

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE LE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université BADJI MOKHTAR-ANNABA



中國建築  
CHINA STATE CONSTRUCTION

Entreprise chine stade construction engineering

Département de Génie Civil

Spécialité : Construction Civile et Industrielle

### PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté en vue d'obtention du diplôme de MASTER II

**THEME : ANALYSE DE LA CONCEPTION ET DE L'ETUDE DE LA SALLE  
DE PRIERES DE LA GRANDE MOSQUEE D'ALGER**

Présenté par : BAINE ABDOULAYE AFFADINE Encadré par: INGENIEUR BACHIR KEBAILI

Maître de stage: - INGENIEUR GASMI SOUAD

- INGENIEUR ANDREY (CAO QI)

Jury d'évaluation

Président : Prof OUCIEF Hocine

Membre :- Dr MENADI Souad

- Dr ATHMANI Alaà

PROMOTION : 2016 – 2017

## REMERCIEMENT

Je remercie Dieu le tout Puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

A travers le présent rapport de stage de fin de cycle, je tiens à remercier tous ceux qui de près ou de loin ont participé à son élaboration. Ces remerciements vont particulièrement :

- A M. SLIMANI Fayçal, Chef de département de génie civil de l'université BADJI MOKHTAR d'ANNABA pour tous ses multiples efforts dans la recherche de la qualité dans l'enseignement ;
- A Tout le personnel administratif et corps enseignant du département de génie civil pour la qualité de la formation reçue.
- A mon encadreur Docteur Bachir KEBAILI de m'avoir encadré malgré son emploi chargé, pour sa patience, son attention et son orientation;
- Aux membres de jury qui m'ont fait l'honneur d'examiner avec patience ce modeste travail.
- A mes maitres de stage ingénieur GASMI Souad et ingénieur ENDRE CAO QI de m'avoir encadré et soutenu pendant tout mon séjour au sein de l'entreprise CSCEC ;
- A tout le personnel de la CSCEC pour l'accueil qui m'a été réservé pendant toute ma période de stage ;

## DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- A mes très chers parents, Vous avez assuré avec loyauté tout mon cursus, vous avez toujours fait de ma réussite votre priorité. Vous m'avez guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin : mes mamans vous avez été à mes côtés et vous m'avez soutenu durant toute ma vie, et mon père tu as sacrifié toute ta vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents. Qu'Allah vous prête une longue vie ! Je vous aime et je vous dédie mes réussites passées, présentes et à venir.
- A mon tendre et cher époux, celui qui a l'exaltante mission de partager mes joies et peines pour ton soutien inconditionnel, ta compréhension et tes conseils. Je te dédie mes réussites passées, présentes et à venir.
- A mes frères et sœurs, Vous m'avez épaulé en tout temps.
- A ma belle-famille, Vous m'avez soutenu comme votre propre fille.
- A ma famille algérienne : maman NASIRA, BOUZID Loubna.
- A tous les enseignants qui ont contribué à ma formation, je transmettrais les connaissances acquises à vos enfants.
- A toutes mes amies.
- A toute ma famille.

## **RESUME**

Le présent projet de fin de cycle se situe dans le cadre d'une analyse et description de la salle de prières d'une mosquée R+2 avec une mezzanine et deux (2) sous-sols implantée dans la wilaya d'Alger classée comme zone à forte sismicité. La résistance de la structure est assurée par un système d'isolation sismique et de contreventement.

L'analyse consiste à la description des éléments structuraux et non structuraux, sur la base du plan architectural.

L'ossature du bâtiment est constituée d'une structure porteuse en béton armé, béton centrifugé et charpente métallique (planchers – poutre – poteaux ...) reposant sur un radier et des semelles. Les prescriptions techniques utilisées sont les règles (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91, les Eurocode 1 et 8, les normes DIN EN 1992 et 1993).

La méthodologie utilisée est celle d'un calcul automatique qui consiste principalement aux calculs de la descente de charges, du pré dimensionnement, du calcul complet des armatures et d'une étude de la fondation.

Le dimensionnement a été réalisé à l'ELU puis vérifié à l'ELS et les plans de ferrailage établis avec les logiciels Sofistik 2010, MicroFE 2011, RSTAB 7.04, SAP 2000 en tenant compte des dispositions constructives.

**Mots clés : Structure-Fondation-Béton armé-Béton centrifugé-Charpente métallique**



## SOMMAIRE

Remerciement.....	I
Dédicace.....	II
Résumé.....	III
Sommaire .....	IV
Liste des figures.....	VI
Liste des tableaux.....	VIII
PREMIERE PARTIE : l'institution d'accueil, la CSCEC .....	9
1- La présentation générale de la CSCEC .....	10
1-a- Creation .....	10
1-b- Siege social.....	10
1-c- Realisation .....	10
2- La CSCEC et les handicaps.....	11
3- Ma place au sein de la CSCEC.....	11
3-a- Missions accomplies.....	11
3-b- Difficultés rencontrées au sein de l'entreprise .....	12
DEUXIEME PARTIE : La salle de prières .....	13
CHAPITRE I : Présentation générale du projet.....	14
Introduction .....	15
I-1- Localisation de la mosquée.....	19
I-2- Description de la mosquée.....	20
CHAPITRE II : Analyse de la conception et de l'étude de la salle de prières.....	25
I- Analyse geologique .....	26
II- Analyse sismique.....	27
II – a : Modèle simplifié de la salle de prières .....	27
II – b : Technologie parasismique.....	29
II-c- Principe de l'isolation sismique .....	29
II-d- Principe de l'amortissement sismique .....	33
II-e- Combinaison des isolateurs de type pendule inverse avec des amortisseurs visqueux .....	34
II-f- Echange des isolateurs ou des amortisseurs .....	37

II-g-Joints sismiques .....	39
III – Hypothèses, normes et principes généraux .....	41
III-1- Hypothèses de base et Normes .....	41
III-2- Principes généraux .....	42
IV- Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	42
V- Principe de la descente de charges .....	44
V-a-charges permanentes .....	44
V-b-charges d'exploitation .....	45
V-c-Accumulation d'eau de pluie .....	45
V-d-Charges de neige .....	46
V-e-Charges de sable .....	46
V-f-Charges de vent .....	46
V-g-Variation de température .....	47
V-h-Charges sismiques .....	47
V-i-Charges accidentelles .....	50
V-j- Principe de la descente de charges verticales .....	50
V-k - Principe de contreventement et de la descente des charges horizontales .....	52
VI- Analyse du calcul des éléments structuraux et non structuraux .....	60
VI-1-Dalles et poutres .....	60
VI-2-Poteaux .....	65
VI-3-Escaliers .....	76
VI-4- Les voiles .....	80
VII- Fondations .....	81
VIII- Construction métallique.....	85
VIII-1-description générale de la structure porteuse.....	85
VIII-2- Structure porteuse de la coupole .....	87
IX- Méthodologie d'exécution du béton .....	92
CHAPITRE III : Les fissurations et leur traitement .....	95
1- Diagnostic et détection des fissures .....	96
2- Fissures relevées.....	97
3- Méthode de Traitement .....	97
Conclusion.....	99
Références bibliographiques.....	102



**LISTES DES FIGURES**

<b>Figures</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
I-2-1	plan descriptif du projet	20
I-2-2	plan architectural du projet	21
II	vue en plan de la salle de prière	26
II-a-1	modèle d'ensemble en 3D	28
II-a-2	modèle d'ensemble en 3D – vue de dessous avec définition d'appui	29
II-c-1	Isolation sismique – représentation simplifiée du principe	30
II-c-2	Isolation sismique - Schéma de principe de la salle de prière avec le niveau supplémentaire pour les isolateurs sismiques	31
II-c-3	isolateur de type pendule inverse – construction réalisée sur chantier	32
II-c-4	isolation sismique-principe du spectre de réponse	32
II-d-1	amortisseur visqueux – construction réalisée sur chantier	33
II-d-2	isolation sismique-principe du spectre de réponse du déplacement	34
II-e-1	combinaison des isolateurs de type pendule inverse avec des amortisseurs visqueux	35
II-e-2	coupe B – B	35
II-e-3	coupe C – C	36
II-e-4	déplacements possibles du système (vue en plan)	36
II-e-5	exemple d'application sur chantier	37
II-f-1	levage du bâtiment en cas de changement d'isolateur ou de tassement différentiel (principe)	38
II-g-1	Joints de la salle de prière	40
V-h-1	Comparaison des spectres calculés par le CGS pour une période de retour de 1000 ans avec le spectre élastique, proposé par KSP-KuK pour la Salle de prière	48
V-h-2	Spectre de réponse ( $R=1,0$ ; $Q=1,1$ ; $\eta = 1,0$ )	49
V-j-1	La salle de prière ; vue en plan au niveau de la coupole (schématique)	50
V-j-2	modélisation en 3D de la structure en béton armé (Isométrie)	52
V-k-1	La salle de prière, système de contreventement (schématique)	53
V-k-2	La salle de prière, système de contreventement (schématique) ; Flux de forces dans le système de contreventement	53
V-k-3	Diaphragme du toit à 45m en treillis tridimensionnel en acier	54
V-k-4	Plan de contreventement du cube supérieur à 22 m et à 45 m (à gauche : coupe transversale ; à droite mur formé par un treillis spatial léger)	55
V-k-5	Isométrie de la construction métallique spatiale des murs extérieurs du cube supérieur (vue d'ensemble du modèle)	55
V-k-6	Diaphragme de la dalle du toit de la mezzanine à +22 m (schématique) à gauche : géométrie de la dalle ; à droite : système déformé (Déformation très fortement agrandie)	56
V-k-7	Cadre de contreventement axe 74-78/N-F; vue de système avec le principe de descente de charge	57
V-k-8	Contreventement horizontal supplémentaire du plan de la mezzanine +11 par les voiles transversaux, qui sont encastés dans le sous-sol, dans le domaine des entrées / sorties de secours	59
VI-1-1	détail de différent niveau de la salle	61
VI-1-2	représentation de la dalle avec ses poutres au-dessus de S20	62

VI-1-3	Dalle au-dessus du niveau S20	62
VI-1-4	représentation de la dalle avec ses poutres au-dessus du niveau S10	63
VI-1-5	Dalle au-dessus du niveau S10	63
VI-1-6	dalle au-dessus du niveau 010 – exemple pratique	64
VI-1-7	Dalles au-dessus du niveau 010 – vue en plan	64
VI-2-1	ferrailage du béton – exemple pratique	66
VI-2-2	poteaux déjà prêts – exemple pratique	66
VI-2-3	transport des poteaux vers le chantier – exemple pratique	66
VI-2-4	poteaux déjà implantés sur chantier – exemple pratique	67
VI-2-1-1	Dénomination des zones de poteaux de diamètre 162cm	68
VI-2-1-2	fixation des poteaux sur des platines en acier	68
VI-2-1-3	chapiteau déjà prêt à l'agencement avec les poteaux	69
VI-2-1-4	structure complète d'un poteau	69
VI-2-1-5	structure complète des poteaux sur chantier	70
VI-2-2-1	dénomination des zones de poteaux de diamètre 81cm	70
VI-2-2-2	Structure d'un poteau de diamètre 81cm – Type n° 1	71
VI-2-2-3	Structure d'un poteau de diamètre 81cm – Type n° 2	72
VI-2-2-4	Structure d'un poteau de diamètre 81cm – Type n° 3	73
VI-2-2-5	Structure d'un poteau de diamètre 81cm – Type n° 4	74
VI-2-2-6	Structure d'un poteau de diamètre 81cm – Type n° 5	75
VI-3-1	modélisation respectivement du volée et palier de l'escalier	76
VI-3-2	caractéristique technique d'un escalier	76
VI-3-3	géométrie d'un escalier	77
VI-3-4	escaliers du niveau S10 à RC0	78
VI-3-5	escalier du niveau RC0 à S20	79
VI-4-1	modélisation en 3D d'un voile	80
VI-4-2	voile (assimilé à un mur)	81
VII-1	réalisation des fondations – exemple pratique	82
VII-2	ferrailage du radier et les semelles – exemple pratique	82
VII-3	ferrailage du radier et semelle – exemple pratique	83
VII-4	Modèle global du radier – Vue de dessus et vue de dessous	84
VIII-1-1	construction métallique du cube extérieur – vue en plan	85
VIII-1-2	construction métallique du cube intérieure –vue en plan	86
VIII-1-3	section métallique	86
VIII-1-4	modélisation en 3D de la construction métallique avec les poteaux préfabriqués	87
VIII-2-1	Coupe longitudinale de la salle de prière avec la structure de la coupole	87
VIII-2-2	Vue intérieure de la coupole avec le revêtement intérieur plié – 3D	88
VIII-2-3	coupole – vue sur chantier de l'extérieure	88
VIII-2-4	structure porteuse de la coupole – vue sur chantier de l'intérieure	89
VIII-2-5	coupe de la structure porteuse de la coupole	89
VIII-2-6	Vue en plan de la structure porteuse de la coupole avec les points d'appui sur les poteaux octogonaux	90
VIII-2-7	Vue éclatée avec tous les éléments de la structure de la coupole	91
IX-1	coulage du béton sur chantier	94
III-a	fissures prélevées sur chantier	96

## **LISTE DES TABLEAUX**

<b>Tableaux</b>	<b>Titre</b>	<b>Page</b>
IX-1	fournisseurs des matériaux de construction	92
IX-2	formulation d'un mètre cube du béton	92
IX-3	la résistance du béton dans différent partie du projet	92



**PREMIERE PARTIE : L'INSTITUTION D'ACCUEIL, LA  
CSCEC**

## **1- LA PRESENTATION GENERALE DE LA CSCEC**

**China State Construction Engineering** (en mandarin simplifié : 中国建筑工程总公司) est une entreprise de construction publique chinoise. Elle est notamment connue pour avoir construit le **centre national de natation de Pékin** et le **Shun Hing Square**, ainsi que le **Stade des Martyrs** à Kinshasa.

### **1-a- CREATION DE LA CSCEC**

L'entreprise CSCEC est créée en 1982.

### **1-b- SIEGE SOCIAL**

Le siège social de l'entreprise est à Pékin en Chine.

### **1-c- REALISATIONS**

La CSCEC est une entreprise très présente sur les marchés publics étrangers. Elle est notamment présente en Afrique noire (Nigeria) et au Maghreb (Algérie).

En Algérie, l'entreprise a obtenu un nombre impressionnant de marchés, pour un montant de plus de 4 milliards de dollars. A titre d'information :

- Chantier de la mosquée d'Alger (plus de 3 milliards de dollars) ;
- Réalisation de la nouvelle ville universitaire de Constantine (520 millions de dollars) ;
- L'Ecole supérieure d'hôtellerie et de restauration d'Alger (ESHRA, pour 165 millions USD) ;
- Sheraton club d'Alger (69 million de dollars);
- Aérogare internationale de l'aéroport Houari Boumediene d'Alger (266 millions USD) ;
- Gros œuvres pour le nouveau siège du ministère des Affaires étrangères ;
- 43 000 logements AADL répartis sur 11 wilayas ;
- Hôtel Marriott de Tlemcen (45 millions USD),
- Autoroute Cherchell-Bou Ismaïl (Tipasa) sur 48 km.



CSCEC a été présélectionné pour la réalisation de la nouvelle aérogare d'Alger (550 millions de dollars). Elle a remporté la réalisation de 53 km de la section Chiffa de la route nationale n°1 avec, à la clé, 17 km de ponts et 3 km de tunnels.

- Hôtel Sheraton d'Annaba ;
- Le Centre International des Conférences d'Alger.

## **2- LA CSCEC ET LES HANDICAPS**

L'entreprise CSCEC a été accusée par la banque mondiale et est inscrite sur la liste des entreprises non-éligibles du 12 janvier 2009 au 11 janvier 2015, ce qui veut dire qu'elle ne sera pas présente sur le marché public.

Mais cela n'a empêché la CSCEC de gagner des marchés colossaux.

## **3- MA PLACE AU SEIN DE LA CSCEC**

Le stage de fin d'études s'inscrit dans le cursus du Master II CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE. Il a pour objet de permettre à l'étudiant de mettre en pratique les outils théoriques et méthodologiques acquis au cours de sa formation, d'identifier ses compétences et de conforter son objectif professionnel.

En ce qui me concerne, ce stage s'est déroulé au sein de la CSCEC du projet de la construction de la GRANDE MOSQUEE D'ALGER sis à Mohammadia, sur la période du 05 février au 05 avril, soit 8 semaines ou encore deux mois. Mon temps de travail au sein de l'entreprise était fixé à 40 heures hebdomadaires. Mon encadrement se constituait d'une part, de mon chef de spécialité, et, d'autre part, de mes tuteurs de stage, GASMI Souad et ENDRE CAO QI, responsable du bloc A (salle de prière et la cour).

### **3-a- MISSIONS ACCOMPLIES**

Ma principale mission consistait à superviser le chantier et vérifier la conformité des plans.

Parallèlement, j'étais chargée d'effectuer un travail de recherche sur le diagnostic et le traitement des FISSURATIONS.

En complément de ces missions, ma participation à quelques réunions m'ont permis d'aborder la notion d'intégration dans une entreprise, et la gestion d'une équipe.

### **3-b- DIFFICULTES RENCONTREES AU SEIN DE L'ENTREPRISE**

Les principales difficultés que j'ai eu à faire face étaient le problème de langues en premier lieu puis l'intégration et l'adaptation avec les différents personnels de l'entreprise.

En plus vue l'importance du projet et le manque de temps, tous les personnels étaient prisent par ses occupations, d'où personne n'a le temps d'un stagiaire.



**DEUXIEME PARTIE : SALLE DE PRIERES**



**CHAPITRE I : PRESENTATION  
GENERALE DU PROJET**

## INTRODUCTION

La Grande mosquée d'Alger ou Djamaâ el-Djazair est une mosquée située à Alger. En cours de construction, il s'agira de la plus grande mosquée d'Afrique et de la troisième plus grande mosquée du monde après celle de La Mecque et de Médine. Elle est financée par l'État algérien pour un budget public initial de 1 milliard d'euros, soit environ 1,5 milliard de dollars ou encore l'équivalent de la construction de 40 hôpitaux. Fin 2016, son coût dépasse déjà les deux milliards d'euros.

Depuis son lancement, le projet a été ouvertement critiqué quant à la résistance de son minaret face à un séisme majeur. En effet certains avaient fait planer le doute sur la faisabilité d'un édifice aussi haut sur un terrain argileux et marécageux ; Des rumeurs laissaient entendre que la taille du minaret serait peut-être revue à la baisse mais sans tarder les séismologues et les responsables ont mis fin à ces dernières en affirmant que « la taille du minaret restait à 265 mètres ».

Cet ouvrage exceptionnel, a permis de relancer l'artisanat algérien sous toutes ses formes mais a également été à l'origine du "béton à hautes performances" pour assurer la surélévation du minaret jusqu'à 265 mètres.

Confiée au géant public chinois du BTP CSCEC après la signature du contrat avec l'Agence nationale de réalisation et de gestion de la mosquée d'Alger (Anargema), la construction de cette mosquée conçue par le groupement allemand MOSCHEE ALGIER puis remplacé par des français a débuté en 2012 pour une durée de 42 mois, annoncé livrer en 2015. Accusé de quelques mois de retard, le projet devrait finalement être livré en 2019 ou 2020.

**L'architecture** de la mosquée est de géométrie carrée reliant la modernité et le traditionnel.

## LES INTERVENANTS DU PROJET

### ▪ Anargema

L'Agence nationale de réalisation et de gestion de la mosquée d'Alger (ANARGEMA) a été créée par le décret N° 05-137 du 25 avril 2005, modifié et complété par le décret N° 14-317 du 12 novembre 2014.

Le même décret N° 14-317 du 12 novembre 2014 a transféré la tutelle de l'ANARGEMA du Ministère des Affaires religieuses et des Wakfs vers le Ministère de l'Habitat.

C'est l'ANARGEMA qui est la structure étatique algérienne de suivi de la réalisation et de la gestion de Djamaâ el Djazaïr.

L'ANARGEMA est ainsi le maître d'ouvrage de cet édifice religieux pour le compte de l'État algérien.

Pour accomplir sa mission de réalisation, d'administration et de gestion de Djamaâ el Djazaïr, l'ANARGEMA est chargée notamment de :

- la réalisation de la mosquée d'Alger conformément au dossier technique élaboré à cet effet en coordination avec les services concernés du ministère de tutelle ;
- la coordination des actions des institutions et organismes concernés par la réalisation du projet ;
- l'initiation de toute autre action visant à la mise en œuvre de son objectif ;
- la gestion de la mosquée et l'exploitation de ses annexes et la prise en charge de leur entretien, leur développement, et leur modernisation ;
- la prise en charge de toutes les opérations commerciales, foncières, industrielles et financières liées à son objet ;
- l'entretien de relations de coopération avec les institutions et les organismes similaires.

C'est le décret N° 13-377 du 9 novembre 2013, portant Statut de la Mosquée, qui charge l'État algérien de la maintenance, de la restauration, de l'hygiène, du gardiennage et de l'équipement de Djamaâ el Djazaïr, ainsi que de toutes autres charges afférentes. Plusieurs millions d'euros annuels d'entretien et de salaires seront alloués pour les employés qui y travailleront.

- **CTC**

C'est l'Organisme national de contrôle technique de la construction (CTC) qui a pris en charge le projet du Djamaâ el Djazaïr dès sa première conception.

C'est avec une équipe de 15 cadres sur le chantier que l'intervention du CTC consiste à contrôler les plans et les travaux effectués sur place.

Les équipes du CTC sont soutenues par des expatriés algériens qui connaissent bien le dossier et qui confirment que le bâtiment a une résistance très élevée au séisme.

Les capacités du CTC sont avérées pour contrôler les travaux de réalisation d'un ouvrage de la taille du Djamaâ el Djazaïr. Il est en avance en ce qui concerne les normes parasismiques et est parmi les premières institutions algériennes à accueillir les nouvelles technologies.

