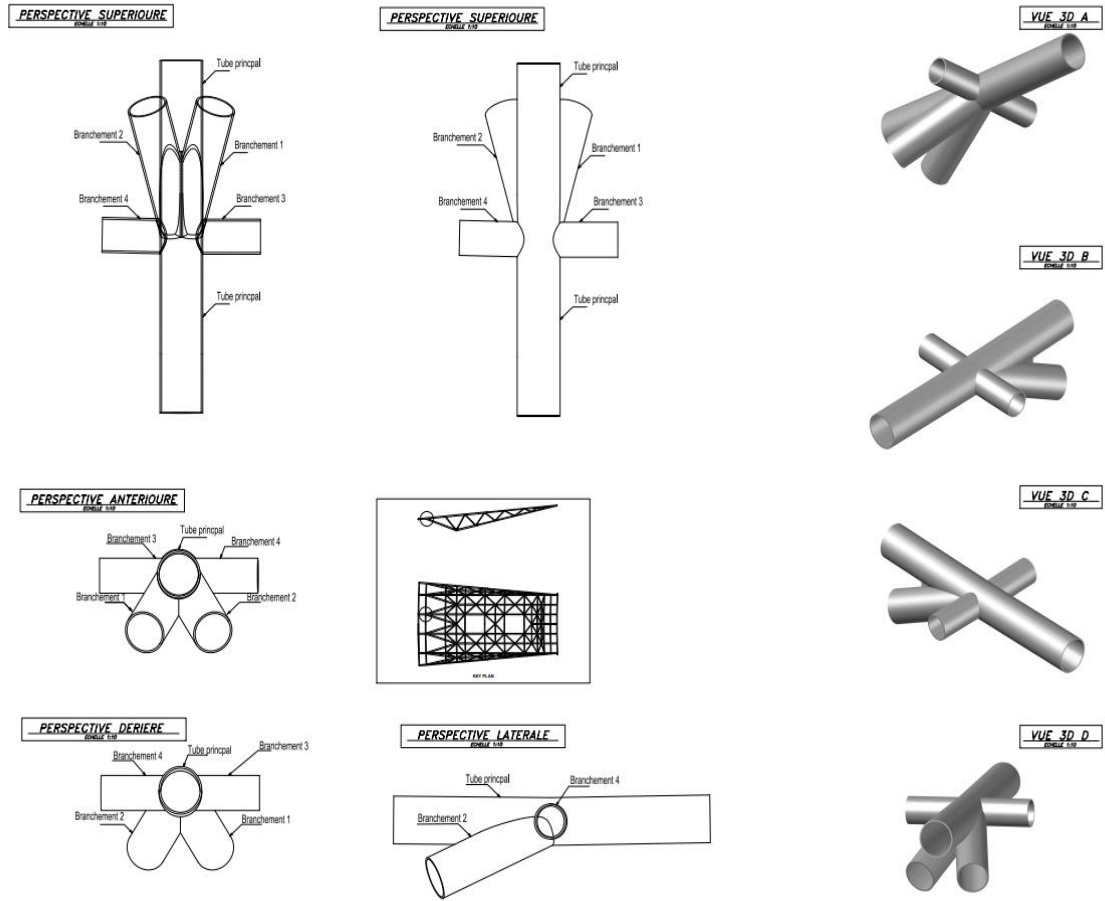
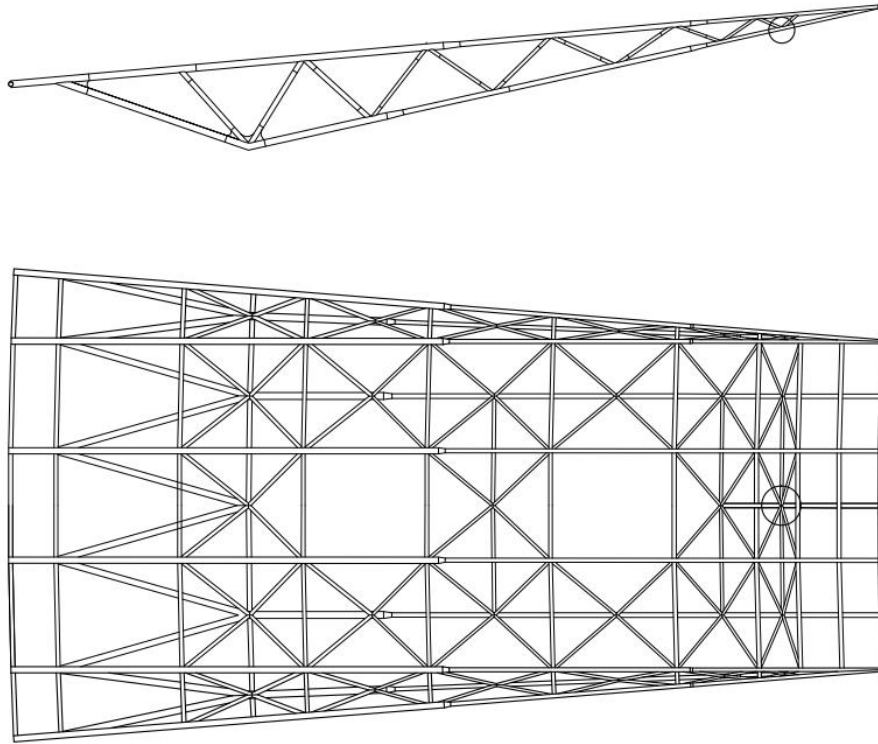


Figure VI-22 L'assemblage soudée type 1 de Nœud 1

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.6.2.2 Type 2 (Nœud 2) :