- **Entreprise : CSCEC**

C'est l'entreprise chinoise China State Construction Engineering (CSCEC) qui a été chargée de la réalisation de la Mosquée El Djazaïr.

Les premières opérations de coulage des fondations en béton ont commencé le 16 août 2012, après une cérémonie de lancement des travaux.

La construction a généré 17 000 emplois entre travailleurs chinois (10 000) et algériens (7 000).

- **Bureaux d'études**

Le groupement allemand qui a conçu Djamaâ el Djazaïr est formé par les deux bureaux d'études allemands nommés « KSP Jürgen Engel Architekten » et « Krebs und Kiefer » jusqu'en 2016.

Ce groupement d'études allemand a remporté le concours international d'architecture pour ce projet en janvier 2008 avant que la signature du contrat ne se fasse en juillet 2008 pour la maîtrise d'œuvre en présence de la chancelière allemande Angela Merkel.

La mission inclut les études de conception générale et d'exécution pour tous les corps d'état ainsi que le suivi et contrôle des travaux de réalisation de Djamaâ El Djazaïr.

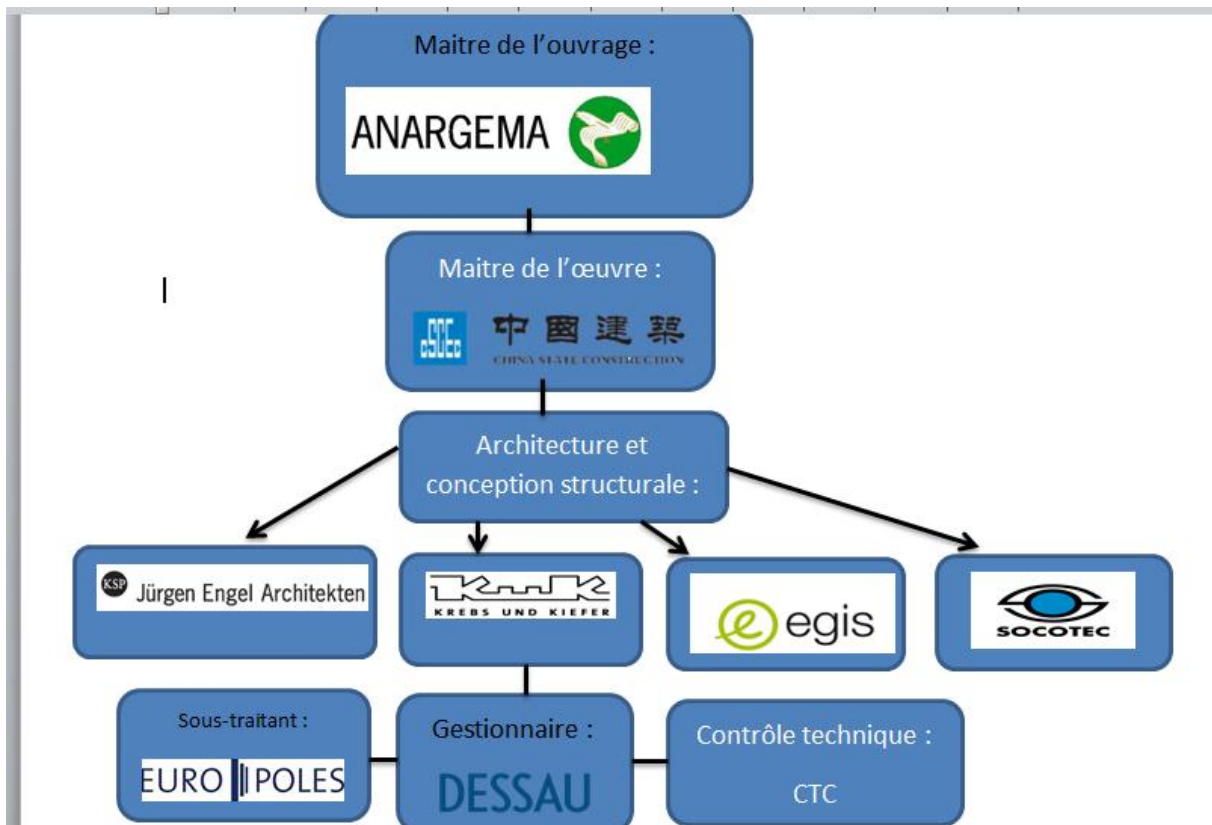
L'équipe de conception se composait de plus de 100 architectes et ingénieurs.

En 2007, la société d'ingénierie-construction **Dessau-Soprin** a obtenu le contrat de gestion de ce projet.

Le bureau d'études français **Socotec** s'est ensuite joint au projet de cette mosquée.

C'est le bureau d'études français **Egis** qui assure le suivi de la réalisation de cette mosquée depuis février 2016 pour la vérification de plans complémentaires que fait l'entreprise China State Construction Engineering (CSCEC).

## ORGANIGRAMMES DES DIFFERENT INTERVENANTS





## I-1- LOCALISATION DE LA MOSQUEE

La grande mosquée est située à 10 kilomètres à l'est d'Alger et à 1 kilomètre de la Mer Méditerranée. Elle est localisée dans la commune de Mohammadia dans la Mitidja de la basse Kabylie.



## I-2- DESCRIPTION DE LA MOSQUEE

L'édifice est basé sur cinq branches structurelles élançées vers le ciel, symbolisant les cinq piliers de l'islam.

Ces sont les lames du béton brut qui transforment des verres transparentes en verres translucides qui, la nuit, dessinent un faisceau de lumière dirigé vers le ciel.

Il est prévu dans le cadre du gigantesque ouvrage, la réalisation d'un minaret de deux cent soixante-cinq (265) mètres de hauteur, ce qui en fera le plus grand au monde.

Outre le minaret, la grande mosquée comprend onze (11) bâtiments indépendants disposés sur un terrain d'environ vingt (20) hectares avec une surface brute de plus de quatre cent milles (400000) m<sup>2</sup>, à savoir :

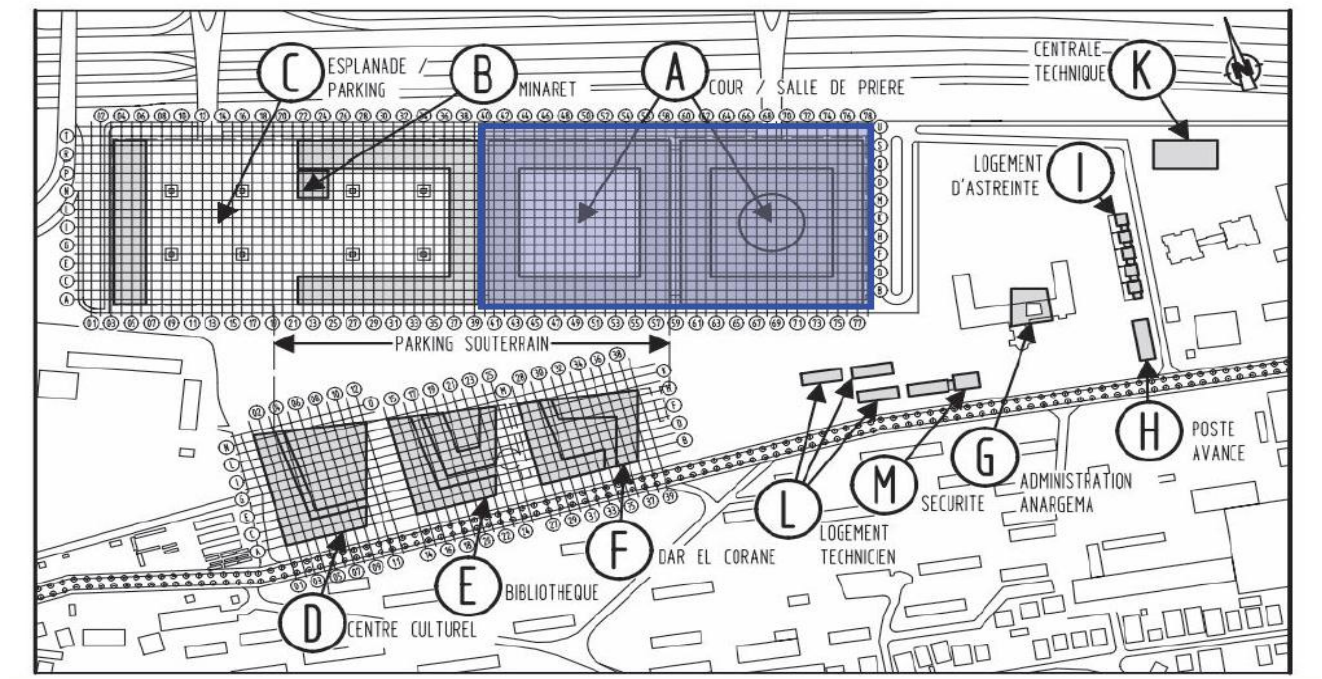


Figure I-2-1 : plan descriptif du projet



Figure I-2-2 : plan architectural du projet

### a- Salle de prières

Cette mosquée compte une salle de prières d'une superficie de 20 000 m<sup>2</sup>, qui pourra accueillir 120 000 fidèles.

La nef centrale de cette salle de prière est entourée de colonnades.

L'agencement architectonique de cette salle repose sur 618 colonnes octogonales blanches. Ces colonnes ont été fabriquées et livrées par la société **Europoles**.

Ces 618 piliers octogonaux en béton, dont les 32 plus grands sont divisés en 3 parties, présentent une longueur totale de 34 m pour un diamètre de 1,62 m.

Ces colonnes sont façonnées à l'aide de béton blanc centrifugé hautes performances fabriqué par un malaxeur spécifique réalisé par le constructeur **BHS Sonthofen**.

Les concepteurs de Djamaâ el Djazaïr ont attribué une importance toute particulière aux colonnes qui n'ont en effet pas unique vocation à servir de pilier à l'édifice, mais sont également des éléments d'architecture ornementale.

L'esthétisme et l'implantation réfléchie des piliers a permis aux architectes de donner à la mosquée, malgré ses dimensions gigantesques, une allure aérée et inondée de lumière.

Étant donné que ces piliers d'une extrême blancheur donnent le cachet architectural à l'édifice, leurs arêtes sont bien saillantes et leurs surfaces ont été réalisées à la perfection.

### **Coupole**

Cette mosquée est dotée d'une coupole qui couvre la salle de prière.

Cette coupole a été réalisée en Chine et envoyée de Shanghai le 6 mai 2016.

C'est ainsi que le toit de la salle de prières qui s'élève à 45 m de haut sera couronné par cet hémisphère, d'un diamètre de 50 mètres qui culmine à une hauteur de 70 mètres.

### **Salles des ablutions**

Cette mosquée compte plusieurs salles d'ablutions.

Elles sont d'une superficie de 4 200 m<sup>2</sup> en abritant des fontaines entre grandes et petites, et une centaine de robinets sur la périphérie.

Un parvis périphérique de circulation dessert les salles d'ablutions.

### **b- Le minaret**

Le minaret qui culmine à 265m d'altitude fera de cette mosquée le troisième plus grand édifice religieux musulman au monde. Il dominera la capitale et constituera sans doute une attraction touristique.

Ce minaret a une dimension de 25/25 m et construit sur une surface de 50 x 50 m<sup>2</sup> avec un radier de 3 m de profondeur coulé en 5 jours sur des barrettes (pieux) de forme rectangulaire de 43 m de profondeur.

Il compte 38 étages avec un sommah de 5 étages, ce qui donne 43 étages.

Il se divise en divers secteurs fonctionnels qui sont desservis par deux ascenseurs panoramiques jusqu'à la pointe de la tour.

Une aire d'entrée spacieuse, avec un grand foyer, est réalisée dans la zone pied du minaret.

C'est une tour dynamique ouverte au public qui se distingue par sa hauteur et qui abrite dans ses différents niveaux un espace d'accueil pouvant aussi recevoir des expositions, un musée d'art et d'histoire de l'islam à travers les 15 derniers siècles, répartis sur 15 niveaux, un centre de recherche de l'histoire de l'Algérie, quatre « sky-lobbies », une plateforme d'observation de la baie d'Alger et ses environs ainsi qu'un commerce de première nécessité et un restaurant.

Les travaux de réalisation des 43 étages du minaret sont déjà achevés.

### **c- Ecole Coranique**

Cette mosquée abrite une école coranique.

Cette grande école coranique, lieu d'enseignement supérieur, peut accueillir jusqu'à 300 étudiants post-gradués, algériens ou étrangers, d'approfondir leur connaissances en sciences islamiques et en sciences humaines et comprend des salles de cours, une salle multimédia, une salle de conférence, un internat avec dépendance en chambre double et des bureaux d'administration et des bureaux de gestion.

Des hébergements pour les étudiants et les professeurs donnant une atmosphère de campus universitaire sont prévus.

### **d- Centre culturel**

La mosquée est dotée d'un centre culturel de 1 500 places.

D'une superficie de l'ordre de 8 000 m<sup>2</sup>, ce centre culturel comprend un hall d'exposition, une bibliothèque, une médiathèque, une vidéothèque, une filmothèque, deux amphithéâtres de 500 places avec une salle de projection, une salle de travail d'une capacité d'accueil de 30 à 50 personnes, plusieurs salles de séminaires, des ateliers d'art, un pôle informatique, une administration pour la gestion du centre culturel et une cafétéria.

### **e- Bibliothèque**

La mosquée est dotée d'une bibliothèque de 2000 places.

Outre ces bâtiments, la grande mosquée comprend un hôtel de 300 chambres, un parc de loisirs, d'un parking de six milles (600) places, une aérogare pour les hélicoptères et des espaces verts.

Le parking couvert, sur deux niveaux, se trouve au sous-sol de l'esplanade et la cour.

### **Décoration**

La mosquée a bénéficié d'un ornement et d'une décoration confiés à un bureau d'études international spécialisé et réalisés par des artisans algériens.

Les travaux de pose du marbre sont accordés aux producteurs algériens.

Les meilleurs produits artistiques réalisés localement en Algérie ont été choisis pour la décoration et l'ornement de pour refléter l'authenticité et l'identité nationale algérienne.

Le recours au savoir-faire local pour la réalisation des structures de cette mosquée contribue à la sauvegarde du cachet artistique algérien et à la réduction de la facture des importations en matériaux de construction.

Une commission multisectorielle a été installée pour examiner tous les détails artistiques inhérents à la forme finale du Djamaâ el Djazaïr en élaborant un cahier des charges détaillé pour toutes les opérations de décoration, d'ornementation, de sculpture et de revêtement des sols, des murs et des piliers de cet édifice religieux qui symbolise l'Algérie indépendante et consacre l'identité de la société algérienne dans ses dimensions arabe et amazighe.





**CHAPITRE II : ANALYSE DE LA CONCEPTION  
ET DE L'ETUDE DE LA SALLE DE PRIERES**

La salle de prières (bâtiment A1) se trouve à l'est du bâtiment A. Cette salle est construite sur une surface de base de 145 x 145 m<sup>2</sup> et possède une architecture de salle hypostyle. La forme de base est composée de deux (2) volumes quadratiques imbriqués l'un dans l'autre. Une coupole est posée au centre du cube supérieur.

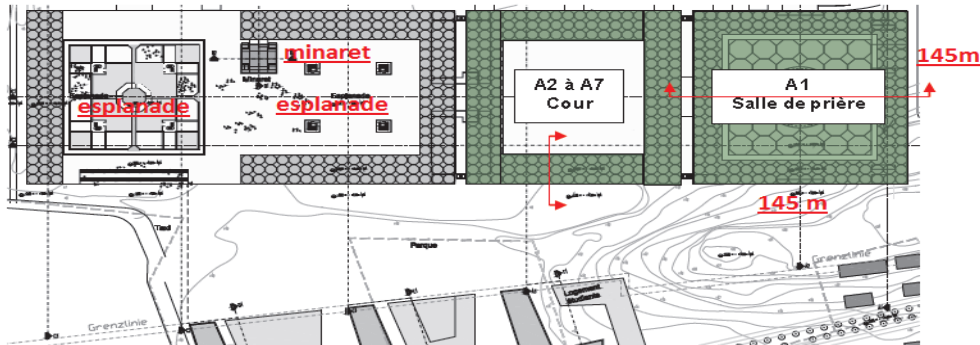


Figure II : vue en plan de la salle de prières.

## I- ANALYSE GEOLOGIQUE

La grande mosquée a été bâtie sur un terrain géologique présentant des sédiments superficiels et profonds situés sur la berge orientale de l'Oued El Harrach et non loin de la rive de la baie d'Alger.

Ce bassin sédimentaire, sur lequel a été construite la mosquée, est un atténuateur d'onde sismique.

La terrasse alluviale, située sur le versant oriental de l'Oued El Harrach, est constituée par des alluvions déposées par le cours d'eau qui se déverse dans la Méditerranée.

Les concepteurs du projet ont pris en compte la structure du delta de l'Oued El Harrach pour sa sécurisation parasismique.

La diagenèse des sédiments de l'Oued El Harrach leur a permis d'être transformés en roches sédimentaires situées à faible profondeur. Cette faible profondeur a donné une consistance aux fondations de la mosquée et de son minaret en donnant un degré de liberté aux isolateurs sismiques qui protègent les bâtiments de ce complexe islamique.



## II- ANALYSE SISMIQUE

La grande mosquée a été construite en respectant les paramètres modernes parasismiques pour sécuriser ce complexe d'envergure grâce au génie parasismique.

Puisque le site algérois où est implantée cette mosquée est le siège d'une activité sismique à cause de failles actives mises en évidence par les campagnes marines effectuées entre 2003 et 2005, le système parasismique de l'édifice est conçu pour la **zone III** au vu de son aléa sismique élevé.

Pour que cet ouvrage résiste à un séisme majeur, c'est dans le sous-sol de l'imposante salle de prières qu'a été réalisé le dispositif clé de la résistance au tremblement de terre au travers d'un système d'isolation sismique composé de deux cent cinquante (250) isolateurs ainsi qu'un nombre important d'amortisseur reliés à la fondation et transmettent, quand le mouvement sismique se produit, la contrainte d'abord à la fondation avant d'atteindre la structure, tout en réduisant la force sismique deux à cinq fois.

C'est une technique sans faille, conçue et testée dans les grands laboratoires du monde.

La bâtisse de la grande mosquée est en mesure de résister à un séisme majeur de 7,3 degrés sur **l'échelle ouverte de Richter** en utilisant une combinaison d'isolateurs et d'amortisseurs visqueux, en plus de toute une série de voiles en béton armé dans les deux directions nord-sud et est-ouest.

### II – a : Modèle simplifié de la salle de prières

Les caractéristiques du bâtiment complet permettent une nette simplification du modèle pour l'étude de son comportement global, suivant l'évolution du séisme en fonction du temps et suivant la variation des caractéristiques du système d'isolation.

Pour réduire au maximum les sollicitations du bâtiment issues d'un cas de séisme, la structure du bâtiment est construite de telle sorte, que la majeure partie de la masse de la structure en béton armé se situe dans les niveaux S20 et S10. Une autre grande partie de la masse de la structure en béton armé se situe jusqu'à la dalle au-dessus du niveau 010 (ASDB +10,85m). Au-dessus de ce niveau et sur le pourtour se trouvent uniquement des murs extérieurs en béton armé, jusqu'à une hauteur d'environ +22,5 m. Ces derniers ne représentent qu'une

faible partie de la masse totale. Le reste de la structure située dans la partie supérieure du bâtiment, est totalement exécutée en tant que construction métallique légère ; ainsi, l'ensemble de la partie supérieure ne représente qu'une faible proportion de la masse, par rapport à la partie inférieure en béton armé.

L'ensemble de la construction métallique (coupole incluse), avec les charges de revêtement qui lui sont attribuées, ne représente que 5% de la masse à prendre en compte dans les calculs sismiques.

La construction métallique des niveaux du toit +22 et +43 m, ainsi que les voiles de contreventement du cube métallique supérieur, sont également construits avec une forte raideur, pour que les déformations restent minimales.

Le comportement global du bâtiment et sa réponse au système d'isolation, ainsi que les grandeurs de déplacement du système d'isolation auxquelles il faut s'attendre (tout comme les vitesses et les accélérations), peuvent être déterminés à l'aide d'un modèle simplifié, avec une représentation complète et idéalisée des caractéristiques non-linéaires du système d'isolation.

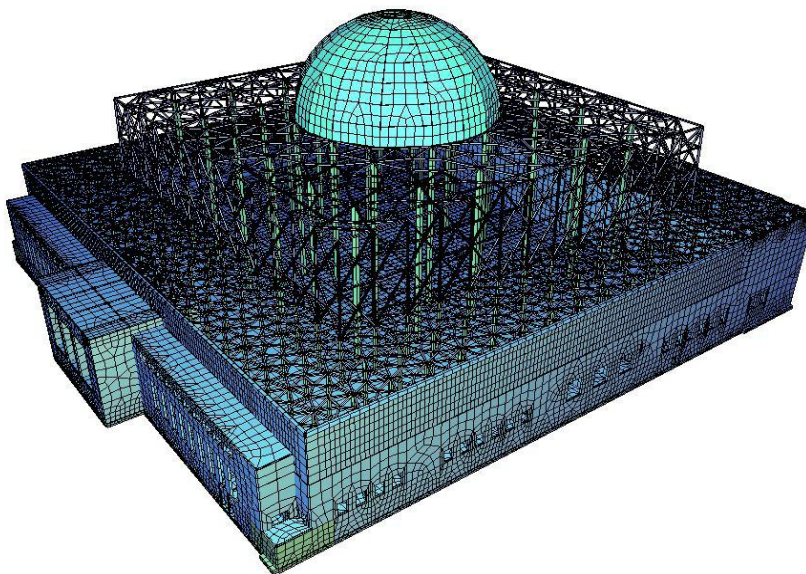


Figure II-a-1 : modèle d'ensemble en 3D

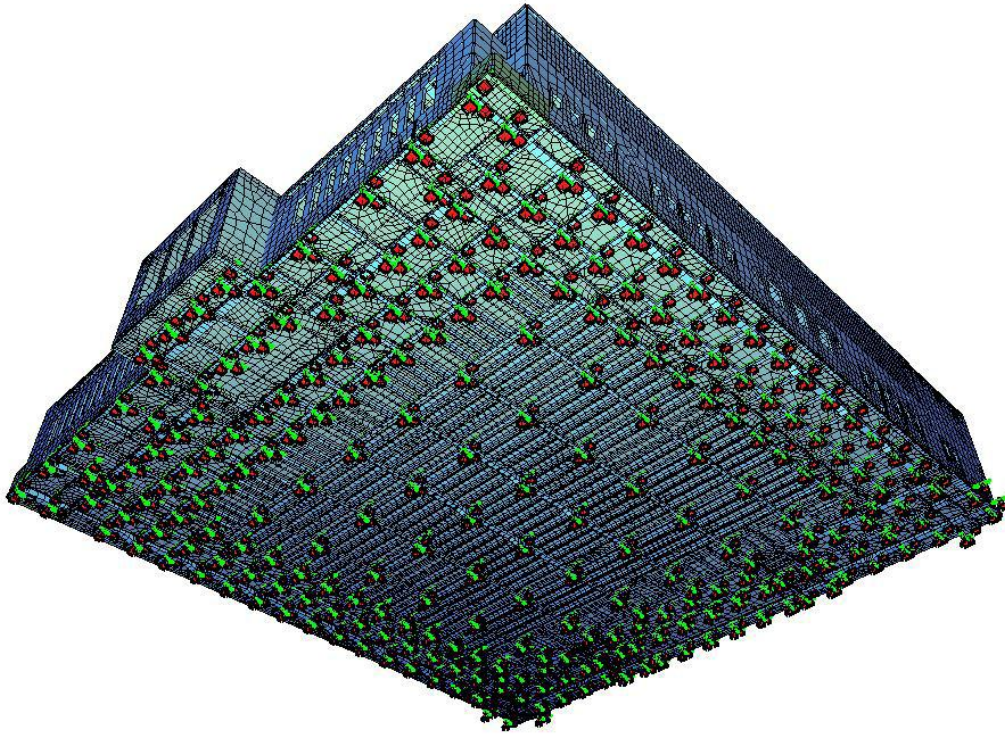


Figure II-a-2: modèle d'ensemble en 3D – vue de dessous avec définition d'appui

## **II – b : Technologie parasismique**

Afin de pouvoir réaliser l'ouvrage dans sa forme actuelle, tout en restant dans un domaine acceptable à la fois au niveau économique et au niveau architectural, tout en garantissant un niveau de sécurité le plus élevé possible et en minimisant les dommages en cas de séisme, toute la salle de prière est équipée d'une isolation sismique, technologie spécialement parasismique.

Pour ce projet, il a été utilisé des isolateurs en combinaison avec des éléments d'amortissement visqueux. Lors d'un séisme, les amortisseurs sismiques dissipent l'énergie de déformation du bâtiment. L'amortissement permet de réduire les accélérations et les déformations subies par les différents composants de l'ouvrage.

## **II-c- Principe de l'isolation sismique**

L'utilisation d'isolateurs sismiques permet d'obtenir des appuis souples dans le plan horizontal. Les appuis du bâtiment par rapport au sol sont alors des ressorts horizontaux souples combinés à un amortisseur, dissipant l'énergie sismique.

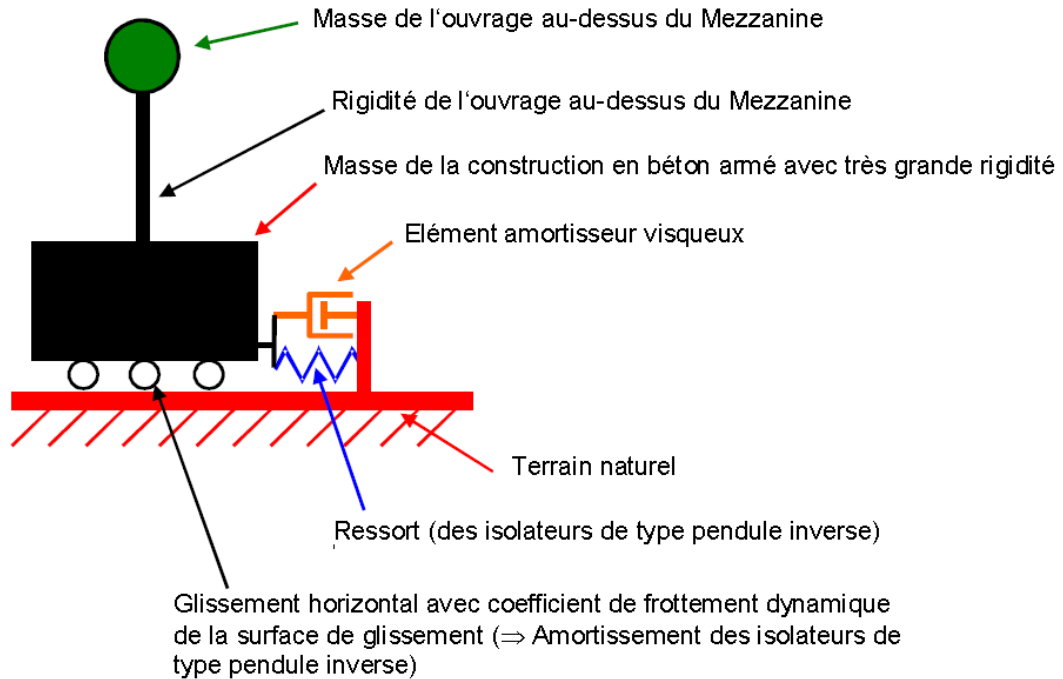


Figure II-c-1 : Isolation sismique – représentation simplifiée du principe

Grâce à ce type d'appui, les chocs sismiques horizontaux sont alors transmis, après une très forte atténuation, à l'ouvrage et les résonances potentielles entre l'excitation sismique et les fréquences propres de l'ouvrage peuvent être désharmonisées. A la fin du séisme, l'ouvrage revient à sa position initiale dû à une force de retour des isolateurs. Un recentrage de l'ouvrage doit être assuré.

L'utilisation de l'isolation sismique permet d'atteindre un niveau général de dommages faibles et de sécurité élevée.

Les avantages essentiels d'une isolation sismique sont les suivants :

- Découplage important entre la salle de prière et le sol ;
- La salle de prières doit supporter nettement moins de charges sismiques ;
- Les grands chocs sismiques, c'est-à-dire les grandes accélérations horizontales sur la structure porteuse et sur le mobilier (meubles, appareils, objets d'art) sont nettement réduits ;
- Les résonances entre le sol et l'ouvrage sont volontairement diminuées.

→ En cas de fort séisme, avec des accélérations horizontales clairement moindres, la structure, les éléments secondaires et le mobilier devraient alors subir des dégâts nettement inférieurs.

→ Avec des charges sismiques nettement moindres, la construction à réaliser est bien plus efficace, et avantageuse au niveau architectural et avec moins de nœuds et de liaisons compliqués.

Pour le cas de la salle de prières un système moderne d'isolateurs sismiques selon les normes (EN 1337 et EN 15129) a été appliqué : des isolateurs de types PENDULES INVERSES ont été choisis, car ils ont un coefficient d'adhérence, qui est supérieur au frottement.

Les isolateurs sont posés directement sous les poteaux, plus particulièrement là où les charges sont concentrées et sur des semelles isolées ou filantes qui sont reliées les unes aux autres par un radier, formant un diaphragme, ou des longrines.

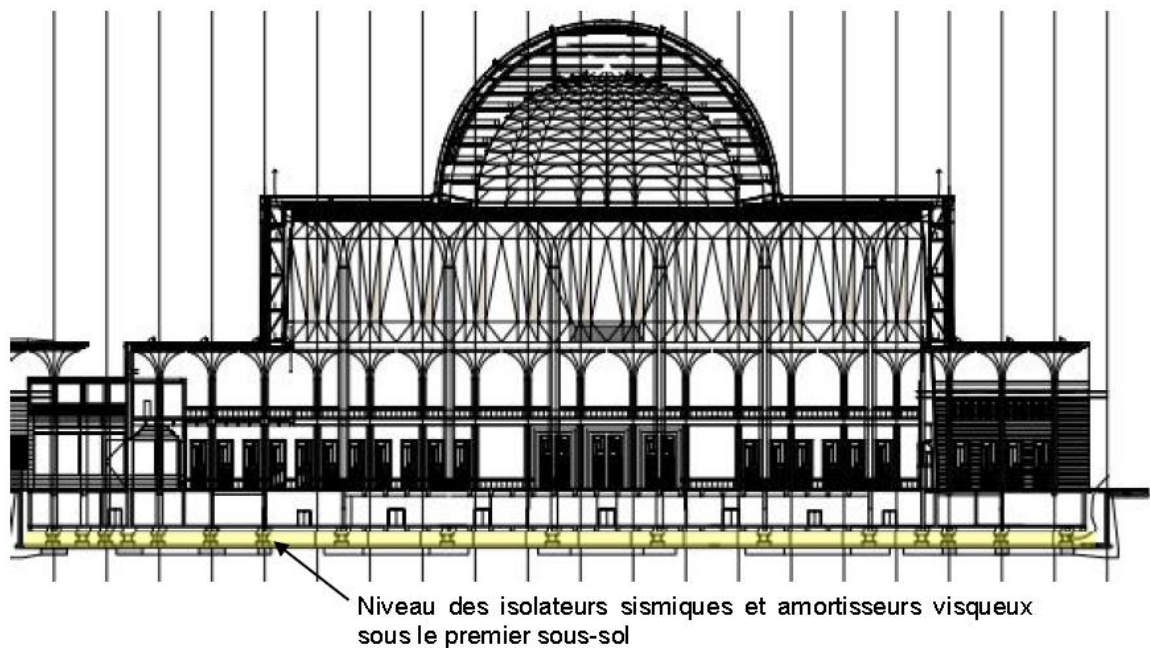


Figure II-c-2 : Isolation sismique - Schéma de principe de la salle de prières avec le niveau supplémentaire pour les isolateurs sismiques





Figure II-c-3 : isolateur de type pendule inverse – construction réalisée sur chantier

Les charges horizontales sont transmises par les éléments raidisseurs aux isolateurs sismiques puis aux fondations, puis transmises au sol par frottement et cisaillement. Les charges verticales seront transmises au sol par des fondations planes.

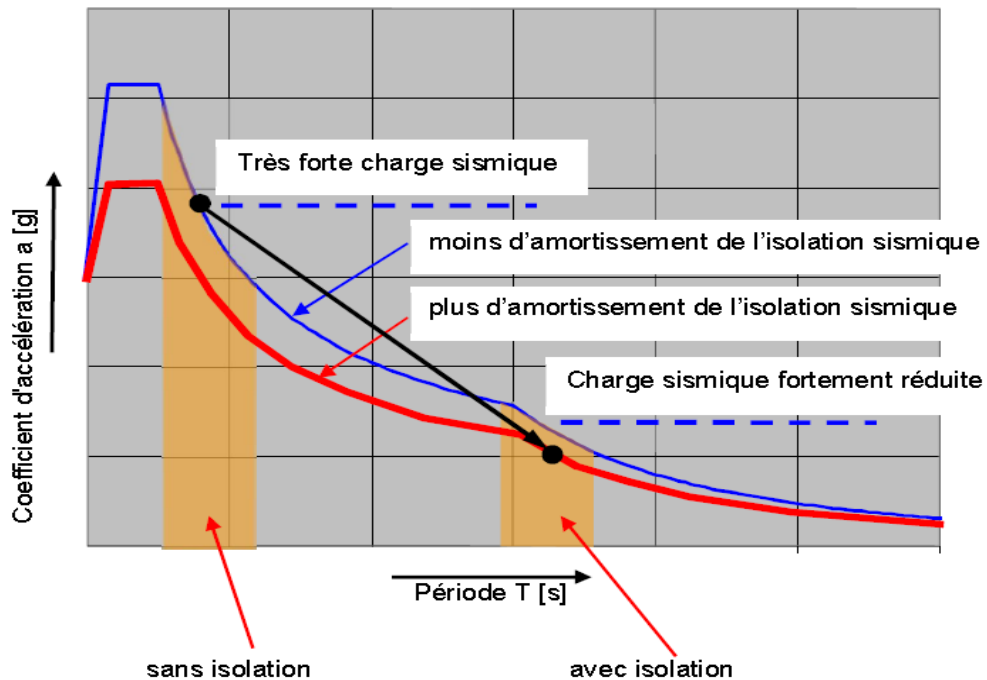


Figure II-c-4 : isolation sismique-principe du spectre de réponse

Le niveau S20, où les isolateurs et les amortisseurs sont prévus, est planifié de telle sorte que sous les poutres du plafond au-dessus du S20, une hauteur d'environ 2,0 m soit présente, afin de garantir une bonne accessibilité du niveau S20 pour les inspections ou l'entretien.

#### **II-d- Principe de l'amortissement sismique**

Des éléments d'amortissement visqueux sont agencés dans le niveau S20 en complément des isolateurs.

Lors d'un séisme, les amortisseurs sismiques dissipent l'énergie de déformation du bâtiment, ils permettent de réduire les accélérations et les déformations subies par les différents composants de l'ouvrage.

Ils sont actifs et dissipent de grandes quantités d'énergie, puisqu'ils sont soumis à des déplacements variant rapidement. Ces amortisseurs n'ont pas de résistance appréciable aux déplacements de faible vitesse. De ce fait, lorsque les sollicitations sismiques diminuent, la résistance des amortisseurs diminue également et ne constitue pas un obstacle au recentrage, ce qui est primordial. Ils réagissent sans forces dans les domaines quasi-statiques, comme par exemple pour les déplacements provenant des variations de températures. Ceci est dû au fait que la force maximale provenant de l'accélération est déphasée de la vitesse lors d'un séisme. Les amortisseurs réduisent ainsi la charge maximale d'un système non amorti.



Figure II-d-1 : amortisseur visqueux – construction réalisée sur chantier

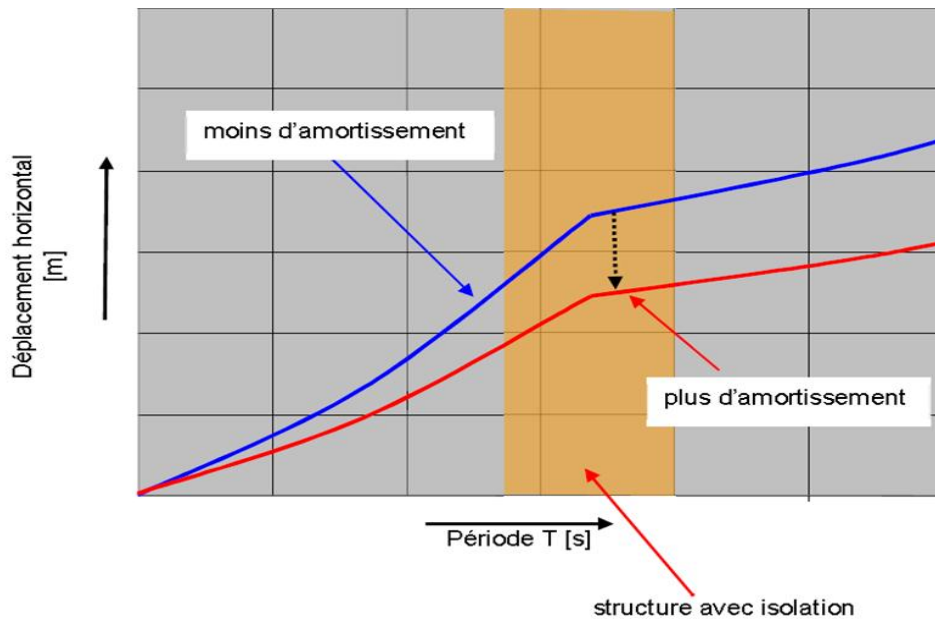


Figure II-d-2 : isolation sismique-principe du spectre de réponse du déplacement

Il est essentiel de différencier les types d'amortisseurs suivants :

- Amortisseurs avec dissipation d'énergie par déplacement (Elément élasto-plastique ou amortisseurs à friction),
- Amortisseurs avec dissipation d'énergie par célérité (amortisseur visqueux).

Lors de l'utilisation d'autres éléments d'amortissement, la saisie du recentrage de l'ouvrage est une exigence essentielle après la sollicitation d'un séisme.

Pour cette raison, les éléments élasto-plastiques ou amortisseurs à friction ne sont pas adaptés pour cet ouvrage, parce qu'une déformation finale plastique à long terme ne peut être exclue.

Les amortisseurs réduisent ainsi la charge maximale d'un système non amorti.

### II-e- Combinaison des isolateurs de type pendule inverse avec des amortisseurs visqueux

Les éléments d'amortissement sont disposés parallèlement aux isolateurs du niveau S20. Une extrémité des amortisseurs est reliée avec le bâtiment, l'autre avec les fondations. La disposition des amortisseurs et des blocs d'ancrage, est choisie de telle sorte que le déplacement sans points de collision de la partie supérieure de la structure soit garanti. Au niveau du quadrillage des poteaux 8,1m x 8,1m, les amortisseurs sont toujours disposés par



paire, l'un à côté de l'autre ; dans la partie centrale de la salle de prières (quadrillage 16,2m x 16,2m), ils sont disposés par paire en ligne et entre les isolateurs, avec un bloc d'ancrage au milieu.

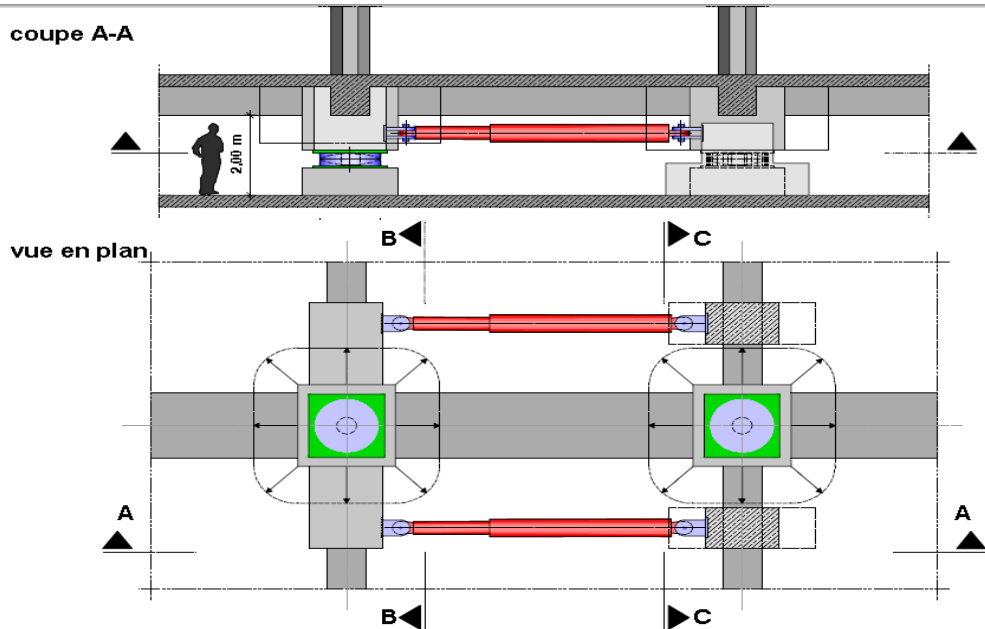


Figure II-e-1 : combinaison des isolateurs de type pendule inverse avec des amortisseurs visqueux