6 Tubes (P 180*12, P 152*10) sont assemblés par soudure à le Tube principal (P 203*16).



KEY PLAN

Figure VI-23 Nœud 2

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

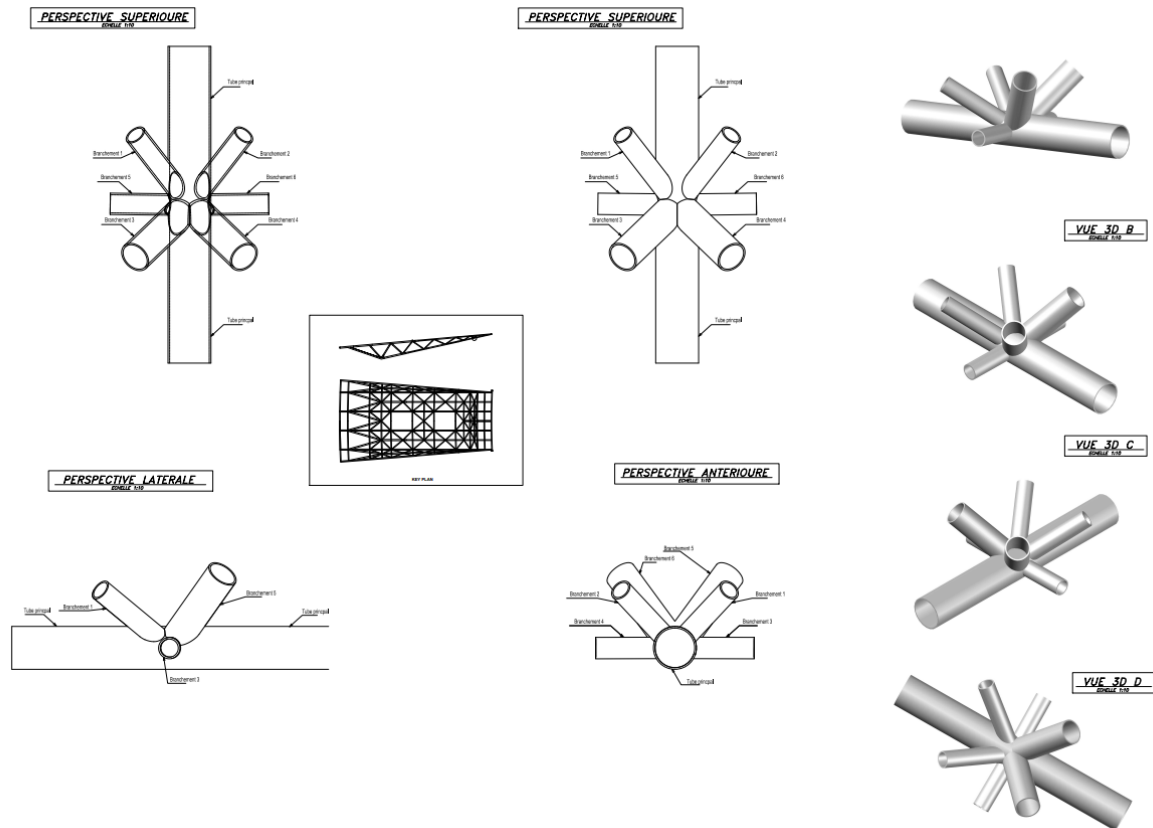
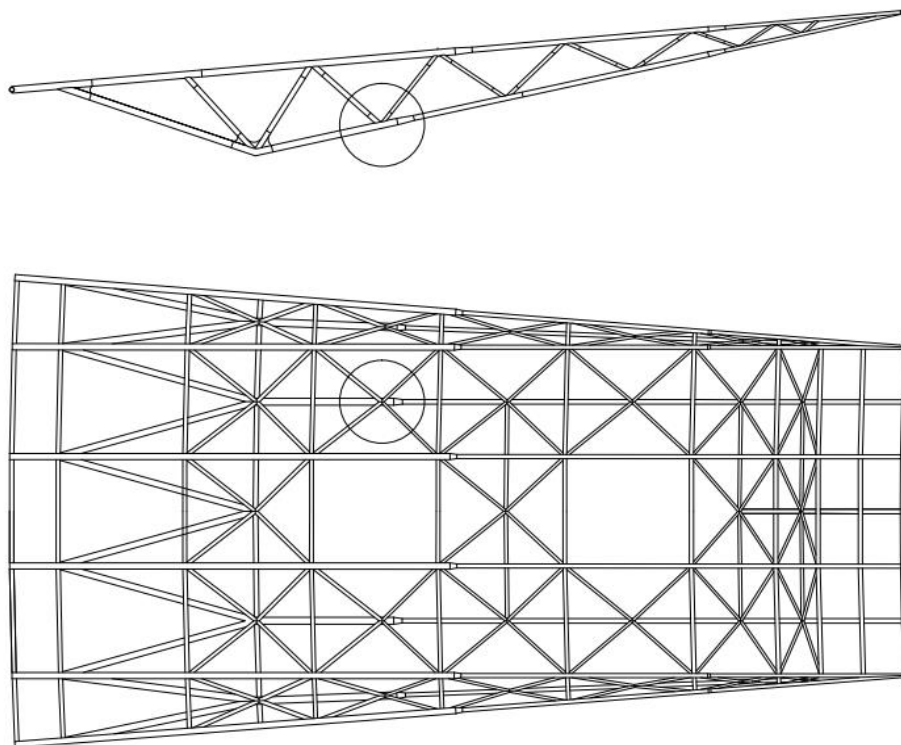


Figure VI-24 L'assemblage soudée type 2 de Nœud 2

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.6.2.3 Type 3 (nœud 3) :

4 Tubes (P 168*12,5, P 219*12) sont assemblés par soudure à le Tube principal (P 426*16).



KEY PLAN

Figure VI-25 Nœud 3

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

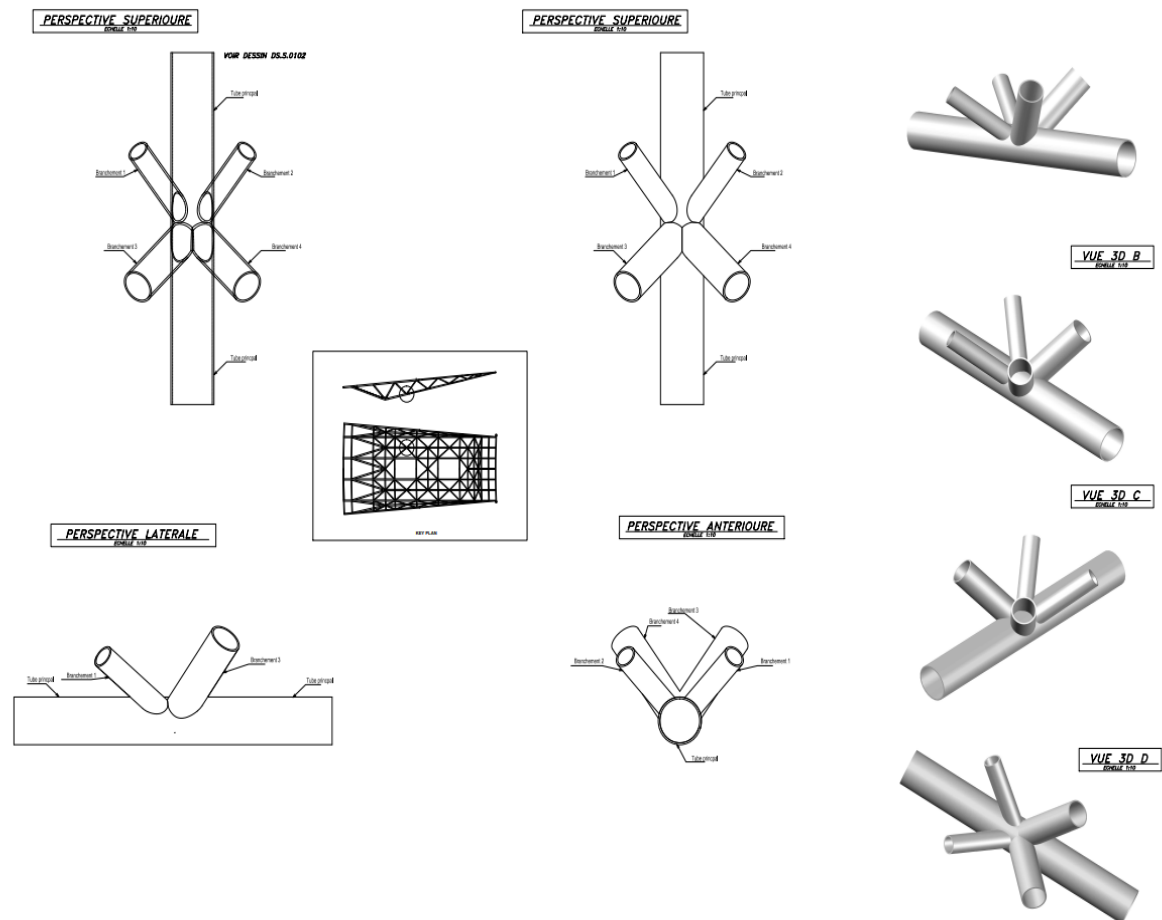


Figure VI-26 L'assemblage soudée type 3 de Nœud 3

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.6.3 Vérification d'assemblage :

Après avoir obtenu les efforts internes dans les barres de notre treillis, nous avons défini tous les paramètres dans le logiciel de vérification (IDEA StatiCa) d'un assemblage type. Les résultats sont les suivants : (pour les détails de calculs voir l'annexe)

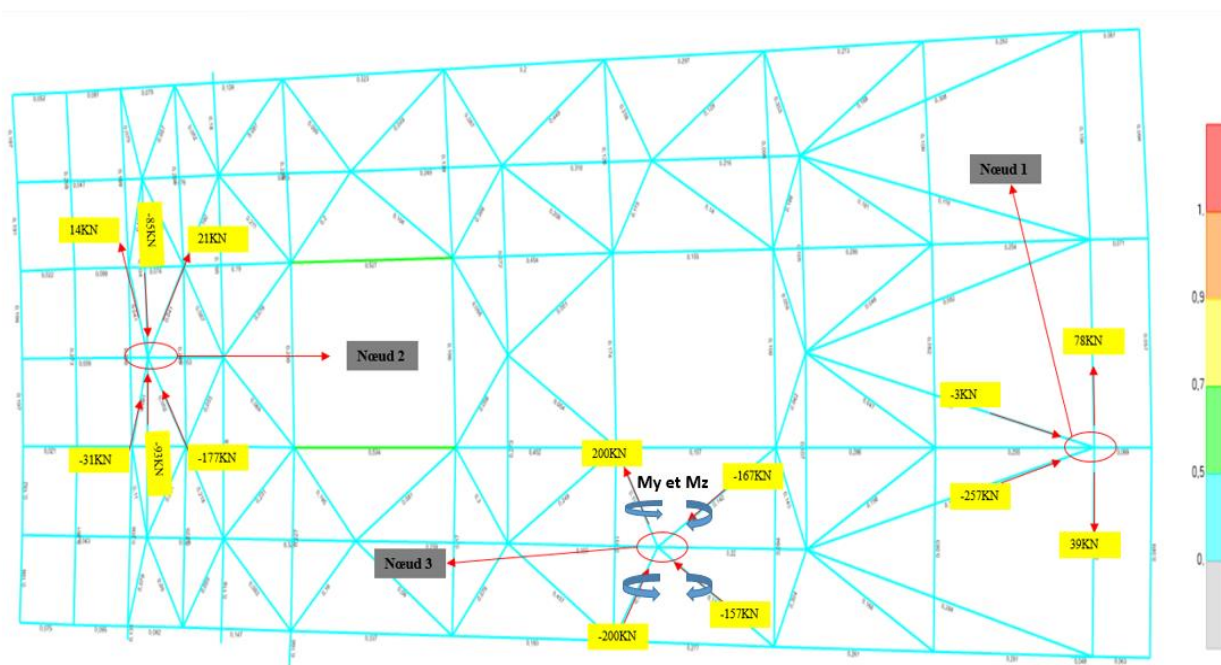


Figure VI-27 les différents nœuds et les efforts de traction, compression

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.6.3.1 Nœud 3 :