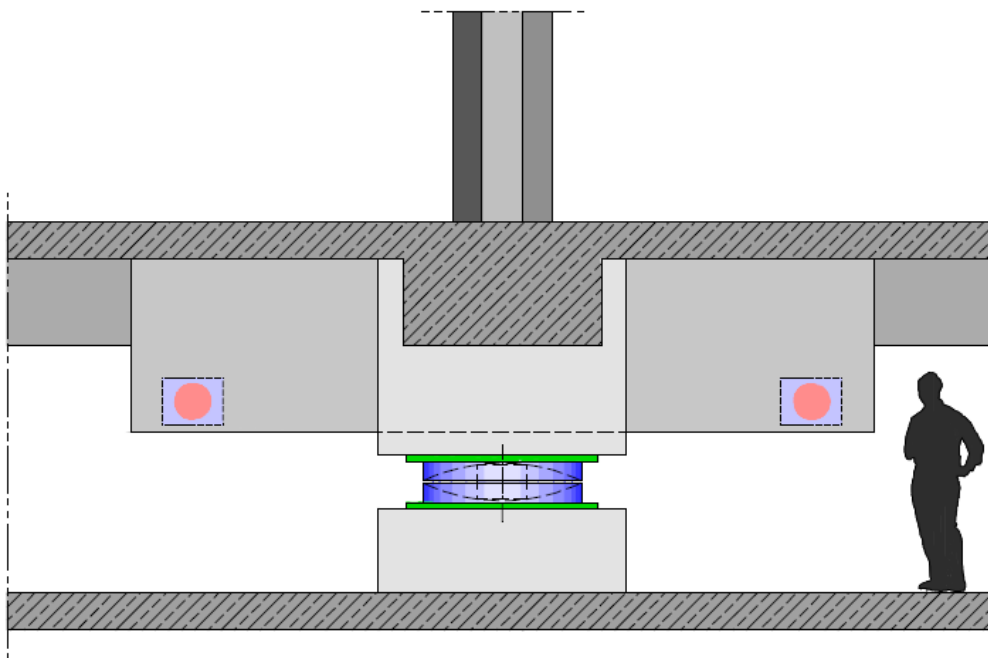


Figure II-e-2 : coupe B – B

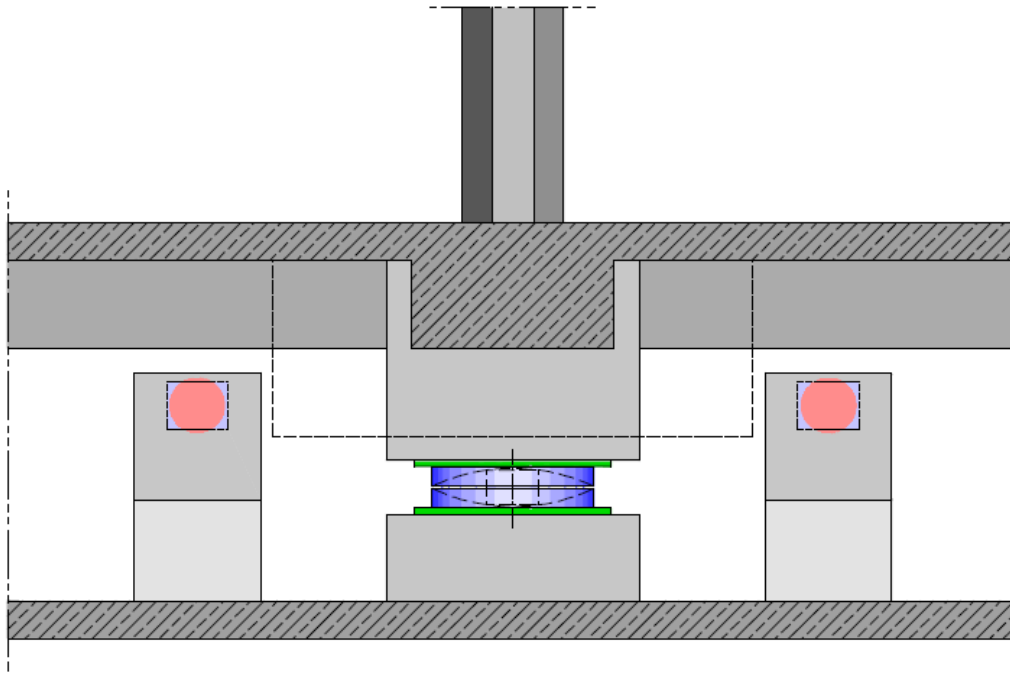


Figure II-e-3 : coupe C – C

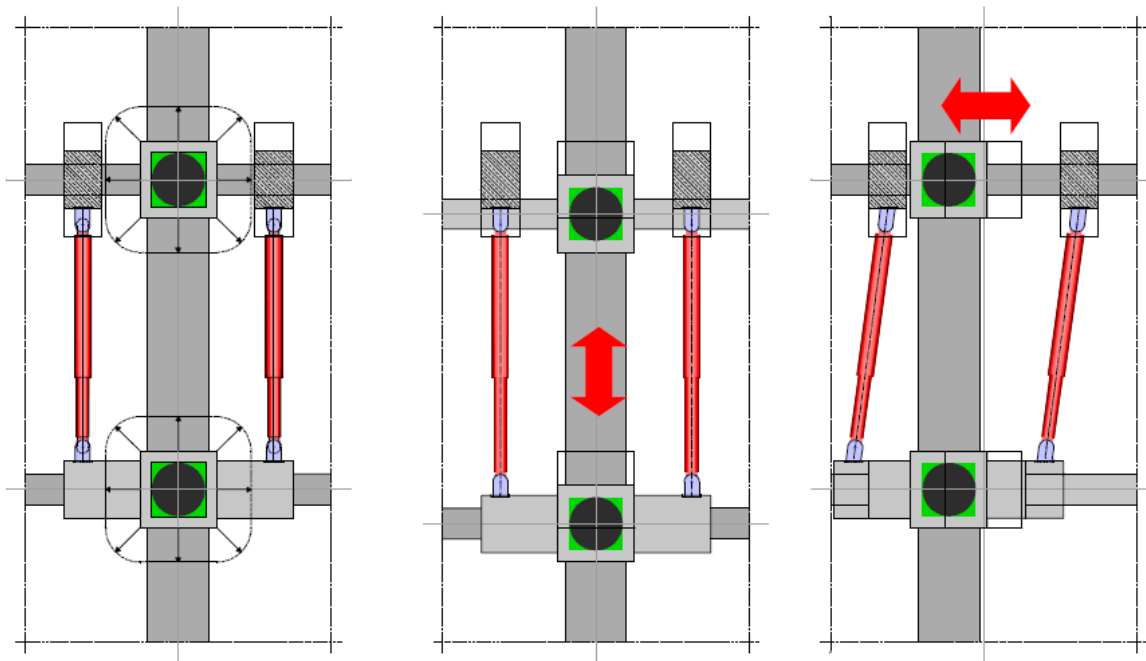


Figure II-e-4: déplacements possibles du système (vue en plan)



Figure II-e-5 : exemple d'application sur chantier

Les isolateurs doivent être conformes aux exigences des normes EN 1337 et EN 15129 et les amortisseurs aux exigences de la norme EN 15129. Cette conformité est justifiée par des tests de conformités adéquats.

#### **II-f- Echange des isolateurs ou des amortisseurs**

Les isolateurs ainsi que les amortisseurs hydrauliques sont dimensionnés pour une grande durabilité.

Ces appareils sont construits de telle sorte, qu'ils remplissent la condition de subir plusieurs séismes, y compris le séisme majeur de calcul, sans dommage ou atteinte à leurs fonctions et valeurs caractéristiques.

Cependant, il est nécessaire de prévoir la possibilité de remplacer aussi bien les isolateurs que les amortisseurs qui auraient pu être endommagés, de quelque façon que ce soit, afin d'assurer à tout moment et de façon sûre, la continuité de la protection parasismique de la Salle de Prières.

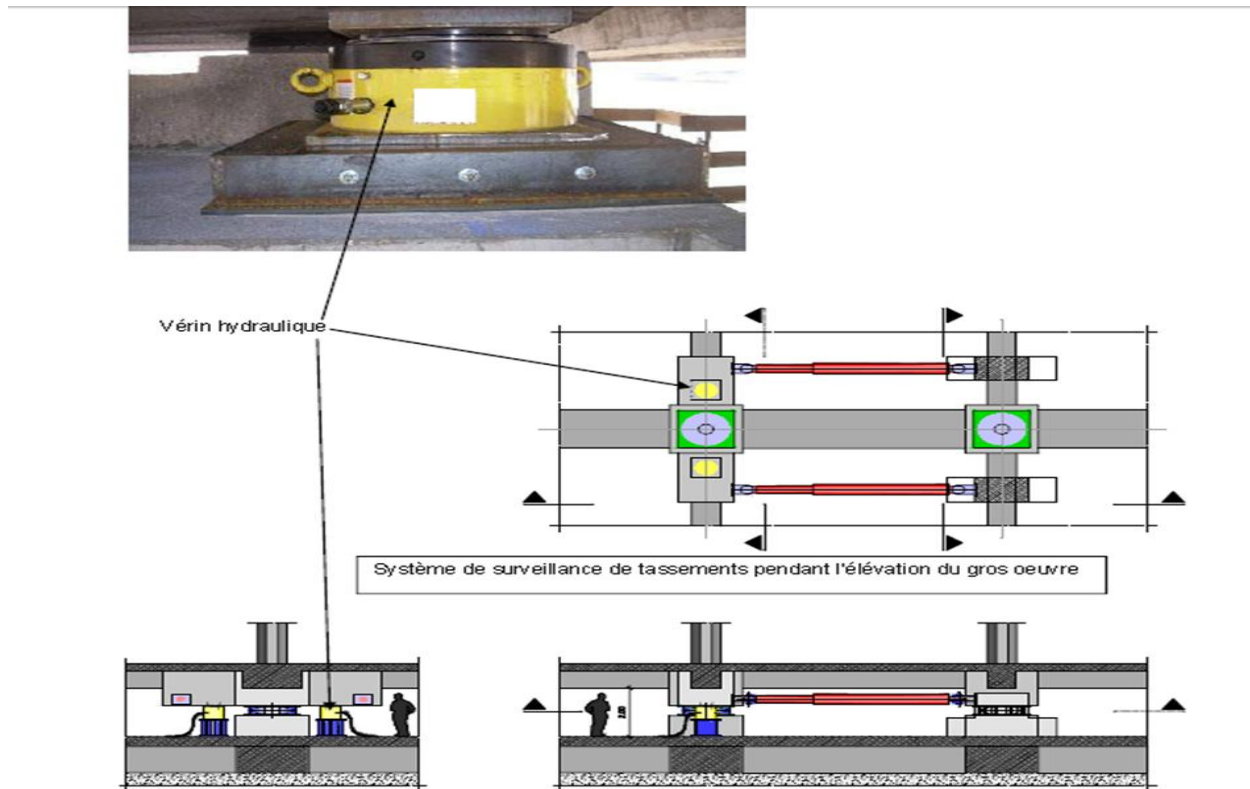


Figure II-f-1 : levage du bâtiment en cas de changement d'isolateur ou de tassement différentiel (principe)

### ✚ Dispositions constructives

- l'aménagement d'un puits d'accès est prévu à l'extérieur de la Salle de Prières en façade Nord sous l'estacade, entre les axes 63 et 64 sur l'axe T.
- Au 2e sous-sol (S20), tous les isolateurs et amortisseurs sont accessibles par des cheminements ayant une hauteur libre minimum de 2,0 m (= passages sous poutres), la hauteur libre entre les poutres (HSP = Hauteur sous plafond) étant de 2,70m environ.

Les différents appareils (isolateurs ou amortisseurs) seront transportés à pied d'œuvre, au moyen d'un engin de transport adapté (hauteur utile < 2,0m).

### ✚ Méthodologie de remplacement

Le remplacement d'amortisseurs et (ou) d'isolateurs est décidé après visite d'inspection périodique, ou exceptionnelle après un séisme, dans les 2 cas suivants :

- en cas de détérioration après un séisme, qu'il soit majeur ou mineur.

– en cas de détérioration due à l'usure du temps qui pourrait se manifester par exemple par des phénomènes de corrosion privant l'appareil de ses performances.

#### **Remplacement d'un amortisseur**

Le remplacement d'un amortisseur exige de désolidariser les liaisons mécaniques des dispositifs d'ancrage, scellés dans les Gros-œuvre. Il s'agit en fait d'un simple démontage mécanique qui ne demande pas de moyens particuliers autres que des vérins hydrauliques et (ou) des palans, chariot élévateur adapté, etc...

#### **Remplacement d'un isolateur**

Le montage initial des isolateurs est parfaitement conçu de façon à ce que leur remplacement soit aisément exécutable par un relevage local de la structure au moyen des vérins hydrauliques. Enfin, les vérins sont retirés.

### **II-g-Joints sismiques**

Pour compenser les mouvements relatifs entre les différentes parties de l'ouvrage dus aux sollicitations sismiques et dilatations thermiques ainsi que le retrait et le fluage du béton, on prévoit d'habitude des joints de dilatation. La largeur des joints est déterminée par les effets des actions sismiques et le gradient maximum de température possible ainsi que par les caractéristiques des matériaux utilisés, comme le retrait et le fluage.

L'utilisation d'isolateurs sismiques nécessite un joint sismique. Ce joint fait le tour de l'ouvrage isolé c'est à dire de toute la salle de prières. Il permet d'absorber de grands déplacements horizontaux entre l'ouvrage et le sol, issus du dimensionnement des isolateurs. Une largeur minimale des joints est fixée pour des raisons de sécurité de manière à ce que la fermeture complète du joint soit exclue.

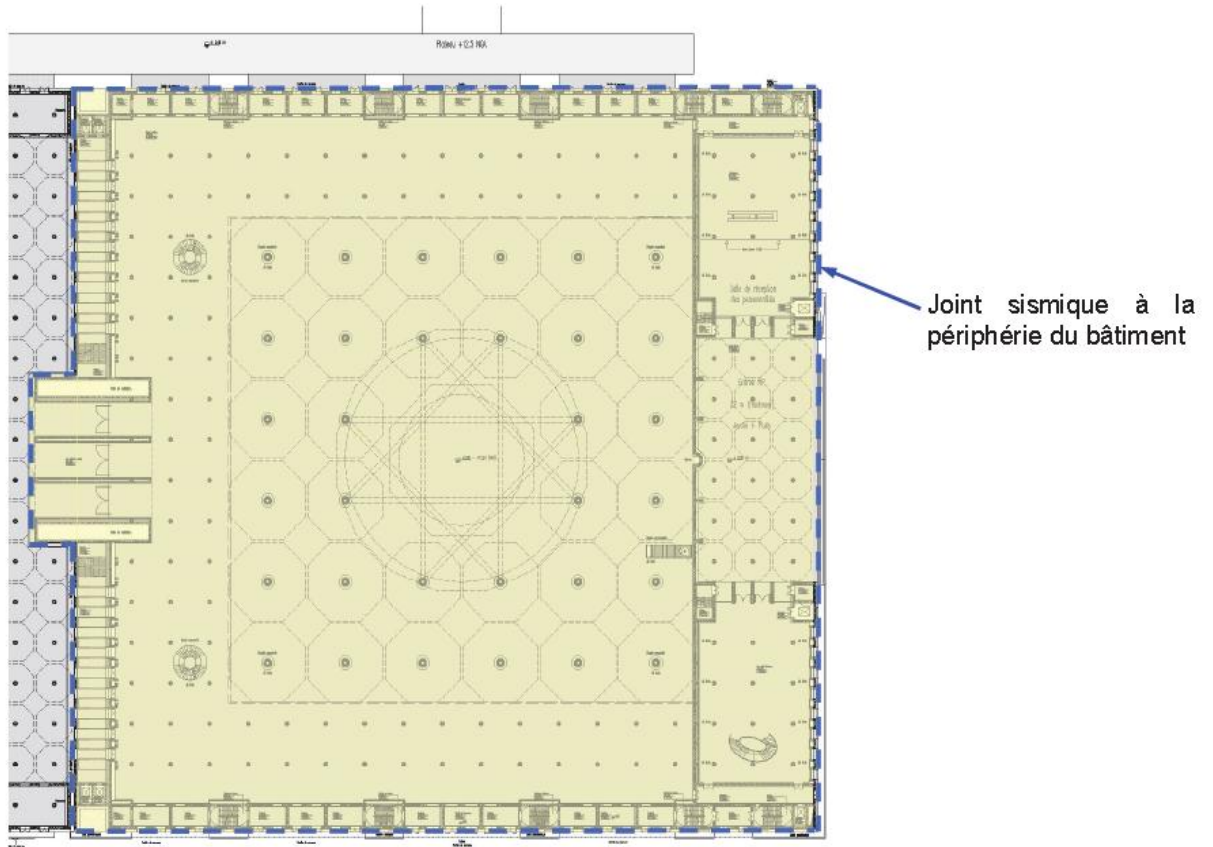


Figure II-g-1 : Joints de la salle de prières

Puisque la totalité de la salle de prières est recouverte d'une enveloppe thermique extérieure (isolation thermique), et qu'ainsi la structure porteuse globale est située à l'intérieur, alors chacun des éléments de la structure porteuse est moins exposé aux variations de température que s'ils étaient à l'air libre.

La construction est calculée, conçue et dimensionnée de sorte que les extensions dues au gradient thermique soient incluses. Les déformations dues au retrait, au fluage et à l'hydratation thermique du béton peuvent causer des fissures dans le béton. Par un choix adéquat d'armatures et de béton à faible fluage, les fissures peuvent être limitées à une largeur moyenne fixée.



### III - HYPOTHESES, NORMES ET PRINCIPES GENERAUX

#### III-1- Hypothèses de base et Normes

Les hypothèses formulées et les données ayant servi pour l'étude sont les suivantes :

##### Règlements:

- ❖ Document technique réglementaire définissant les effets de la neige et du vent DTR : B.C.2.57.RNV99, définissant les charges permanentes et d'exploitations B.C.2.2, définissant règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93
- ❖ Règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003
- ❖ Eurocode 8 (NF EN 1998-1)
- ❖ Eurocode 1 (NF EN 1991-1-1 ; 1991-1-3 ; 1992-1-1)
- ❖ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé BAEL 91
- ❖ Cahier des prescriptions techniques CPT
- ❖ DIN EN 1992 : Calcul de structures en béton
- ❖ DIN EN 1993 : Calcul de structures en acier

##### Béton:

- ❖ La résistance du béton à la compression est de :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  à  $50 \text{ MPa}$
- ❖ Poids volumique du béton :  $25$  à  $30 \text{ KN/m}^3$
- ❖ Dosage du béton :  $350 \text{ Kg/m}^3$
- ❖ Enrobage :  $3 \text{ cm}$

##### Acier:

- ❖  $f_e = 400 \text{ MPa}$  et  $f_e = 500 \text{ MPa}$
- ❖  $f_e = 1860 \text{ MPa}$  pour acier de précontrainte
- ❖ Fissuration très préjudiciable pour toute la structure
- ❖ Poids volumique de l'acier :  $78,5 \text{ KN/m}^3$

##### Verre :

- ❖ Poids volumique :  $25 \text{ KN/m}^3$

Maçonnerie :

- ❖ Poids volumique :  $24 \text{ KN/m}^3$

### III-2- Principes généraux

Le principe consiste en un calcul des armatures à l'ELU et des vérifications à l'ELS pour tous les éléments porteurs ; et pour ELS pour le cas spécifique des fondations. Le calcul à l'ELU obéit aux hypothèses suivantes :

- ❖ Les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions.
- ❖ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.

### IV- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux utilisés pour le projet auront les comportements mécaniques suivants :

#### Béton

- ❖ Contrainte limite de cisaillement :

- En fissuration Préjudiciable (FP) et Fissuration Très Préjudiciable (FTP) :  $\tau_u = 2,50 \text{ MPa}$

- ❖ Contrainte limite à la compression :  $f_{bu} = (0,85 * f_{cj}) / \gamma_b$
- ❖ Contraintes de service à la compression :  $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{cj}$
- ❖ Résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$  (pour les classes C30/37)
- ❖ Module de déformation longitudinale instantané :  $E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3} = 34000 \text{ MPa}$
- ❖ Module de déformation différé :  $E_{vj} = 37000 * (f_{cj})^{1/3} = 114968 \text{ MPa}$
- ❖ Module d'élasticité du béton :  $33000 \text{ MPa}$
- ❖ Le coefficient de poisson est pris égal à :

-  $\nu = 0$  : Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

-  $\nu = 0.2$  : Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).



## Acier

- ❖ Contrainte à la rupture  $f_r = 500 \text{ MPa}$  ;
  - ❖ Module d'élasticité longitudinal :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$
  - ❖ Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELU :  $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$  et  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ( $\gamma_s = 1,15$ )
  - ❖ Contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS
- En Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = 267 \text{ MPa}$
- En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = 214 \text{ MPa}$

## Logiciels utilisés

Les systèmes de la salle de prières ont été modélisés et justifiés avec les logiciels suivants :

- SOFiSTiK 2010 pour les dalles et poutres
- RSTAB 7.04 pour la structure métallique
- MicroFE 2011 pour les enveloppes
- INCA 2 pour le calcul des sections et d'armature
- STAU 58 pour la vérification du bac à acier
- BEAUM pour la modélisation
- SAP 2000 pour la vérification générale

## V – PRINCIPE DE LA DESCENTE DES CHARGES

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Les charges permanentes G
- Charges d'exploitation Q
- Accumulation d'eau de pluie
- Charges de neige S
- Charge de vent W
- Charges sismique  $A_E$
- Variation de température T
- Charges accidentelles A
- Poussées des terres E
- Charges de sable

### V-a-charges permanentes

Les charges permanentes à considérer sont les poids propres de la structure porteuse et les charges permanentes supplémentaires.

#### V-a-1-poids propres

Les poids propres seront évalués avec un poids volumique de béton de 25 à 30kN/m<sup>3</sup>.

- Pour les dalles : Poids volumique \* épaisseur (kN/m<sup>2</sup>)

- Pour les poutres : Poids volumique \* section (kN/ml)

- Pour les poteaux : Poids volumique \* section \* hauteur (kN)

Pour le calcul des poids propres, les poids volumiques énumérés ci-dessous sont utilisés conformément à la norme EN 1991-1-1.

### **V-a-2-Charges permanentes supplémentaires agissant sur les dalles**

Les charges permanentes supplémentaires agissant sur les planchers sont calculées en fonction de l'épaisseur des différentes couches constituant chaque revêtement de sol et de la densité des matériaux qui les constituent.

Les installations techniques fixes et les cloisons fixes non porteuses sont calculées comme charges permanentes, surtout pour les calculs sismiques.

### **V-a-3-Charges permanentes supplémentaires agissant sur les voiles**

Les charges permanentes supplémentaires agissant sur les voiles sont calculées en fonction de l'épaisseur des différentes couches constituant chaque revêtement mural et de la densité des matériaux qui les constituent.

### **V-b-charges d'exploitation**

Les charges d'exploitation à utiliser sont définies par l'Eurocode 1 (NF EN 1991-1-1).

Les charges seront utilisées en tenant compte, d'une part, des réductions ou dégressions pour des grandes surfaces ou de nombreux étages selon Eurocode 1, et d'autre part, des conditions défavorables possibles de leur utilisation. Sauf indication contraire, ces charges seront appliquées sur les planchers.

Les surfaces avec des charges d'exploitation plus élevées (espace technique, zone de transport poids lourd, etc.) ont été déterminées en concertation avec les autres corps d'état.

Des surcharges plus élevées provenant des machines et installations sont exigées par l'ingénieur spécialisé des équipements et installations.