Figure VI-29 la soudure nœud 3

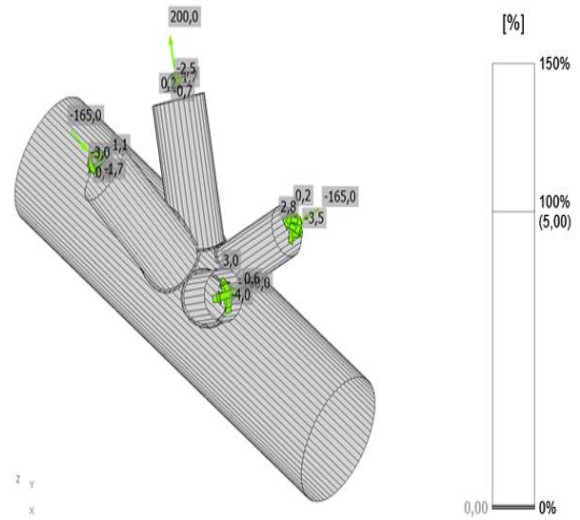


Figure VI-28 Vérification de déformation N3

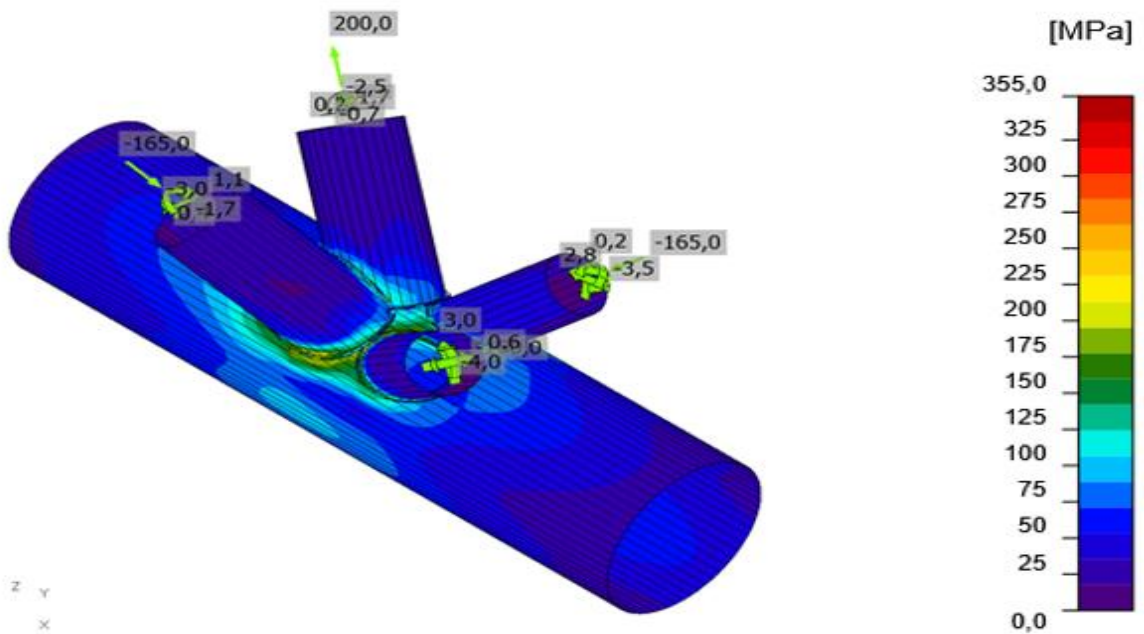


Figure VI-30 Contrainte équivalente

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

Table VI-30 Chargements

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M2	-160,0	0,6	3,0	0,0	-4,0	-1,3
	M3	200,0	0,2	1,7	0,0	-2,5	-0,7
	M4	-165,0	0,2	2,8	0,0	-3,5	-1,5
	M5	-165,0	0,4	1,1	0,0	-3,0	-1,7

Table VI-31 vérification de la Soudures

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	$\tau_{ }$ [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
M1-arc 20	M2	▲4,0▲	538	LE1	271,9	0,0	97,6	-13,2	-145,9	62,4	17,0	OK
M1-arc 16	M3	▲4,0▲	700	LE1	191,0	0,0	-36,8	108,1	-5,6	43,9	19,3	OK
M1-arc 14	M4	▲4,0▲	528	LE1	272,0	0,0	39,2	46,4	-148,3	62,4	15,4	OK
M1-arc 26	M5	▲4,0▲	483	LE1	225,4	0,0	130,2	-29,3	-102,1	51,7	21,9	OK
M3-arc 1	M5	▲4,0▲	186	LE1	164,6	0,0	-62,1	-74,1	-47,4	37,8	19,7	OK
		▲4,0▲	538	LE1	180,3	0,0	-102,7	37,8	76,7	41,4	24,2	OK
		▲4,0▲	700	LE1	215,1	0,0	16,0	-118,7	-35,1	49,4	17,9	OK
		▲4,0▲	528	LE1	147,1	0,0	-90,5	-35,2	56,9	33,8	15,4	OK
		▲4,0▲	483	LE1	276,8	0,0	-171,8	9,9	124,9	63,6	26,1	OK
		▲4,0▲	186	LE1	314,8	0,0	-58,6	122,8	129,7	72,3	37,0	OK

Table VI-32 vérification de ratio de la soudure

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5,0%	OK
Soudures	72,3 < 100%	OK

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

VI.6.4 Assemblage pied de poteau :

En raison de la complexité de l'assemblage du pied de poteau, certains logiciels spécialisés tels que IDEA StatiCa ou ROBOT ne sont pas capables de modéliser ce type d'assemblage.