### **V-c-Accumulation d'eau de pluie**

Selon les normes algériennes, une accumulation d'eau sur une hauteur moyenne de 10 cm est prise en considération pour la phase d'exécution. Mais une exception concerne la Salle de prières, pour laquelle une accumulation d'eau sur une hauteur moyenne de 15 cm est prise en compte. Cette valeur a été définie en concertation avec l'architecture, qui prévoira suffisamment de déversoirs afin d'éviter que ce niveau soit dépassé. Ce cas de charge

représente néanmoins un cas de charge accidentelle et est ainsi pris en compte par la charge d'exploitation prévue.

### **V-d-Charges de neige**

Les charges de neige sont déterminées selon la norme européenne EN 1991-1-3 en prenant en compte les paramètres spécifiques à la région issus de la norme algérienne en vigueur (DTR C 2-57 – RNV 99).

Les paramètres spécifiques à la région d'Alger issus de la norme algérienne RNV 99 sont les suivants :

- Zone de neige : B (Wilaya d'Alger)
- Altitude H :  $\leq 60$  m (par rapport au niveau de la mer)

### **V-e-Charges de sable**

Selon la norme DTR C2-57 - RNV 99, première partie, les charges de sable de la zone B, Wilaya d'Alger, sont négligeables.

### **V-f-Charges de vent**

Les charges du vent sont définies pour tout le bâtiment, à l'exception de la coupole, sur les bases de l'Eurocode 1-4. C'est-à-dire que les sollicitations dues au vent, coefficients de structure, coefficients aérodynamiques, etc... sont définis par le concept de la norme européenne.

Les éléments d'entrée tels que la pression dynamique, sont définis en faisant référence à la norme algérienne DTR C2-57 - RNV 99.

Catégorie de construction : **I**

Zone de vent : **I**

Catégorie de terrain : **0**

Topographie : **Site plat**

### **V-f-1-Vitesse de référence du vent**

$$V_b = C_{dir} * C_{saison} * V_{b,0}$$

$V_b$  est la vitesse de référence du vent

$V_{b,0}$  est la valeur de base de la vitesse de référence du vent, dans notre cas  $V_{b,0} = 25$  m/s

$C_{dir}$  est le coefficient de direction, dans notre cas  $C_{dir} = 1,0$

$C_{saison}$  est le coefficient de la saison, dans notre cas  $C_{saison} = 1,0$

Il en résulte donc :

$$V_b = 1,0 * 1,0 * 25 = 25 \text{ m/s}$$

### **V-g-Variation de température**

Pour la modélisation des variations de température, on a utilisé une variation de +/- 30 K pour les éléments extérieurs ou en acier exposés au soleil.

De plus, une variation de température de +/- 20 K est appliquée afin de prendre en compte les éventuelles contraintes internes dues à la température apparaissant pendant la phase de construction. Les structures globales sont justifiées avec cette variation de température en admettant une distribution des températures approximative.

Ce cas de charge est uniquement appliqué pour les états intermédiaires de construction et n'est donc pas à combiner avec les charges d'exploitation ni avec les charges sismiques.

### **V-h-Charges sismiques**

Les conditions pour le dimensionnement de la Salle de prière, citées ci-dessous, ont été coordonnées avec le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) selon leur rapport :

Il faut partir d'un spectre de dimensionnement en analogie avec le D.T.R. B.C 2.48 (RPA 99, version 2003) en sachant qu'il faut admettre la classe S2 pour le sol et une valeur  $A = 0,65$

pour le coefficient d'accélération. Les périodes caractéristiques sont adaptées aux courbes calculées par le CGS.

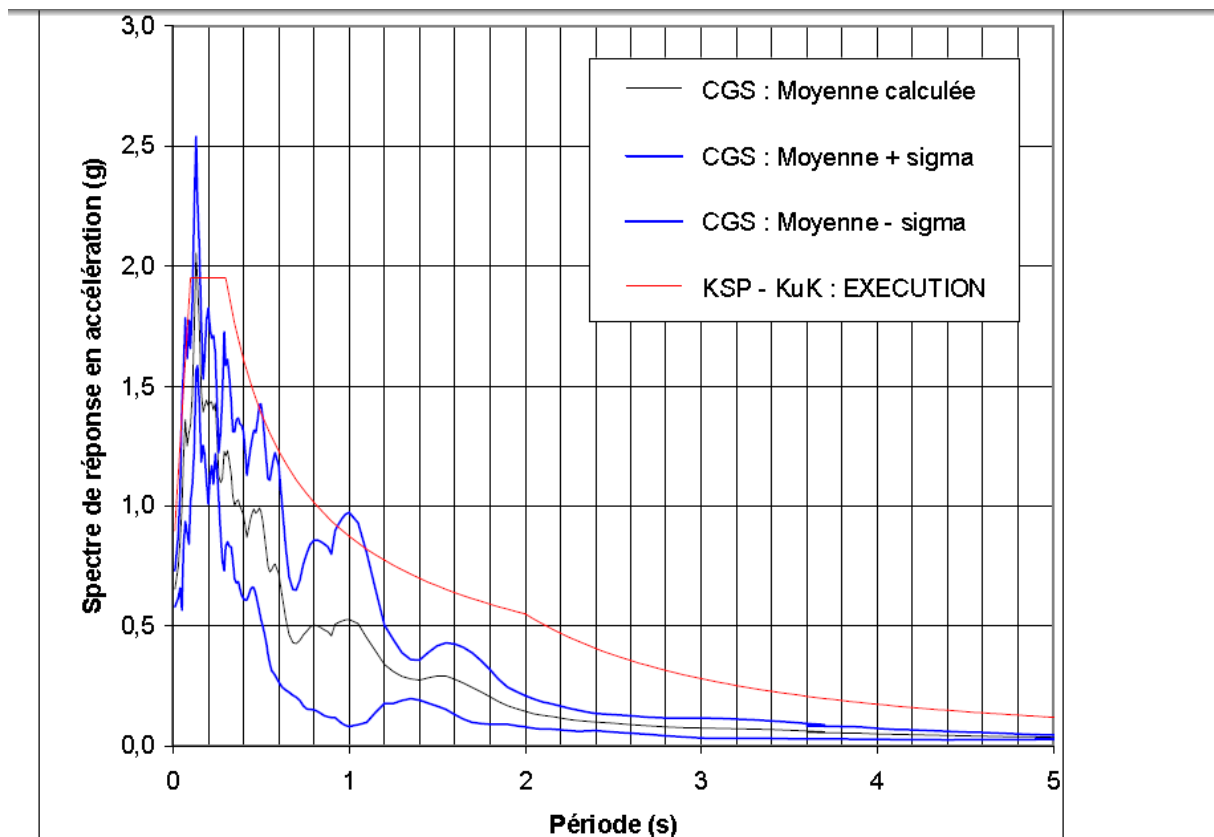


Figure V-h-1 : Comparaison des spectres calculés par le CGS pour une période de retour de 1000 ans avec le spectre élastique, proposé par KSP-KuK pour la Salle de prières.

Le spectre de réponse élastique pour la Salle de prière ci-dessous résulte des paramètres définis :

$A = 0,65$  : coefficient d'accélération  $A$

$S = 1,20$  : facteur d'amplification

$R = 1,0$  : coefficient de comportement de la structure

$Q = 1,0$  : le facteur de qualité, (RPA 99 version 2003, tableau 4.4)

$\eta = 1,0$  : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$T1 = 0,1s$  :  $T1, T2, T3$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$$T_2 = 0,3s$$

$$T_3 = 2,0s$$

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} S \cdot A \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left( 25 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{pour } 0 \leq T \leq T_1 \\ 25 \cdot \eta \cdot (S \cdot A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{pour } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 25 \cdot \eta \cdot (S \cdot A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{pour } T_2 \leq T \leq T_3 \\ 25 \cdot \eta \cdot (S \cdot A) \cdot \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) & \text{pour } T > T_3 \end{cases}$$

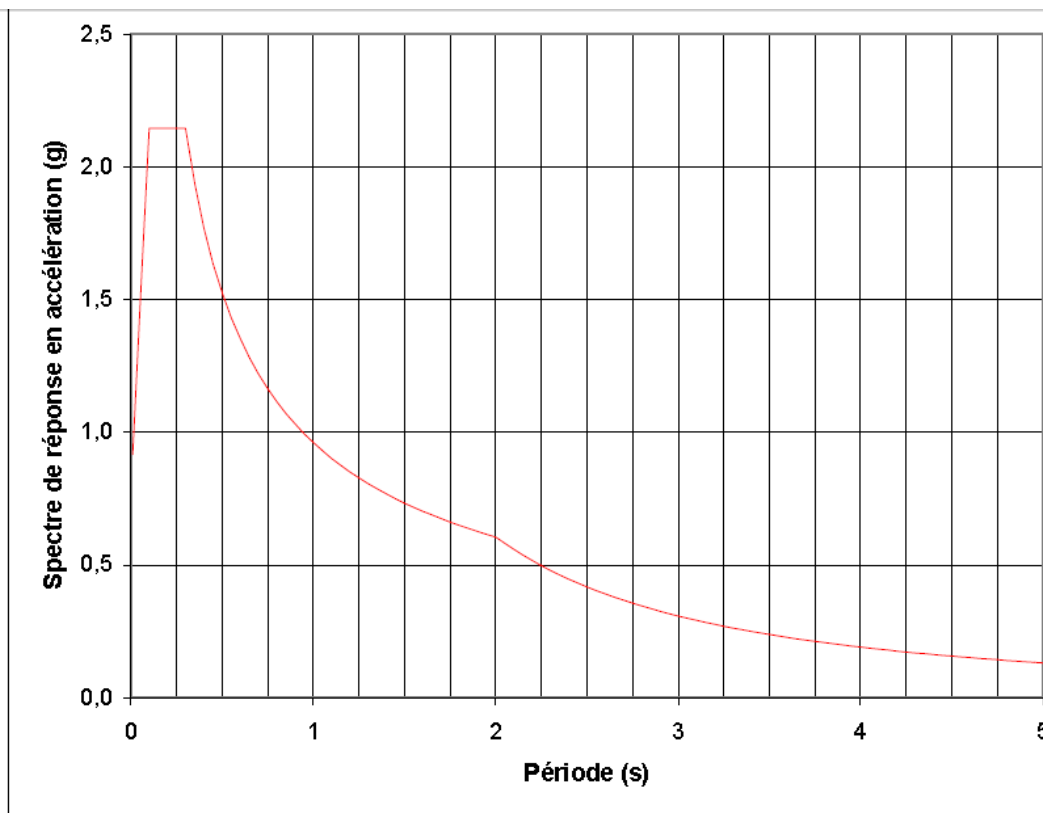


Figure V-h-2 : Spectre de réponse ( $R=1,0$  ;  $Q=1,1$  ;  $\eta = 1,0$ )

### V-i-Charges accidentelles

Aucune circulation de véhicules n'est prévue. Ainsi aucune action accidentelle causée par le trafic routier n'est à prendre en compte.

### V-j- Principe de la descente de charges verticales

Les charges verticales doivent, de préférence, atteindre le sol par le chemin le plus court. Les charges appliquées sur la coupole, le toit et les planchers seront transmises par les dalles et les poutres aux poteaux et aux voiles et finalement par l'intermédiaire des isolateurs aux fondations.

Les charges verticales de la coupole sont reprises par les 8 colonnes qui se situent sous les appuis de cette dernière, comme le montre la figure ci-dessous (en rouge). Les charges horizontales sont transmises au diaphragme du toit à +45 m et transmises aux fondations par le biais du système de contreventement globale.

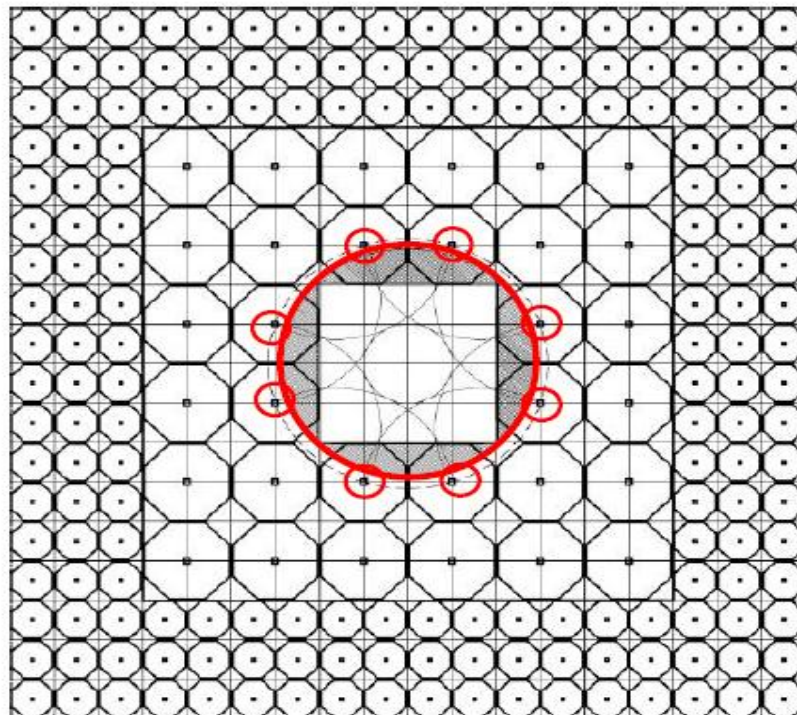


Figure V-j-1: La salle de prières; vue en plan au niveau de la coupole (schématique)

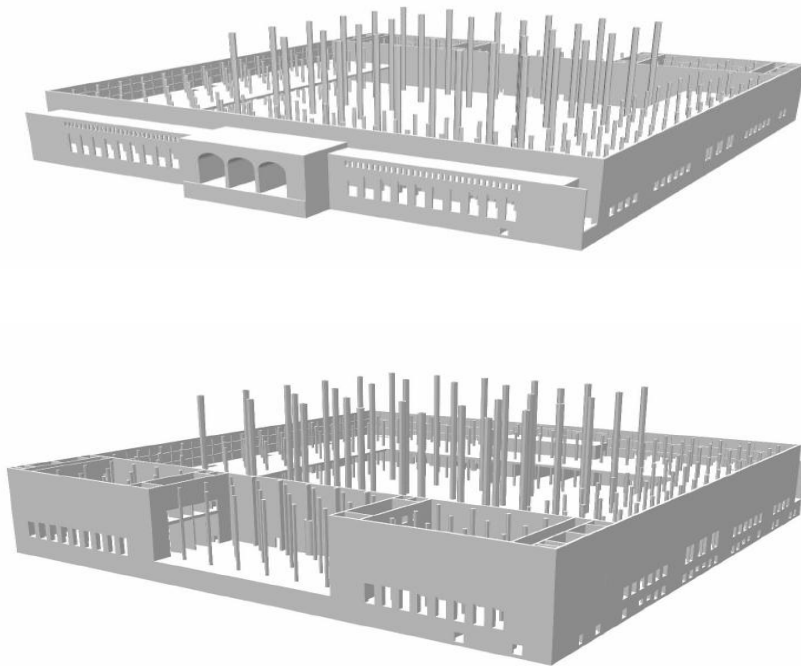


Le toit de la salle de prières à 45 m et celui de la mezzanine à 22 m sont réalisés à l'aide d'une construction en acier aussi légère que possible. On doit former ici un diaphragme rigide dans le plan horizontal. Le diaphragme a une géométrie alvéolaire causée par la forme octogonale des chapiteaux. Ces chapiteaux en voûte forment également un treillis en acier au sommet des colonnes. Ce treillis forme ainsi dans son ensemble, une structure tridimensionnelle. Les chapiteaux en acier seront reliés aux poteaux par des éléments encastrés en acier par une liaison rigide à la flexion. Les surfaces octogonales du toit au niveau de +22 m et aussi de +45 m seront reliées directement entre eux, sans espace vide pour obtenir un diaphragme ayant la rigidité nécessaire pour le contreventement. Le revêtement du toit est réalisé avec une structure légère, étanche et isolante.

Le plancher de la mezzanine (+11m) est réalisé au moyen d'une dalle en béton armé portant dans deux directions. Cette dalle s'appuie sur des poutres elles-mêmes reposant sur des poteaux respectant un quadrillage axial. Ceci s'applique également pour les extrémités de la dalle située au-dessus du sous-sol S10 et S20. Les aires centrales du plafond au-dessus du S10 et S20 réalisées avec des portées de 16,2m et 12,15m, bien qu'un quadrillage plus serré des poutres est fait dans une direction, qui s'appuient en règle générale directement sur les voiles ou sur les poutres principales au niveau de l'axe L-H / 66-71. Les charges sont alors reprises par les poteaux via ces poutres principales qui fonctionnent comme des poutres continues.

Une partie du plafond est réalisée, selon la planification architecturale, en plafond à caisson, c'est-à-dire que pour des raisons architectoniques, des poutres intermédiaires, qui seront tout aussi visible que les poutres principales en partie inférieure du plafond, sont réalisés. Les caissons au sein même des poutres principales (qui partent dans les deux directions des axes de poteau) seront donc divisés en petits champs carrés par des poutres plus étroites. Cette réalisation est pour le plafond au niveau +11m.

- Dans le cas où les forces de pression sont orientées vers le bas, les forces verticales dues au moment sont transmises au sol. Et dans le cas où les forces de traction sont orientées vers le haut, les forces verticales sont absorbées par le sous-sol en activant la surcharge nécessaire due au poids propre de la construction existante.



Figures V-j-2: modélisation en 3D de la structure en béton armé (Isométrie), principe de la descente de charges verticale.

### **V-k - Principe de contreventement et de la descente des charges horizontales**

La salle de prières, élément central du complexe de la mosquée, fait preuve, autant que possible, de transparence. Ainsi, en prenant compte de cet élément architectural, l'intérieur de la pièce est exécuté sans élément de contreventement supplémentaire comme par exemple des voiles ou des palées.

Les seuls encastresments des poteaux et des portiques ne sont pas suffisants pour contreventer le bâtiment. Ces derniers, en effet, ne procurent pas la rigidité nécessaire. Un système de contreventement spatial, utilisant le diaphragme formé par la dalle du toit et les murs extérieurs comme voiles de contreventement, est par conséquent réalisé. L'influence de l'encastrement des poteaux est prise en compte au cours des calculs. Ceci concerne particulièrement les calculs des poteaux et des chapiteaux des poteaux.

Pour la descente de charges horizontales, la coupole et les deux cubes sont couplés les uns aux autres par un diaphragme rigide. La descente des forces verticales de la coupole et du treillis en acier fondu dans le mur extérieur du cube supérieur, est réalisée par les poteaux.

La structure porteuse du bâtiment est très symétrique et homogène dans le plan. Cette structure a un effet favorable pour le contreventement (peu de charges de torsion qui peuvent être prises en charge par le diaphragme de contreventement extérieur sans causer de problèmes).

Le système de contreventement est présenté de manière détaillée ci-dessous (voir figure).

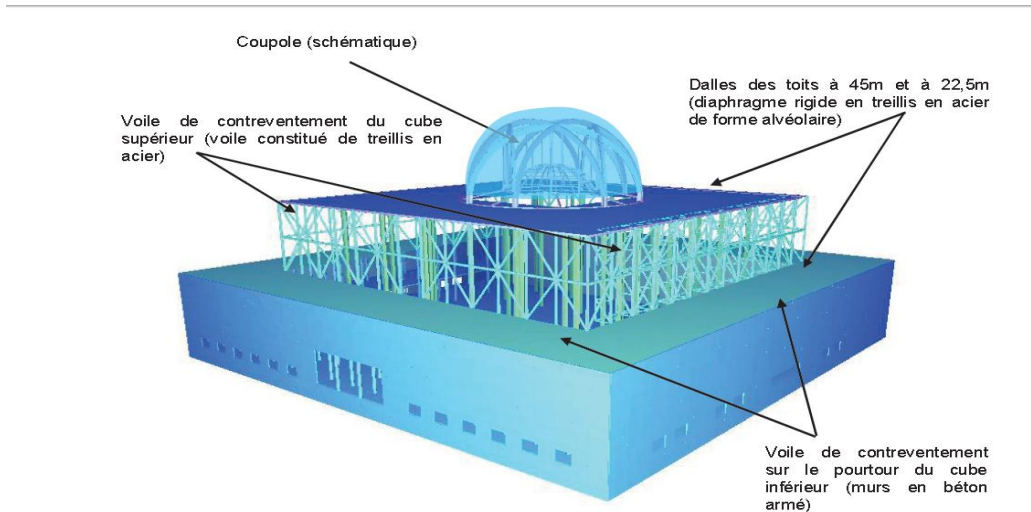


Figure V-k-1: La salle de prières, système de contreventement (schématique)

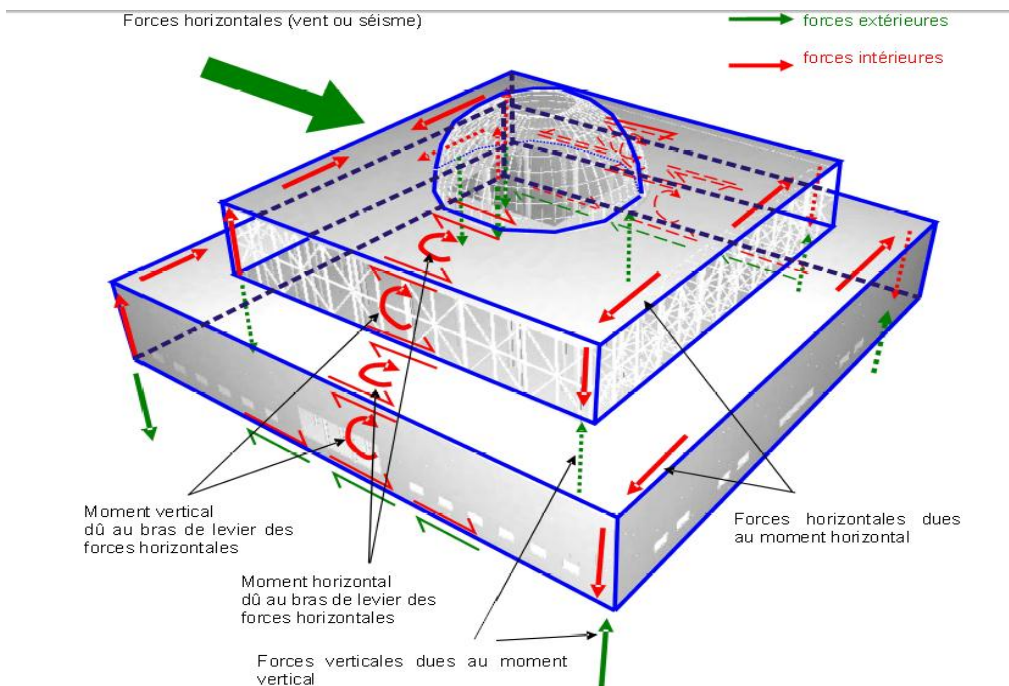


Figure V-k-2: La salle de prières, système de contreventement (schématique) ; Flux de forces dans le système de contreventement

-Le contreventement de la coupole est réalisé par un treillis léger, porteur en acier, rigide à la flexion et incurvé dans l'espace.