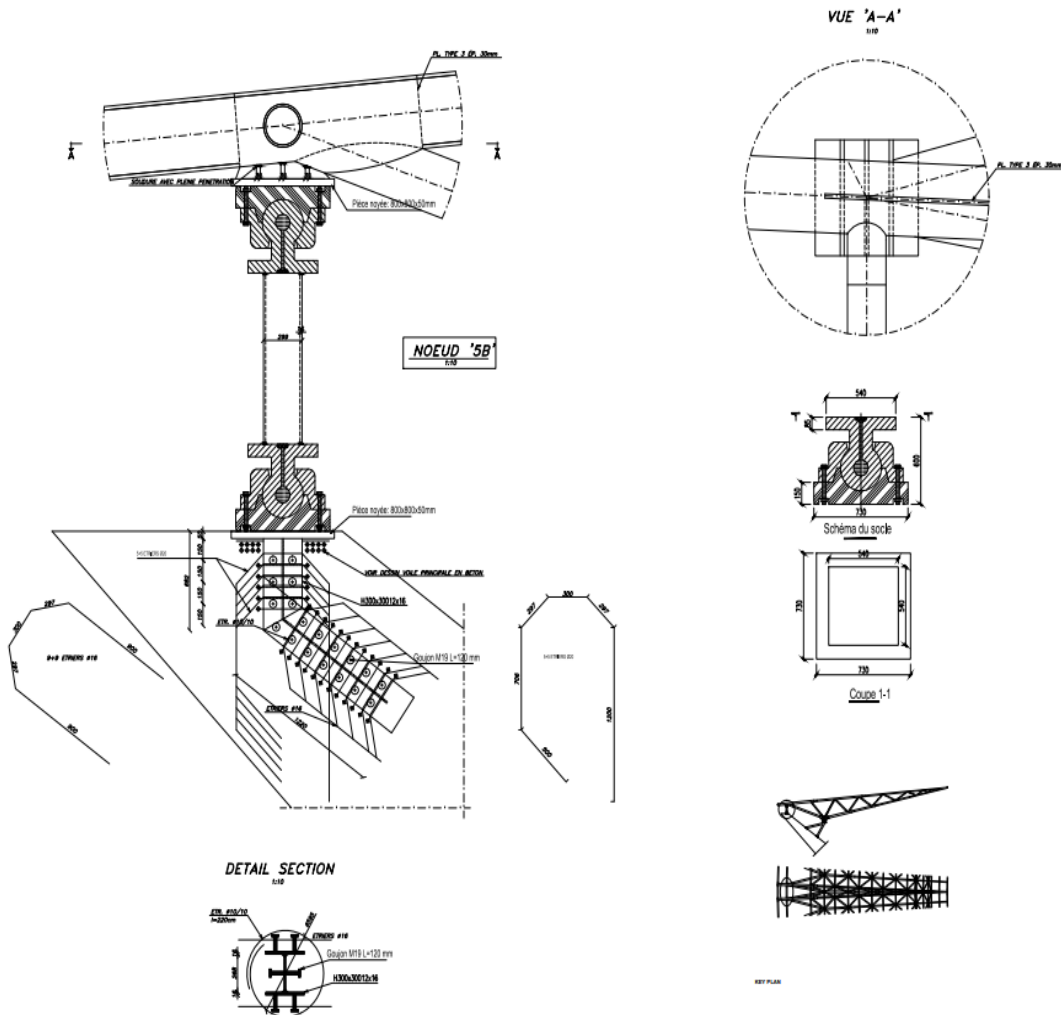


Figure VI-31 Assamblage type 1

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

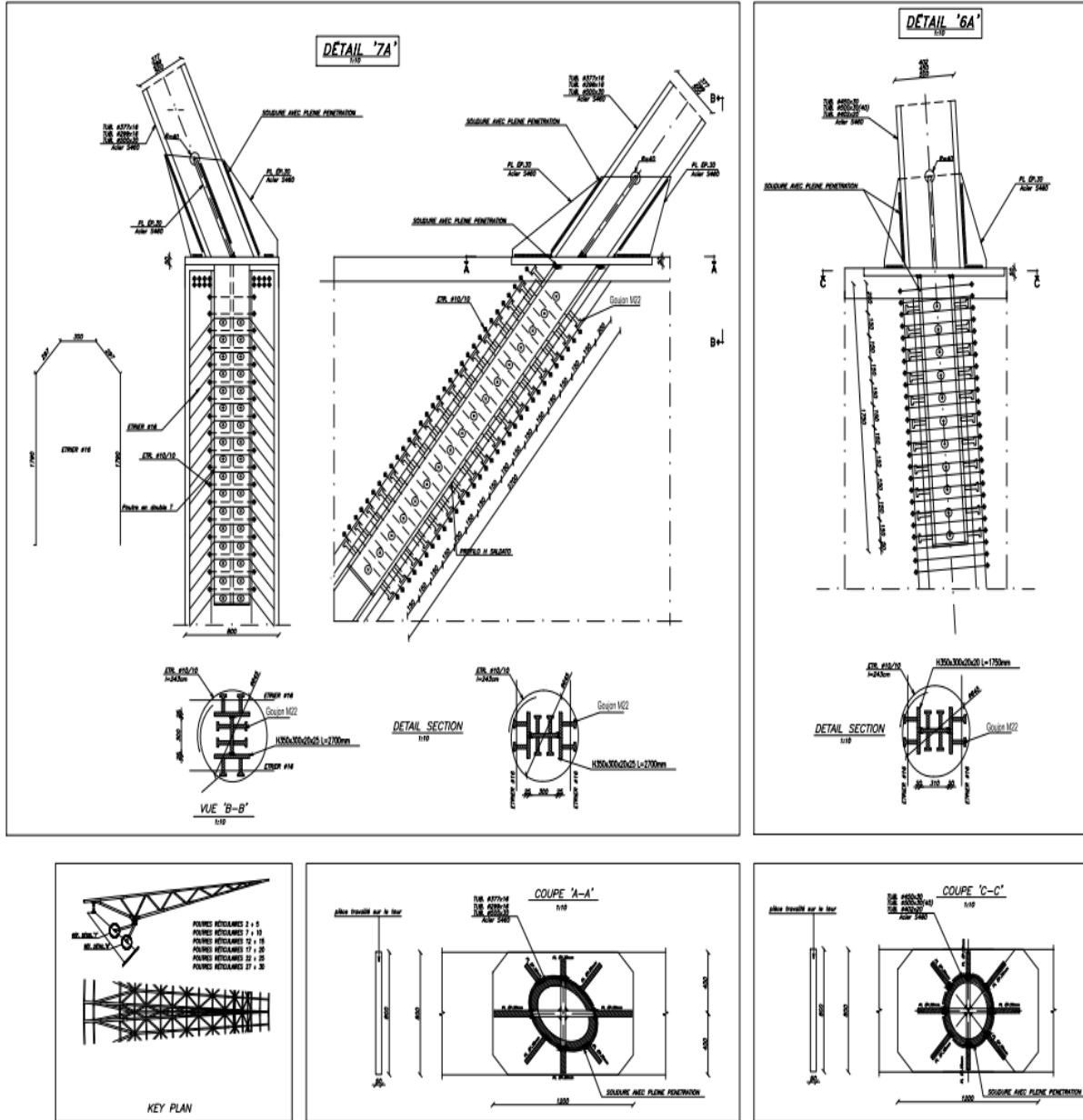


Figure VI-32 assamblage type 2

Chapitre VI: Calcul et Vérification des éléments structuraux et des Assemblages

Description D'assemblage :

Le pied de poteau est ancré avec une longueur de 2,7m dans un voile porteur en béton. Pour assurer la connexion entre le voile porteur en béton et la structure métallique, un profilé en acier PRS de démentions H 300*350*20*25 est utilisé. Le PRS est fixé au béton à l'aide de 34 goujons M22, espacés de 150 mm les uns des autres. Ces goujons assurent une liaison solide entre le PRS et le voile porteur en béton, garantissant ainsi la stabilité de l'assemblage.

Pour relier les différents éléments tubulaires à la structure PRS, une platine d'une épaisseur de 50 mm est utilisée. Cette platine est soudée aux tubes, assurant une connexion rigide et sécurisée entre les deux éléments.

Conclusion générale :

Mon projet de fin d'étude m'a offert l'opportunité pour mieux comprendre le processus d'une étude de génie civil d'un ouvrage donné, depuis la phase d'exploitation des données du projet, jusqu'à la préparation du dossier d'exécution pour la réalisation, où ce cheminement nous a permis de toucher les différents outils de calcul tels que les logiciels de modélisation numérique comme SAP2000, ainsi que les programmes de calcul de ferrailage et vérification des contraintes tel que Socotec, sans oublier ceux du dessin comme Auto CAD, etc.

Ce travail, m'a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant mon cycle de formation durant les cinq années et d'enrichir mon expérience à travers l'exploitation et la bonne application des documents techniques et réglementaires en vigueur en Algérie dans le domaine de la construction.

Il convient de noter que l'efficacité d'une conception parasismique d'un projet de construction n'est que le fruit du travail pluridisciplinaire collaboratif et étroit entre les différents intervenants AEC (Architecture, Engineering, Construction) depuis la phase conceptuelle du projet, pour considérer l'ensemble des mesures et des contraintes nécessaires -parfois imposées - par la réglementation techniques des constructions, tout en conservant autant que possible l'architecture du projet et en assurant une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

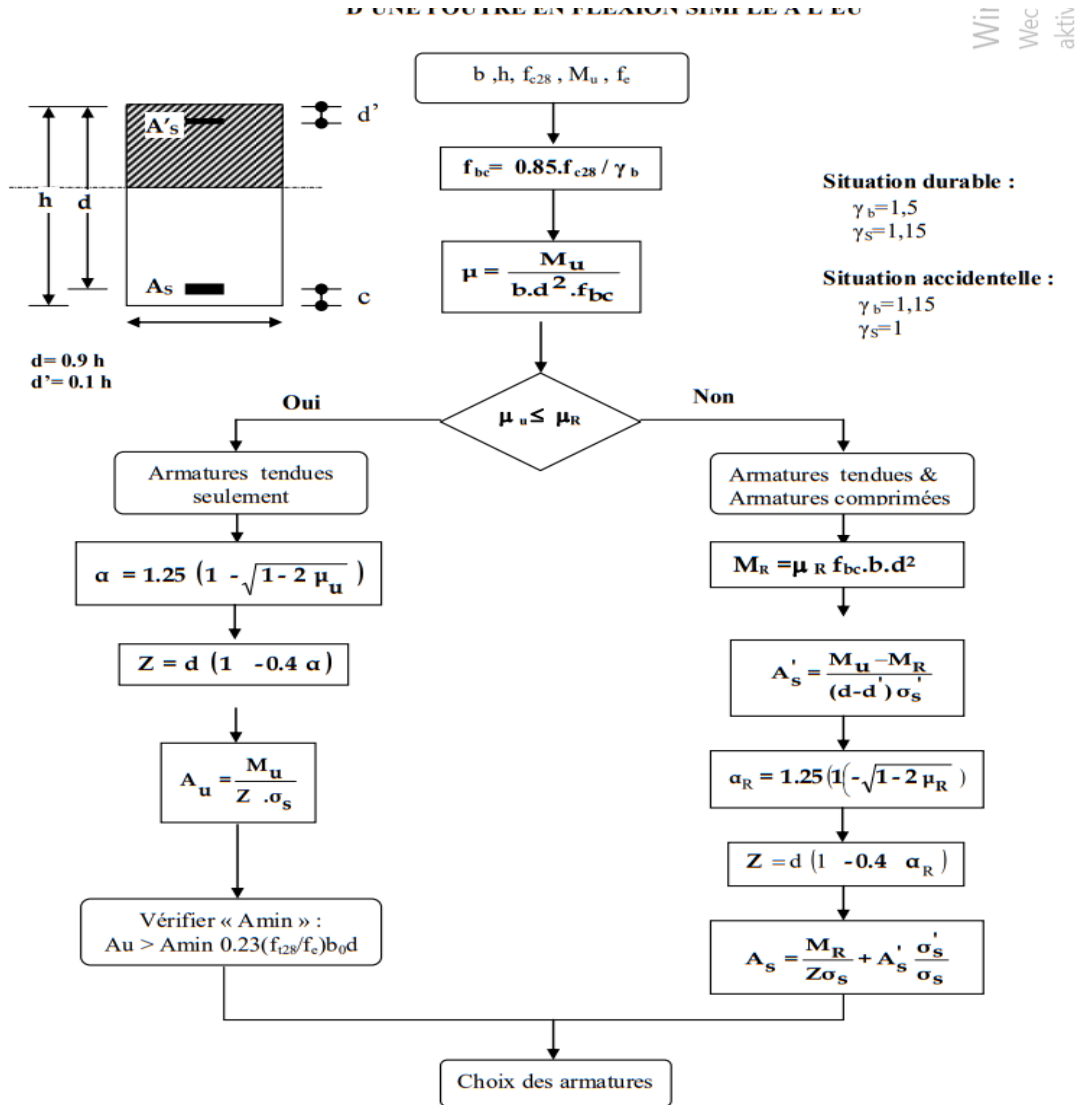
Le projet objet de cette étude est d'une spécification très particulière, en termes de dimensions géométriques, de forme et de type de structure. Pour ces raisons nous avons arrêté comme objectif principal de notre travail l'élaboration du modèle numérique de cette structure typique afin d'analyser et étudier sa réponse sous les différentes sollicitations qu'ils soient dynamiques ou statiques, suivant les critères de résistance et de déformation.

Les résultats obtenus ont montré que l'ensemble les éléments structuraux réponds de manière optimale aux charges appliquées, ce qui confirme leurs capacités de résistance vis-à-vis de ces sollicitations conformément aux normes Algériennes en vigueur, telles que le BAEL, le CBA93, le RNV2013 et le CCM99, EC03.

Enfin, comme tous projet de fin d'étude, ce travail ne sera pas une fin en soi, mais il représente un minimum d'expérience pour entamer ma vie professionnelle. J'espère que ce modeste travail fera l'objet d'une bonne référence pour les futurs projets de fin d'études.

Annexes :

Table Error! No text of specified style in document.-1 organigramme de calcul de ferrailage en flexion



Nuance	Combinaisons durables $\gamma_s=1.15$			Combinaisons accidentelles $\gamma_s=1.0$		
	f_e/γ_s (Mpa)	α_R	μ_R	f_e/γ_s (Mpa)	α_R	μ_R
FeE 215	189	0.789	0.429	215	0.765	0.422
FeE 235	204	0.774	0.425	235	0.749	0.418
FeE 400	348	0.668	0.391	400	0.636	0.379
FeE 500	435	0.617	0.371	500	0.583	0.358

Tab -2 Tableau de ferrailage

3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Projet :
Projet N° :
Auteur :

Données du projet

Nom de projet
Numéro du projet
Auteur
Description
Date 08.07.2023
Norme EN

Matériau

Acier S 355

Projet :
 Projet N° :
 Auteur :

Élément du projet CON1

Conception

Nom CON1
 Description
 Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
M1	1 - 426*16(CHS426,16)	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Nœud
M2	3 - 168*12,5(CHS168,12,5)	-25,0	-45,0	0,0	0	-20	0	Nœud
M3	2 - 219*16(CHS219,12)	150,0	-45,0	0,0	0	-30	60	Nœud
M4	3 - 168*12,5(CHS168,12,5)	25,0	-45,0	20,0	0	20	0	Nœud
M5	2 - 219*16(CHS219,12)	-150,0	-45,0	0,0	0	30	60	Nœud



Sections transversales

Nom	Matériau
1 - 426*16(CHS426,16)	S 355
3 - 168*12,5(CHS168,12,5)	S 355
2 - 219*16(CHS219,12)	S 355