- Les forces horizontales de l'anneau de base sont prises en charge par le diaphragme du toit (structure en acier à 45 m)

-Le contreventement de la dalle du toit à 45 m est réalisé comme un diaphragme quadratique grâce au treillis plan, léger, en acier et ayant la forme d'alvéoles. Cet ensemble offre une rigidité de diaphragme suffisante.

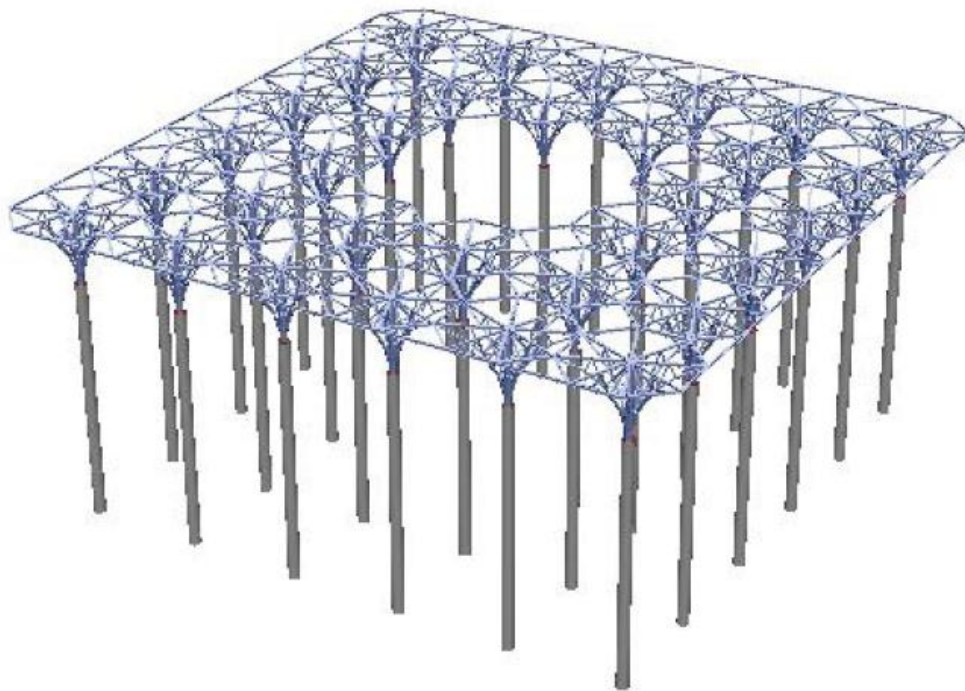


Figure V-k-3: Diaphragme du toit à 45m en treillis tridimensionnel en acier

- Les forces horizontales sont transmises par le diaphragme que forme la dalle du toit vers les murs extérieurs du cube supérieur et prises en charge par les 4 voiles extérieurs (deux dans chaque direction).
- La stabilisation du diaphragme du toit orthogonalement au plan de celui-ci est réalisée par les treillis en acier des chapiteaux des colonnes.



– Le contreventement du cube supérieur situé entre 22,5 m et 45 m est réalisé par les murs extérieurs, formant des voiles grâce au treillis en acier intégré composé de palées de contreventement.

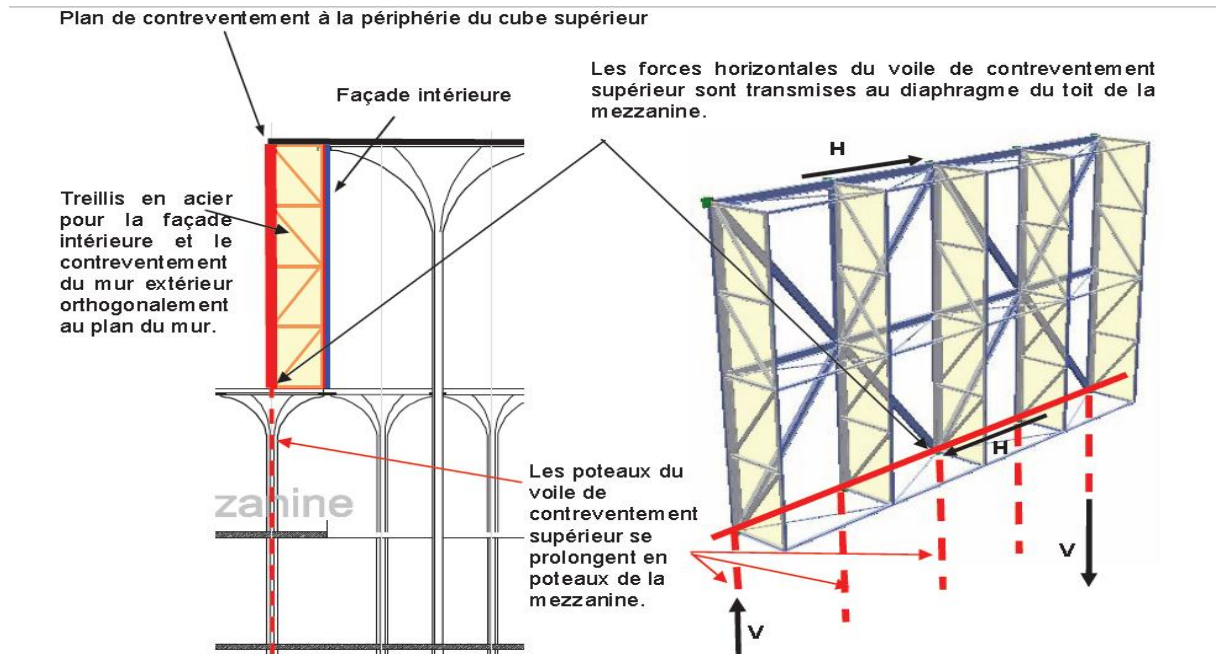


Figure V-k-4: Plan de contreventement du cube supérieur à 22 m et à 45 m (à gauche : coupe transversale ; à droite mur formé par un treillis spatial léger)

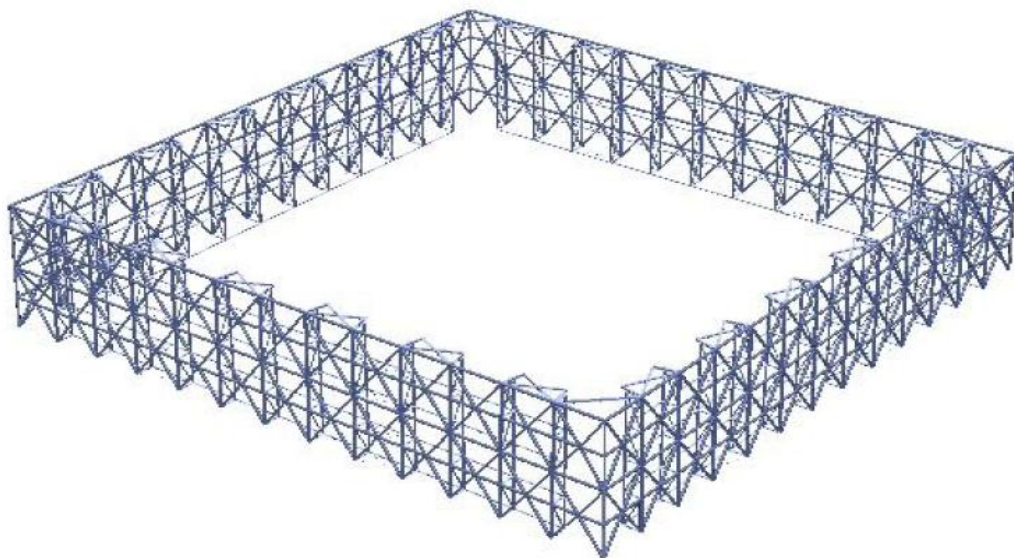


Figure V-k-5: Isométrie de la construction métallique, contreventement spatiale des murs extérieurs du cube supérieur (vue d'ensemble du modèle).

- Les forces horizontales sont transmises par le diaphragme que forme le voile situé du toit à 45 m au toit situé au-dessus de la mezzanine à 22,5 m. Ces forces sont prises en charge par la dalle du toit qui couvre la mezzanine à 22,5 m.
- Les diaphragmes verticaux à la périphérie du cube supérieur, situé entre 22,5 m et 45 m, sont contreventés orthogonalement à leur plan par le biais de treillis verticaux en acier agencés de manière régulière au niveau des poteaux des voiles de contreventement. Ces treillis forment également un plan de fixation pour la façade intérieure du cube supérieur (voir figures ci-haut).
- La forte rigidité à la torsion du cube supérieur est réalisée par les voiles de contreventement symétriques agencés sur sa périphérie.

– Le contreventement de la dalle du toit à 22,5 m est, comme pour le diaphragme fermé sur le pourtour du cube supérieur, réalisé par un treillis léger, en acier, alvéolaire, plan avec une rigidité de diaphragme suffisante.

- Les forces horizontales sont transmises par le toit de la mezzanine formant un diaphragme vers les murs extérieurs du cube inférieur. Ces forces sont alors prises en charge par ces quatre murs extérieurs respectivement par le mur entre axe 55 et 56 (dans chaque direction).

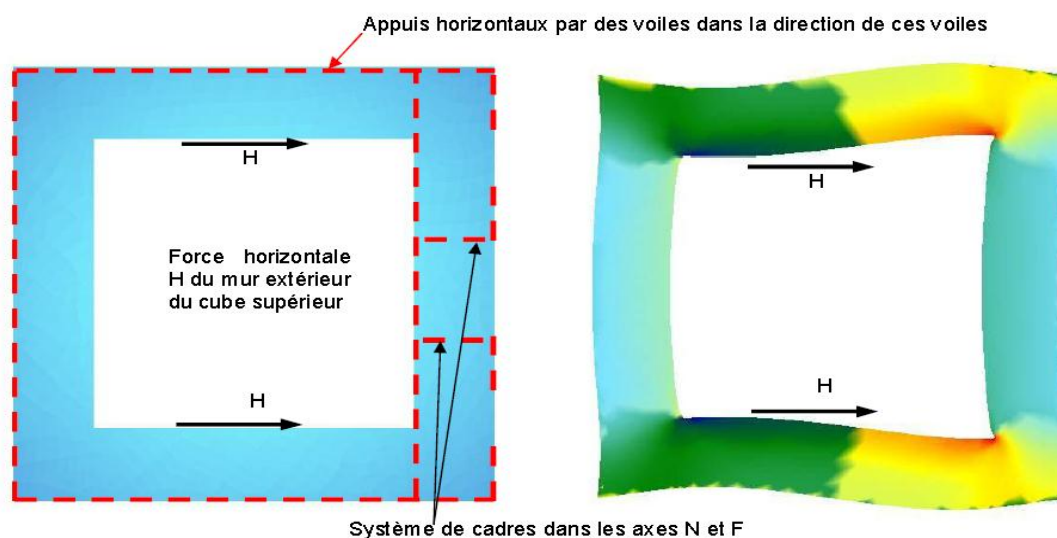


Figure V-k-6: Diaphragme de la dalle du toit de la mezzanine à +22 m (schématique) à gauche : géométrie de la dalle ; à droite : système déformé (Déformation très fortement agrandie)

La toiture est reliée en plus avec les systèmes de cadre et s'appuie horizontalement par ceux-ci sur le plan des axes 74-78/N-F.

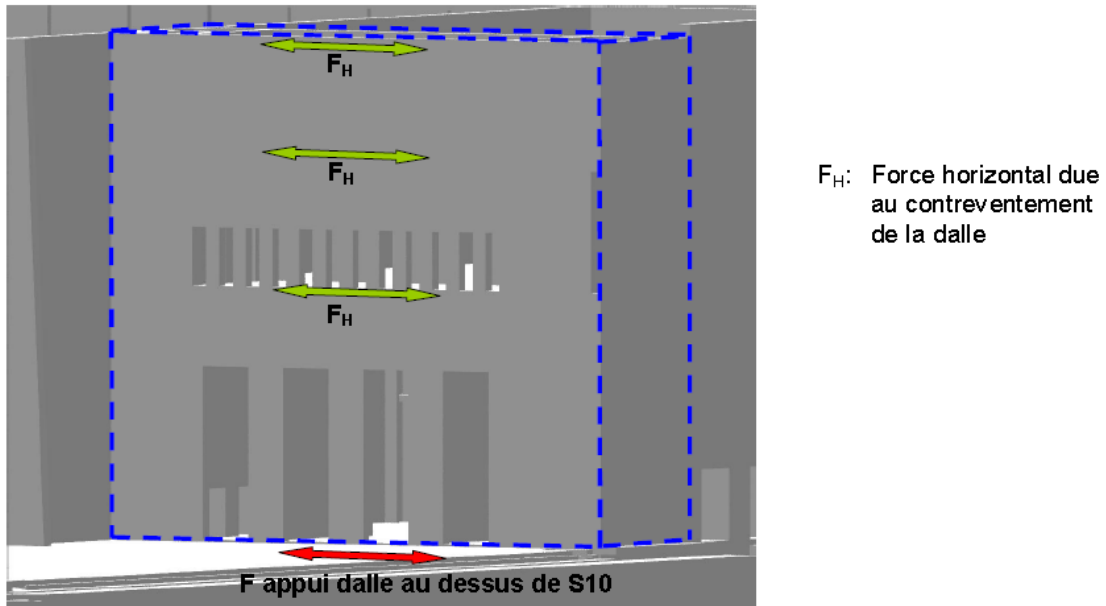


Figure V-k-7: Cadre de contreventement axe 74-78/N-F; vue de système avec le principe de descente de charge

- Pas de force verticale supplémentaire puisque le système est plan.
  - La stabilisation du diaphragme du toit orthogonalement au plan de celui-ci est réalisée par les treillis en acier des chapiteaux des colonnes.
- Le contreventement du cube inférieur allant du sous-sol jusqu'à 22,5 m est réalisé par les murs extérieurs et le mur entre les axes 55 et 56 en béton armé formant un diaphragme.
- Les forces horizontales sont transférées par les murs formant des voiles, du toit de la mezzanine situé à 22,5 m vers le sous-sol. Elles sont alors prises en charge par celui-ci.

En plus de cela, une partie des forces horizontales est prise en charge par le diaphragme au-dessus du sous-sol au niveau 0,0 m et réparties sur les voiles du sous-sol.

- La rigidité à la torsion du cube inférieur est réalisée par des voiles de contreventement agencés symétriquement sur le pourtour de ce cube.

Il a été réalisé des murs extérieurs en béton armé jusqu'au toit au-dessus de la mezzanine (+22,5 m) afin de :

- pouvoir réaliser des accès nécessaires et architecturaux au rez-de-chaussée
- pouvoir concevoir une fixation simple et unique de la façade sur toute la surface du cube inférieur.
- Le contreventement de la dalle de la mezzanine à 11 m est composé d'un diaphragme quasi fermé entourant le cube supérieur (avec interruption au niveau de l'entrée VIP : axes 74-78 / F-N), formant un voile en béton armé.
  - Les forces horizontales sont transmises par la dalle du toit de la mezzanine formant un voile aux murs extérieurs et les murs entre les axes 55 et 56 du cube inférieur. Ces forces sont alors prises en charges par ces voiles.
  - L'augmentation de la rigidité orthogonalement aux murs extérieurs est réalisée par les noyaux des cages d'escalier et les voiles de contreventement supplémentaires. Le plancher de la mezzanine à 11 m (formant un diaphragme) peut subir des forces horizontales (dues à l'accélération sismique) orthogonalement aux murs extérieurs. La descente de charge est réalisée de la même manière que pour une poutre en flexion. Cette poutre en flexion présente une très grande portée (environ 100m, longueur du cube supérieur). Afin d'améliorer cette situation, il est prévu d'encastrer les murs des cages d'escaliers et les murs des entrées et sorties aux murs du sous-sol. Ainsi une partie des forces horizontales est transmise de la dalle de la mezzanine à +11m à ces murs et les poutres de grande portée sont en partie délestées. Sur le côté ouest la dalle de la mezzanine sur le niveau de +11 m (axe 59-63) est tenu en plus horizontalement par les murs d'entrée du portail. Sur le côté Est, ce plafond est relié en plus avec le système de cadre dans les axes 74-78/N-F. Ceci est donc plus favorable pour le plancher de la mezzanine.



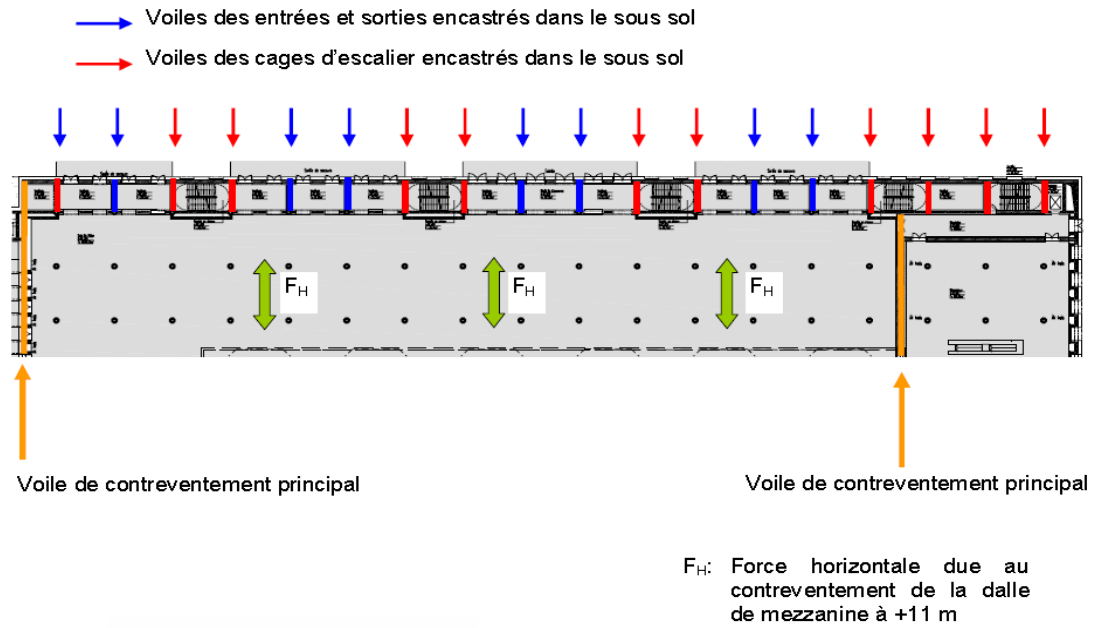


Figure V-k-8 : Contreventement horizontal supplémentaire du plan de la mezzanine +11 par les voiles transversaux, qui sont encastrés dans le sous-sol, dans le domaine des entrées / sorties de secours

## VI – ANALYSE DU CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET NON STRUCTURAUX

Les combinaisons utilisées :

- Vérification pour l'état limite ultime

$$\text{Combinaison: } E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

- Vérification pour le dimensionnement sismique

$$\text{Combinaison: } E_{d,perm} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

### VI-1-Dalles et poutres

Les dalles ici sont préfabriquées et c'est avec leurs poutres. A cause de la taille importante du modèle de calcul, le dimensionnement de la dalle est mis à part et détaillé dans une partie du modèle complet (en 3D) des calculs des contreventements des sous-sols (jusqu'à la dalle au-dessus de S10) et qui ne sera pas l'objet du présent projet. Pour le plafond à caissons au-dessus du niveau 010 (ASDB +10,85m), un modèle particulier est créé, avec la représentation des poutres principales et secondaires.

Les surfaces principales des dalles, dont les dimensions sont données ci-dessous, se trouvent au niveau (ASDB) :

- Dalle S20: - 5, 65 m;
- Dalle S10:+ 0, 13 m;
- Dalle RC0 : + 5, 35 m ;
- Dalle 010 : + 10,85 m

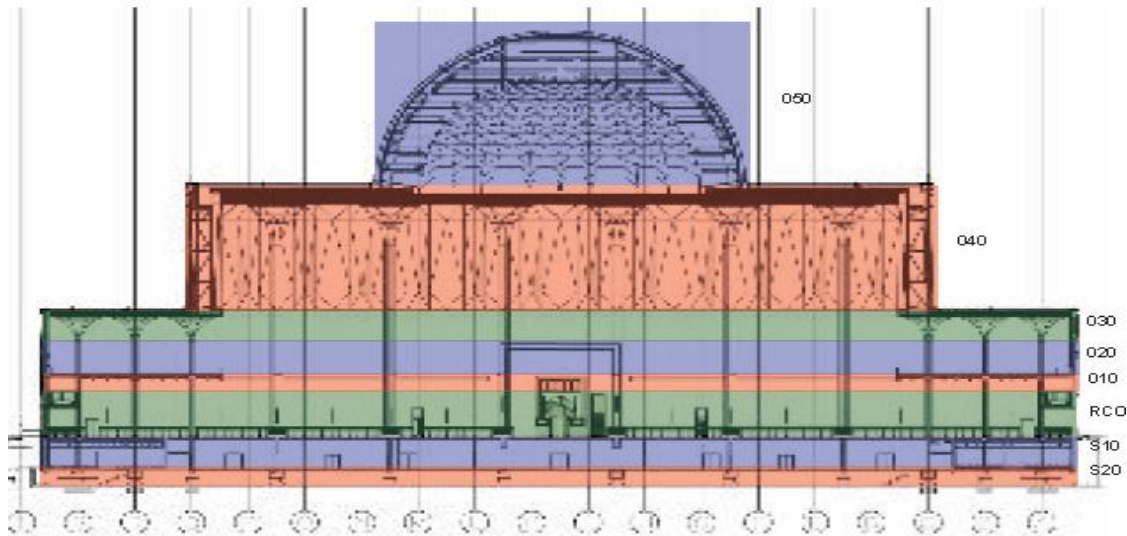


Figure VI-1-1 : détail de différents niveaux de la salle

Etant donné que la portée des poutres est petite en règle générale, le ferrailage minimal est souvent déterminant. Des renforts supplémentaires, respectivement du ferrailage supplémentaire (chaînage), nécessaires à la reprise des charges liées aux séismes, ont été pris en compte dans les plans d'exécution.

#### ➤ Dalle au-dessus de niveau S20

Celle-ci se trouve entièrement en tant que dalle au-dessus du niveau S20, dans la zone délimitée par les axes A-T/58-78. La dalle a une épaisseur de  $d = 30\text{cm}$ .

Les poutres sont exécutées avec les dimensions  $0,80\text{ m}/1,00\text{ m}$  sur le pourtour du bâtiment, et avec les dimensions  $0,25\text{ m}/1,00\text{ m}$  dans la partie intérieure. L'ensemble de la construction s'appuie sur les isolateurs. La dalle en soi, avec les poutres, s'appuie soit directement sur les isolateurs, soit sur les voiles du niveau S10 (qui eux-mêmes s'appuient sur les isolateurs).

Les matériaux majoritairement utilisés sont du béton de la classe C30/37 et des aciers B500B.

Localement, dans les zones de concentration de fortes charges, au niveau des appuis hautement sollicités (Isolateurs), certaines parties de la construction en béton armé sont exécutées avec un béton de la classe C50/60.

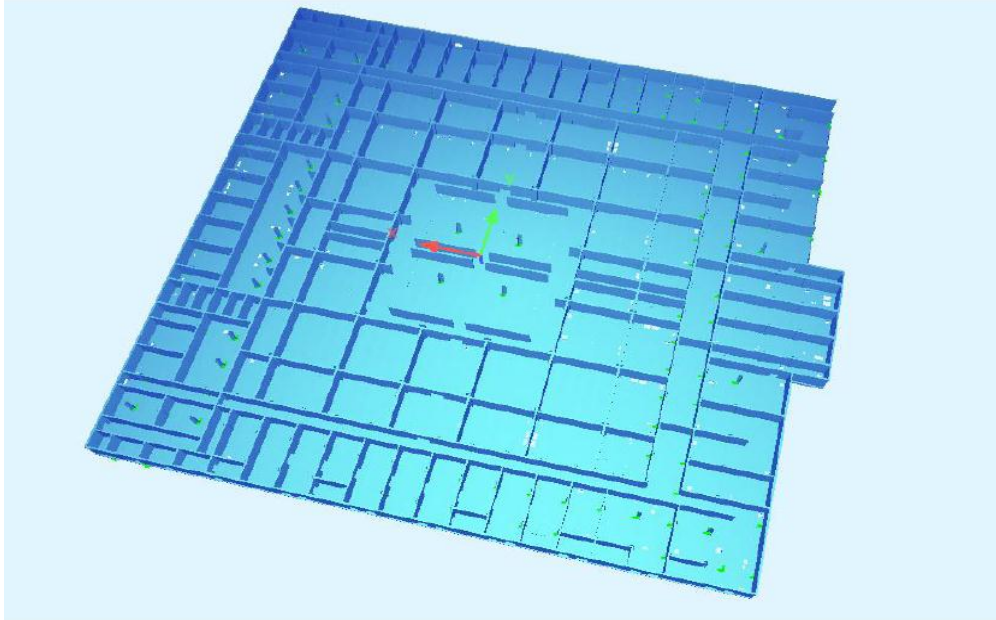


Figure VI-1-2 : représentation de la dalle avec ses poutres au-dessus de S20

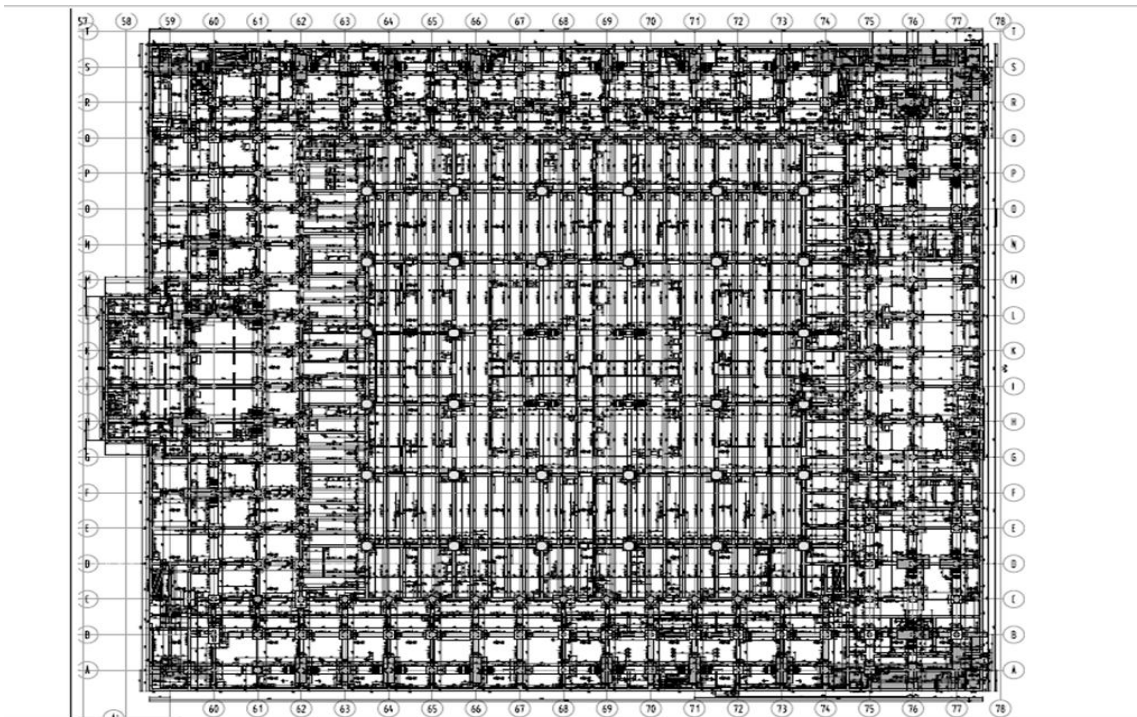


Figure VI-1-3 : Dalle au-dessus du niveau S20



➤ **Dalle au-dessus de niveau S10**

Celle-ci se trouve entièrement en tant que dalle au-dessus du niveau S10, dans la zone délimitée par les axes A-T/58-78. La dalle a une épaisseur  $d = 30\text{cm}$  sur le pourtour et une épaisseur  $d = 25\text{cm}$  dans la partie intérieure.

Les poutres sont exécutées avec les dimensions  $0,60\text{ m}/0,80\text{ m}$  sur le pourtour du bâtiment, et avec les dimensions  $0,25\text{ m}/1,00\text{ m}$  dans la partie intérieure. La dalle en soi, s'appuie visiblement sur les voiles du niveau S10, ainsi que sur quelques poteaux.

Les matériaux utilisés sont du béton de la classe C30/37 et de l'acier B500B.

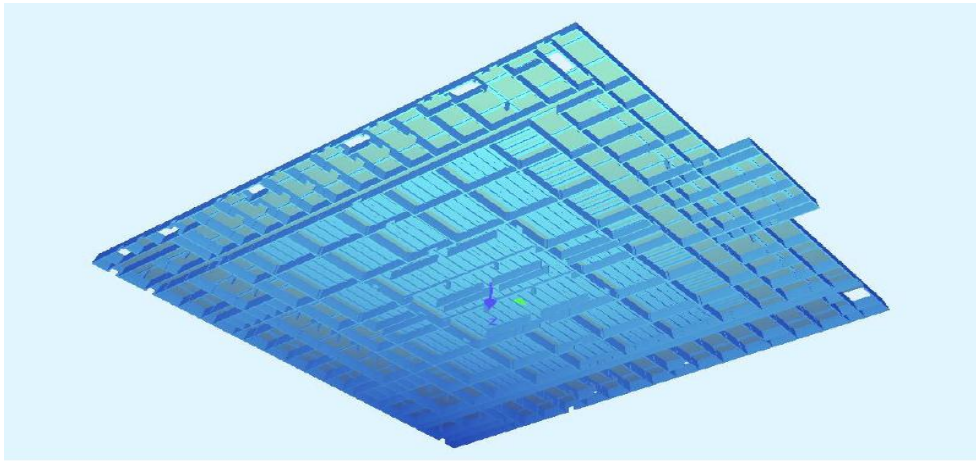


Figure VI-1-4 : représentation de la dalle avec ses poutres au-dessus du niveau S10

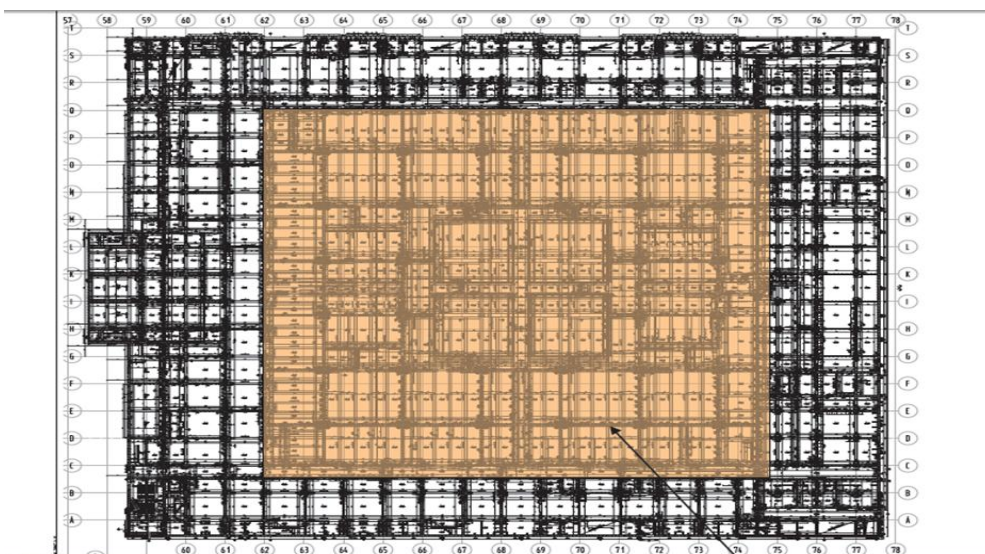


Figure VI-1-5 : Dalle au-dessus du niveau S10

➤ **Dalles au-dessus de niveau 010**



Figure VI-1-6 : dalle au-dessus du niveau 010 – exemple pratique

Ce dernier se trouve en tant que dalle au-dessus du niveau 010, dans la zone des axes A-T/59-78 et entre les axes A et S sur le pourtour ; il se trouve également en tant que plafond au-dessus du niveau RC0, dans la zone des axes Q-S/75-78. La dalle a une épaisseur  $d = 28$  cm, les poutres ont des dimensions de 1,10 m/1,10 m et de 25 cm/1,10 m. Le bord supérieur (du gros-œuvre) se trouve à +10,85m, respectivement +5,35m.

La dalle s'appuie sur des poteaux (81\*81 cm), sur une trame de 8,1\*8,1m.

Les matériaux utilisés sont du béton de la classe C30/37 et des aciers B500B.

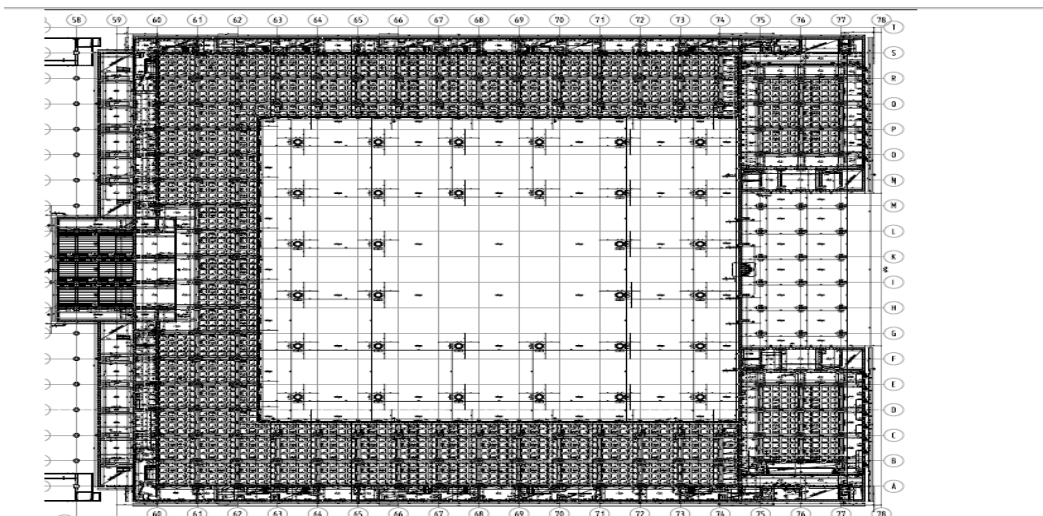


Figure VI-1-7 : Dalles au-dessus du niveau 010 – vue en plan

## VI-2-Poteaux

L'ensemble de la Salle de Prières est construite sans joint de dilatation, avec une isolation sismique au niveau S20. C'est grâce à ces conditions préalables que la réalisation du « hall de colonnes » planifié est possible.

Le système de ces poteaux est divisé selon leur diamètre, et selon les différents systèmes statiques.

Les poteaux, s'élevant sur environ 45 m, sont agencés sur un quadrillage de 16,2 m x 16,2 m. Ces poteaux sont réalisés avec des éléments préfabriqués en béton armé centrifugé afin, non seulement d'atteindre la qualité de matériaux et la qualité d'exécution nécessaire à ce type de construction, mais aussi afin de permettre un procédé simplifié d'exécution et de montage. Les poteaux sont ainsi préfabriqués par deux segments et assemblés sur site. Les jonctions des éléments préfabriqués, à mi-hauteur, sont réalisées de telle sorte qu'à part un joint extérieur, elles ne soient pas visibles. Une possibilité consiste à réaliser la tête de la partie inférieure du poteau avec un diamètre plus petit et d'emboîter la partie supérieure afin d'obtenir une liaison rigide à la flexion. La liaison sera déjà ajustée en usine ou alors scellée lors du montage. Le point d'appui sera boulonné avec les raccords du S10 avec une plaque d'appui ronde en acier. Afin de réduire la longueur de flambement, les colonnes sont encastrées dans le sous-sol.

Les colonnes d'environ 23 m de hauteur situées sur le pourtour de la salle de prière sont agencées selon un quadrillage de 8,1 m x 8,1m. Ces poteaux sont réalisés aussi, autant que possible, au moyen d'éléments préfabriqués en béton armé centrifugé (facteur de répétition élevé, qualité du béton élevée, durée de vie élevée, procédé de construction rapide). Les armatures des poteaux nécessaires pour des raisons statiques sont continues et sont renforcées en fonction de la taille de la réservation nécessaire afin de garantir la stabilité des poteaux lors du transport et du montage. Après le montage des poteaux, les dalles intermédiaires sont coffrées, ferrillées et bétonnées de façon à ce qu'une liaison par adhérence soit garantie.



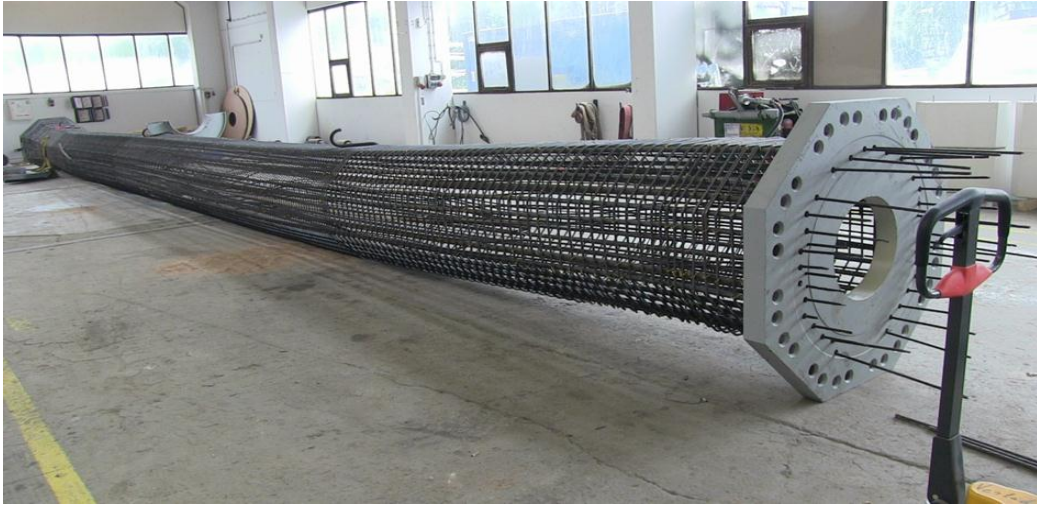


Figure VI-2-1 : ferrailage du béton – exemple pratique



Figure VI-2-2 : poteaux déjà prêts – exemple pratique



Figure VI-2-3 : transport des poteaux vers le chantier – exemple pratique





Figure VI-2-4 : poteaux déjà implantés sur chantier – exemple pratique

### VI-2-1-Zone des poteaux de diamètre 162cm

Au centre de la salle se trouvent 32 poteaux de diamètre 162 cm, d'une hauteur d'environ 34m dont 8 de ces poteaux supportent la coupole.

Le système de ces poteaux est le suivant :

- Base du poteau: Encastrement partiel dans la construction en béton coulée sur place du niveau S10.
- Tête du poteau: Raccord rigide à la flexion au niveau de la charpente métallique (chapiteau métallique), c'est-à-dire que le poteau est fixé de manière rigide à la flexion et qu'il est maintenu horizontalement grâce à la structure de la toiture. Cependant, il est soumis à des déplacements horizontaux au niveau de la tête, liés aux déformations horizontales de l'ensemble de la structure.

Une différence pertinente est liée aux charges reprises par chaque poteau; celles-ci peuvent être divisées de la manière suivante :

- Poteaux ne reprenant pas les charges de la structure de la coupole (24 unités)
- Poteaux reprenant les charges de la structure de la coupole (8 unités)

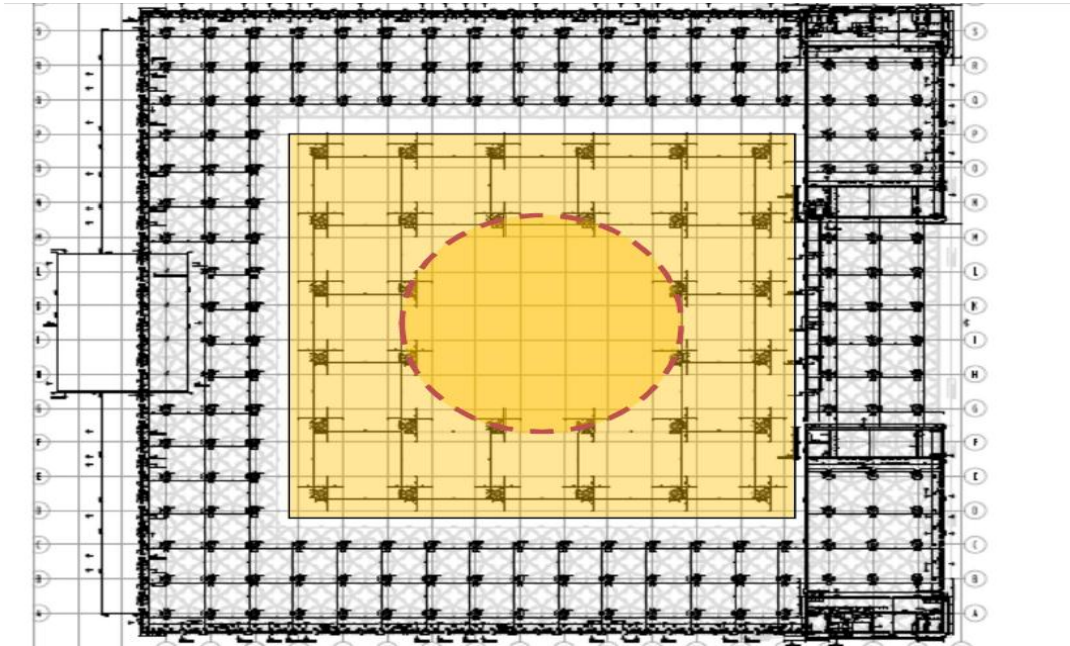


Figure VI-2-1-1 : Dénomination des zones de poteaux de diamètre 162cm

Les poteaux sont divisés en 3 parties, pour des raisons de production et de montage. Ils sont reliés par l'intermédiaire d'une liaison par emboîtement en béton et pour des raisons architecturales, il n'y aura pas de joint visible qui se crée.



Figure VI-2-1-2 : fixation des poteaux sur des platines en acier



Figure VI-2-1-3 : chapiteau déjà prêt à l'agencement avec les poteaux

Un élément noyé dans le béton est également prévu, pour que le chapiteau à la tête du poteau puisse être fixé.