Projet :
 Projet N° :
 Auteur :

Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
1 - 426*16(CHS426,16)	S 355	
3 - 168*12,5(CHS168,12,5)	S 355	
2 - 219*16(CHS219,12)	S 355	

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M2	-160,0	0,6	3,0	0,0	-4,0	-1,3
	M3	200,0	0,2	1,7	0,0	-2,5	-0,7
	M4	-165,0	0,2	2,8	0,0	-3,5	-1,5
	M5	-165,0	0,4	1,1	0,0	-3,0	-1,7

Projet :
 Projet N° :
 Auteur :

Vérification

Sommaire

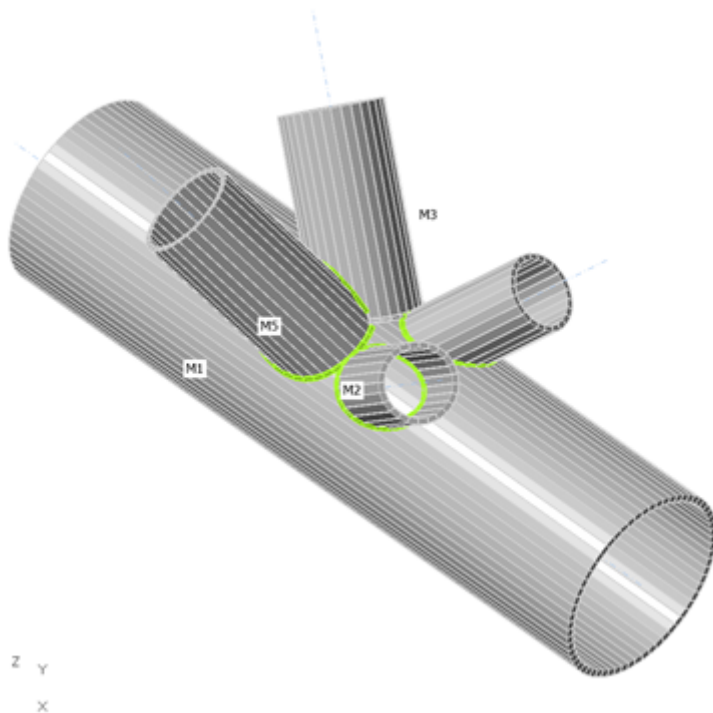
Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5,0%	OK
Soudures	72,3 < 100%	OK
Voilement	192,95	
GMNA	Calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
M1	16,0	LE1	218,6	0,0	0,0	OK
M2	12,5	LE1	164,8	0,0	0,0	OK
M3	12,0	LE1	165,2	0,0	0,0	OK
M4	12,5	LE1	102,4	0,0	0,0	OK
M5	12,0	LE1	234,0	0,0	0,0	OK

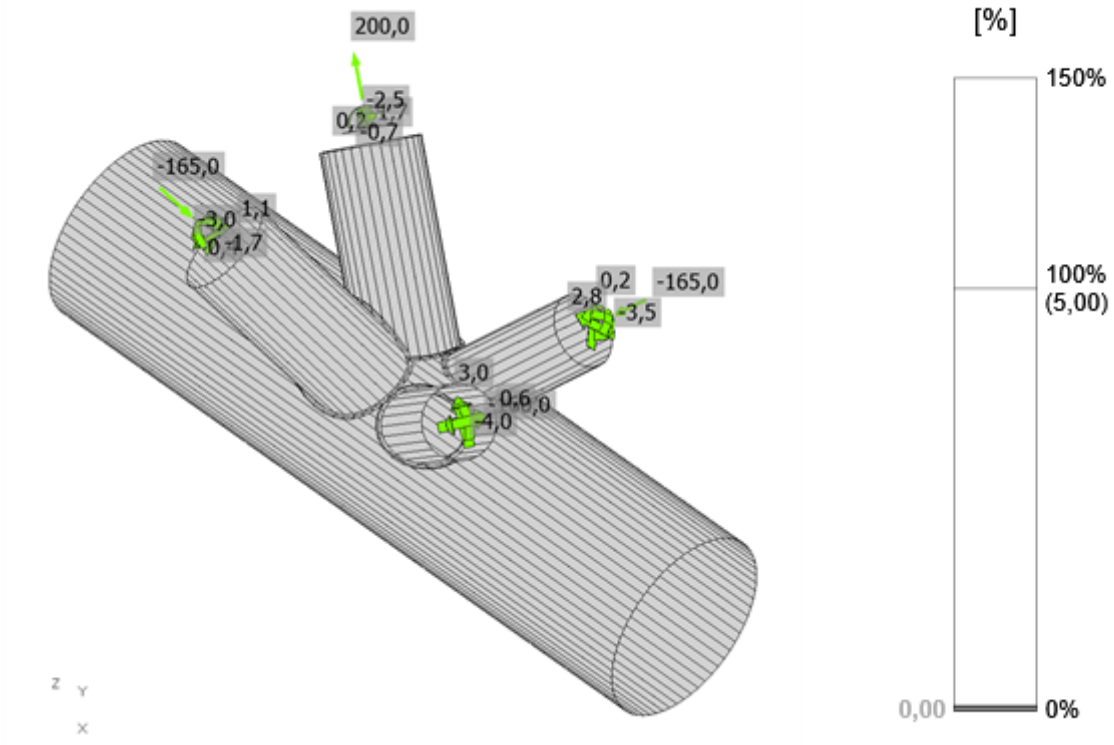
Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 355	355,0	5,0

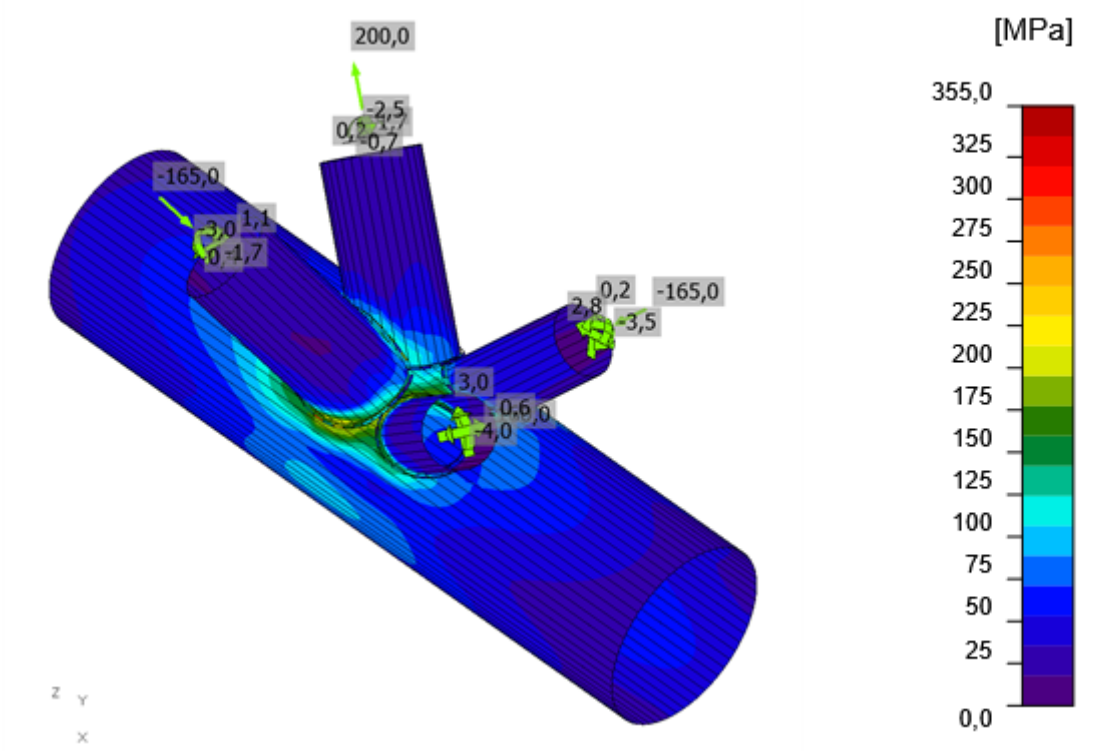


Vérification globale, LE1

Projet :
 Projet N° :
 Auteur :



Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
M1-arc 20	M2	▲4,0▲	538	LE1	271,9	0,0	97,6	-13,2	-145,9	62,4	17,0	OK
M1-arc 16	M3	▲4,0▲	700	LE1	191,0	0,0	-36,8	108,1	-5,6	43,9	19,3	OK
M1-arc 14	M4	▲4,0▲	528	LE1	272,0	0,0	39,2	46,4	-148,3	62,4	15,4	OK
M1-arc 26	M5	▲4,0▲	483	LE1	225,4	0,0	130,2	-29,3	-102,1	51,7	21,9	OK
M3-arc 1	M5	▲4,0▲	186	LE1	164,6	0,0	-62,1	-74,1	-47,4	37,8	19,7	OK
		▲4,0▲	538	LE1	180,3	0,0	-102,7	37,8	76,7	41,4	24,2	OK
		▲4,0▲	700	LE1	215,1	0,0	16,0	-118,7	-35,1	49,4	17,9	OK
		▲4,0▲	528	LE1	147,1	0,0	-90,5	-35,2	56,9	33,8	15,4	OK
		▲4,0▲	483	LE1	276,8	0,0	-171,8	9,9	124,9	63,6	26,1	OK
		▲4,0▲	186	LE1	314,8	0,0	-58,6	122,8	129,7	72,3	37,0	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 355	0,90	435,6	352,8

Résultat détaillé pour M1-arc 20 M2

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 271,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 97,6 \text{ MPa}$$

où :

$f_u = 490,0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime

$\beta_w = 0,90$ – facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 62,4 \%$$

Projet :
Projet N° :
Auteur :

Résultat détaillé pour M1-arc 16 M3

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 191,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 36,8 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 43,9 \%$$

Résultat détaillé pour M1-arc 14 M4

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 272,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 39,2 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 62,4 \%$$

Projet :
Projet N° :
Auteur :

Résultat détaillé pour M1-arc 26 M5

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 225,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 130,2 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 51,7 \%$$

Résultat détaillé pour M3-arc 1 M5

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 164,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 62,1 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 37,8 \%$$

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 180,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 102,7 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Projet :
Projet N° :
Auteur :

Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 41,4 \%$$

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 215,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 16,0 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 49,4 \%$$

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 147,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 90,5 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 33,8 \%$$

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 276,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 171,8 \text{ MPa}$$

où :

$$f_u = 490,0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\beta_w = 0,90 \quad \text{– facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Projet :
Projet N° :
Auteur :

Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 63,6 \%$$

Vérification de résistance de la soudure (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 435,6 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 314,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 352,8 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 58,6 \text{ MPa}$$

où :

$f_u = 490,0 \text{ MPa}$ – Résistance ultime

$\beta_w = 0,90$ – facteur de corrélation approprié selon la Table 4.1

$\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Usage de contrainte

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 72,3 \%$$

Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE1	1	192,95
	2	216,20
	3	244,04
	4	244,76
	5	251,34
	6	260,38

Projet :
 Projet N° :
 Auteur :

Explication des symboles

Symbole	Explication des symboles
ϵ_{pl}	Déformation
σ_{Ed}	Contrainte éq.
f_y	Limite d'élasticité
ϵ_{lim}	Déformation plastique limite
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
τ_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
τ_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
$0.9 \sigma_{w,Rd}$	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilisation
$U_{t,c}$	Utilisation de capacité de la soudure

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
Y_{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y_{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y_{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y_{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y_C	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y_{Inst}	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser σ_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses

Projet :
Projet N° :
Auteur :

Élément	Valeur	Unité	Référence
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

Références :

Chapitre VI :

DTR BC 2.48,. (RPA 99/2003).

equation 4.13 p 49. (RPA99V2003).

Equation 4.2 Pg 38 . (RPA99V2003).

Equation 4.3 P 38. (RPA99V2003).

Equation 4.4 P 42. (RPA99V2003).

Equation 4.5 Pg 44. (RPA99V2003).

Equation 4.6 Pg 45. (RPA99V2003).

page 47. (RPA99V2003).

RPA 99 (4.13) page 49. (2003).

RPA99 (tableau 4.1) Pg 39. (2003).

RPA99. (2003). (tableau 4.1) page 39.

Tab 4.1 p 38. (RPA99V2003).

Tab 4.2 P 38. (RPA99V2003).

Tab 4.3 p 41. (RPA99V2003).

Tab 4.4 P 44. (RPA99V2003).

Tab 4.7 P 49. (RPA99V2003).

Les normes utilisées :

- DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».
- D.T.R B C 2.44 ; Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier« CCM97 ».
- D.T.R B C 2 48 ; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- D.T.R B C – 2.2 ; Charge Permanentes et Charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- EUROCODE 3 ; Calcul des structures en acier ».
- EUROCODE 4 ; Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997.
- Le CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- Cours de 1^{er} et 2^{ème} année master.