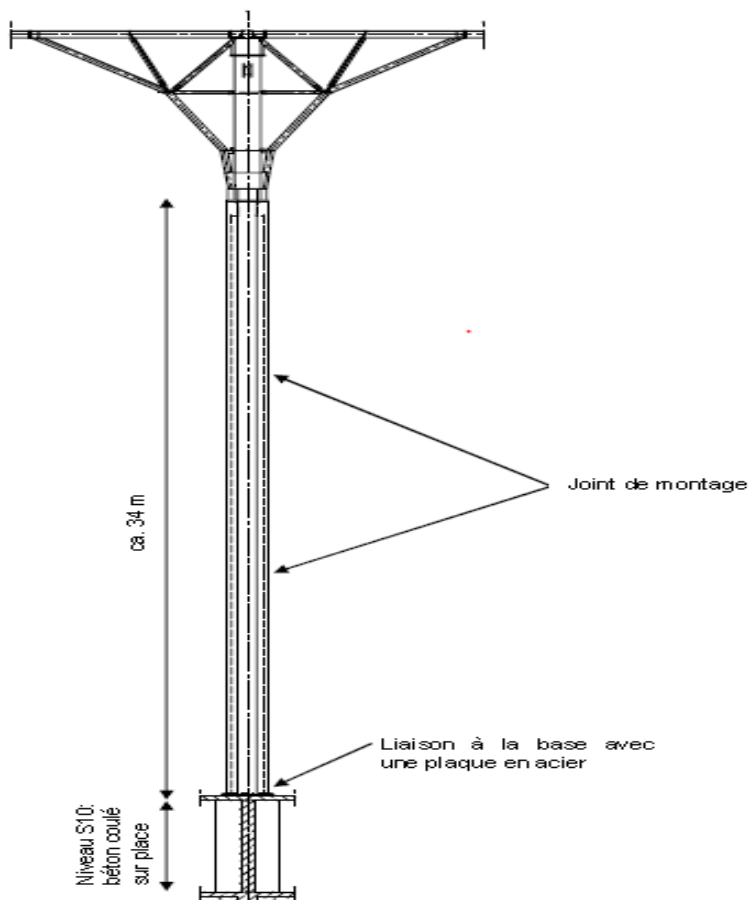


Figure VI-2-1-4 : structure complète d'un de ces poteaux





Figure VI-2-1-5: structure complète des poteaux sur chantier

### VI-2-2-Zone des poteaux de diamètre 81cm

Sur le pourtour de la salle de prière se trouvent des poteaux de diamètre 81cm et d'une hauteur maximale d'environ 17m.

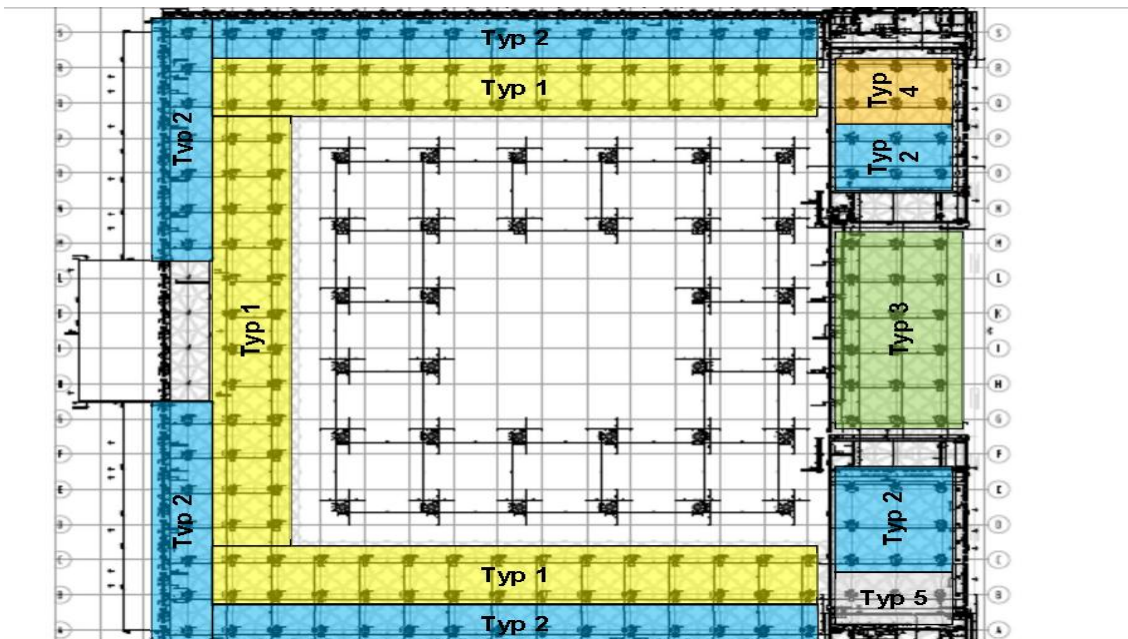


Figure VI-2-2-1 : dénomination des zones de poteaux de diamètre 81cm

▪ **Poteaux de diamètre 81cm Type n° 1**

Le système de ce genre des poteaux est le suivant :

- Base du poteau: Encastrement partiel dans la construction de béton coulée sur place du niveau S10.
- Maintien et sollicitation liés à la dalle en béton coulée sur place avec ASDB +10,85m
- Tête du poteau: Raccord rigide à la flexion au niveau de la charpente métallique (chapiteau métallique), c'est-à-dire que le poteau est fixé de manière rigide à la flexion et qu'il maintenu horizontalement grâce à la structure de la toiture. Cependant, il sera soumis à des déplacements horizontaux au niveau de la tête, liés aux déformations horizontales de l'ensemble de la structure.

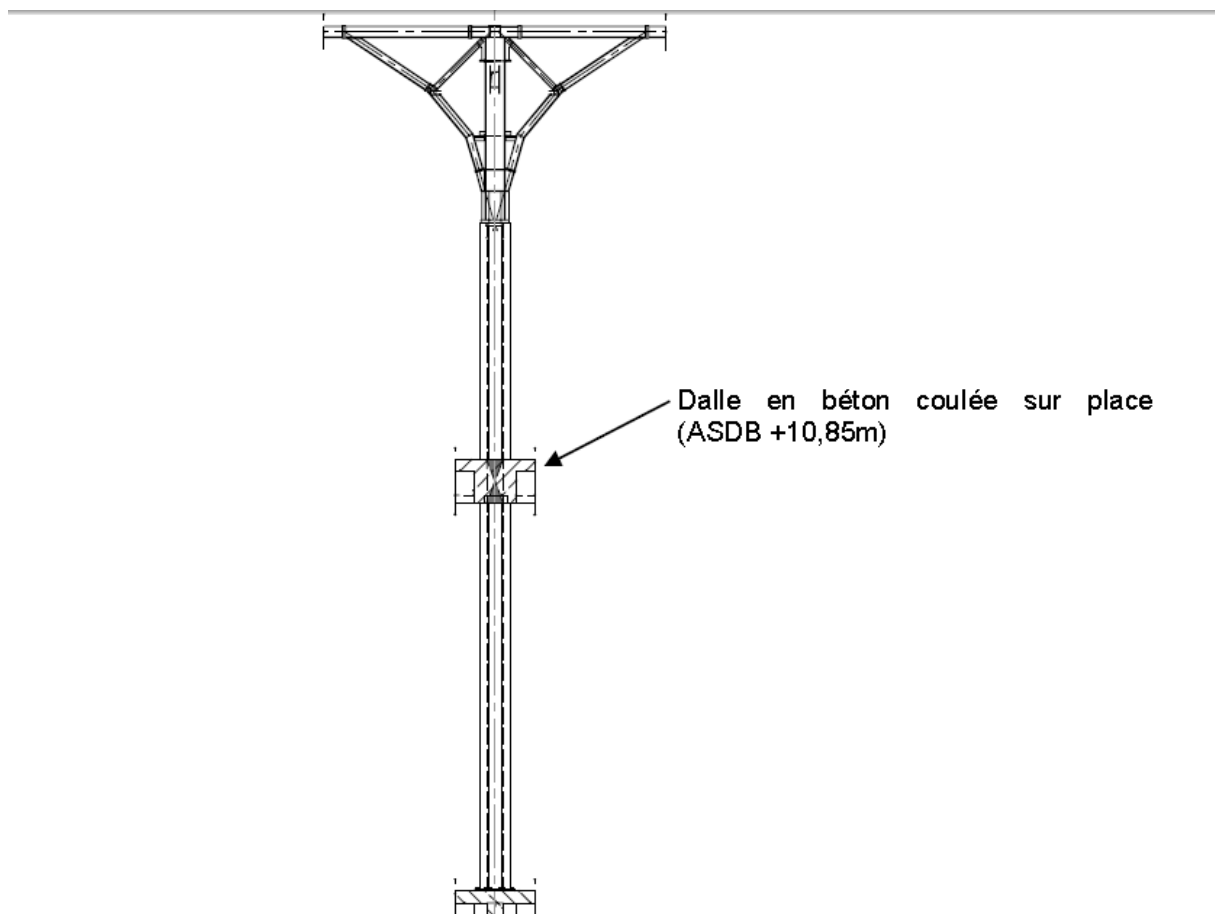


Figure VI-2-2-2 : Structure d'un poteau de diamètre 81 cm – Type n° 1

### ▪ Système des poteaux de 81 cm Type n° 2

- Base du poteau: Encastrement partiel dans la construction en béton coulée sur place du niveau 010 (Dalle ASDB +10,85m).

- Tête du poteau: Raccord rigide à la flexion au niveau de la charpente métallique (chapiteau métallique), c'est-à-dire que le poteau est fixé de manière rigide à la flexion et qu'il est maintenu horizontalement grâce à la structure de la toiture. Cependant, il sera soumis à des déplacements horizontaux au niveau de la tête, liés aux déformations horizontales de l'ensemble de la structure.

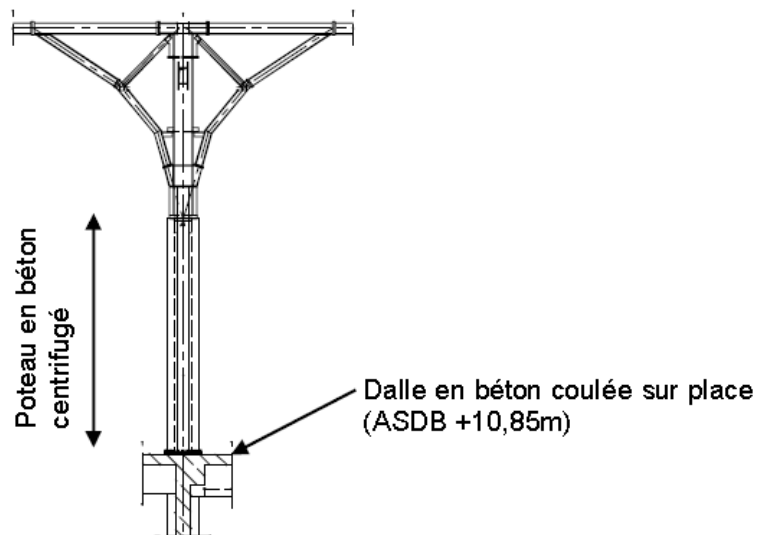


Figure VI-2-2-3 : Structure d'un poteau de diamètre 81 cm – Type n° 2

### ▪ Système des poteaux de 81 cm Type n°3

- Base du poteau: Encastrement partiel dans la construction en béton coulée sur place du niveau S10 (ASDB -0,25m).

- Tête du poteau: Raccord rigide à la flexion au niveau de la charpente métallique (chapiteau métallique), c'est-à-dire que le poteau est fixé de manière rigide à la flexion et qu'il est maintenu horizontalement grâce à la structure de la toiture. Cependant, il sera soumis à des déplacements horizontaux au niveau de la tête, liés aux déformations horizontales de l'ensemble de la structure.

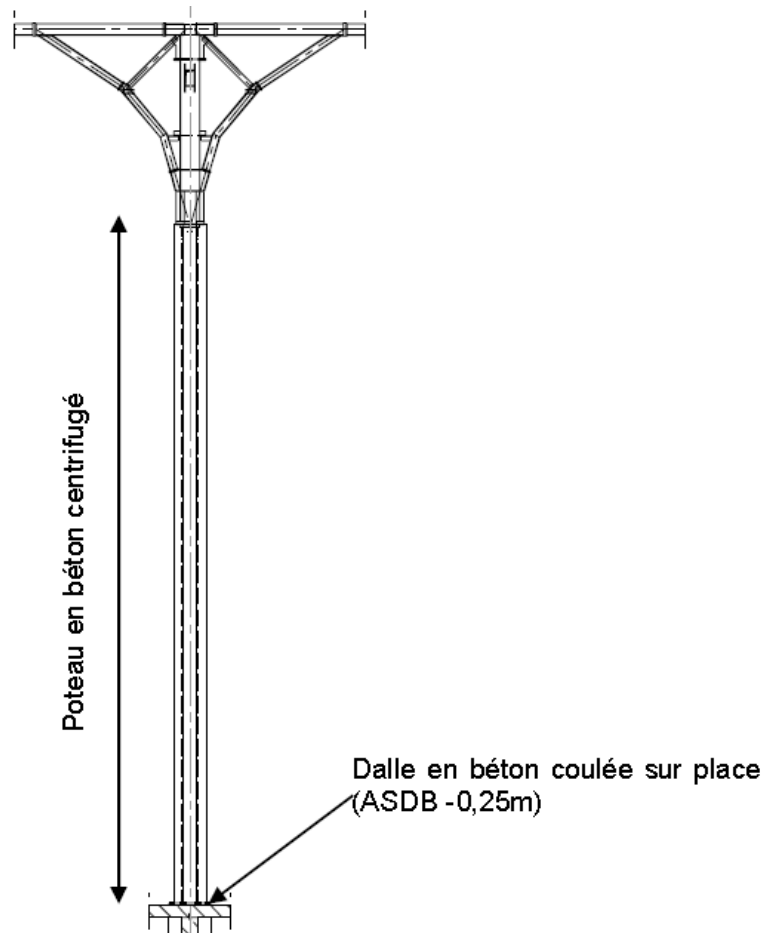


Figure VI-2-2-4: Structure d'un poteau de diamètre 81cm – Type n° 3

▪ **Système des poteaux de diamètre 81cm type n°4**

- Base du poteau : Encastrement partiel dans la construction en béton coulée sur place du niveau S10
- Maintien et sollicitation liés aux deux dalles en béton coulées sur place avec ASDB +5,35m et +10,85m.
- Tête du poteau: Raccord rigide à la flexion au niveau de la charpente métallique (chapiteau métallique), c'est-à-dire que le poteau est fixé de manière rigide à la flexion et qu'il est maintenu horizontalement grâce à la structure de la toiture. Cependant, il sera soumis à des déplacements horizontaux au niveau de la tête, liés aux déformations horizontales de l'ensemble de la structure.

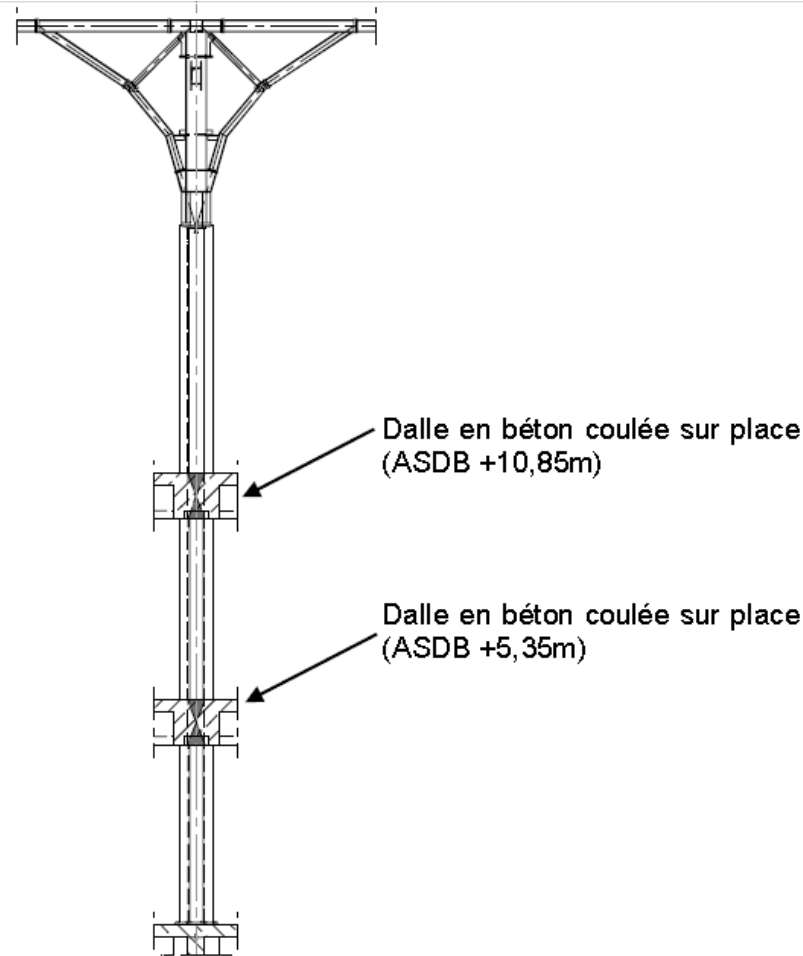


Figure VI-2-2-5: Structure d'un poteau de diamètre 81cm – Type n° 4

▪ **Système des poteaux de 81cm Type n°5**

- Cas spécial: poteaux au niveau des escaliers dans le salon d'honneur.
- Base du poteau : Transmission de la pression des charges verticales + reprise des efforts tranchants à l'aide d'un taquet travaillant en cisaillement, par la construction en béton coulé sur place au niveau des escaliers.
- Maintien et sollicitation liés à une dalle en béton coulée sur place avec ASDB +10,85m.
- Tête du poteau: Raccord rigide à la flexion au niveau de la charpente métallique (chapiteau métallique), c'est-à-dire que le poteau est fixé de manière rigide à la flexion et qu'il est maintenu horizontalement grâce à la structure de la toiture. Cependant, il sera soumis à des déplacements horizontaux au niveau de la tête, liés aux déformations horizontales de l'ensemble de la structure.



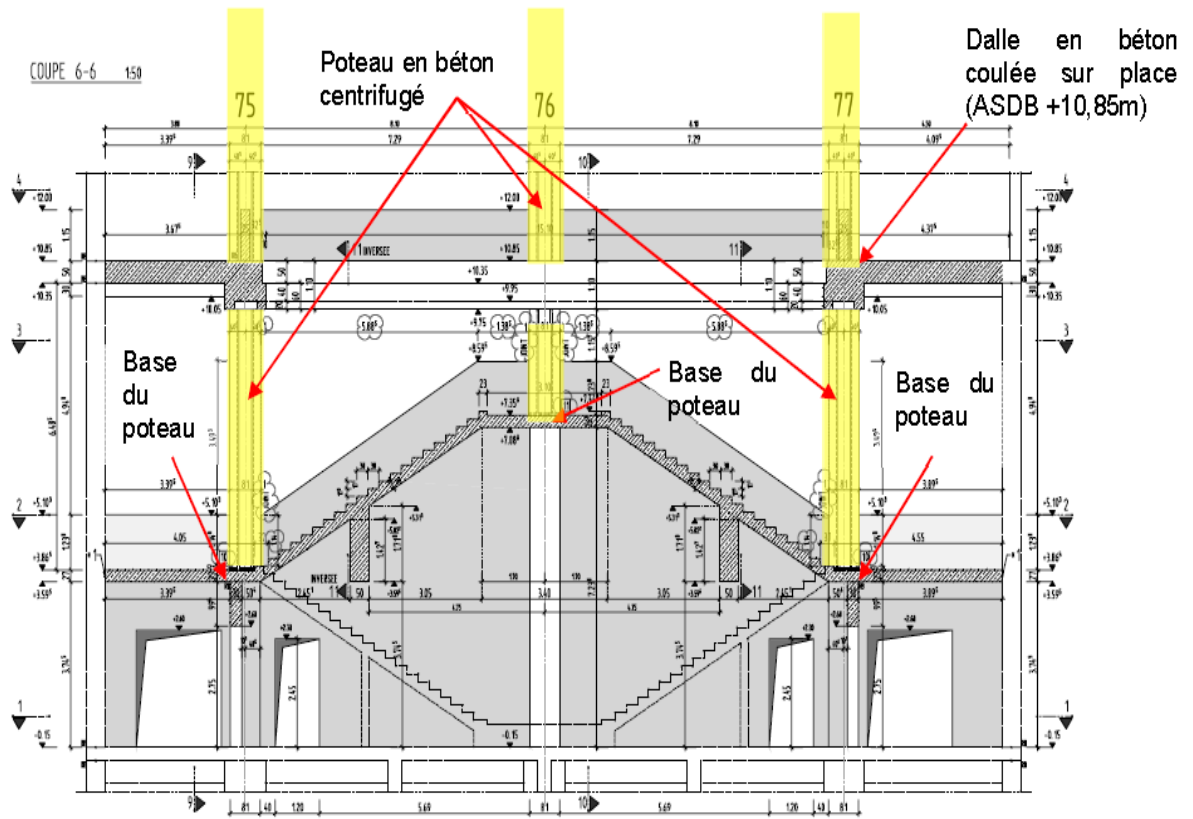


Figure VI-2-2-6: Structure d'un poteau de diamètre 81cm – Type n° 5

### VI-3-Escaliers

Etant donné que les escaliers sont construits uniformément, les paliers et les volées sont modélisés et calculés séparément.

Pour obtenir un dimensionnement situé du côté de la sécurité, les paliers ont été modélisés en tant que dalles reposants sur des appuis souples, mais aussi en tant que dalles encastrées ; la valeur la plus élevée des deux résultats est alors utilisée.

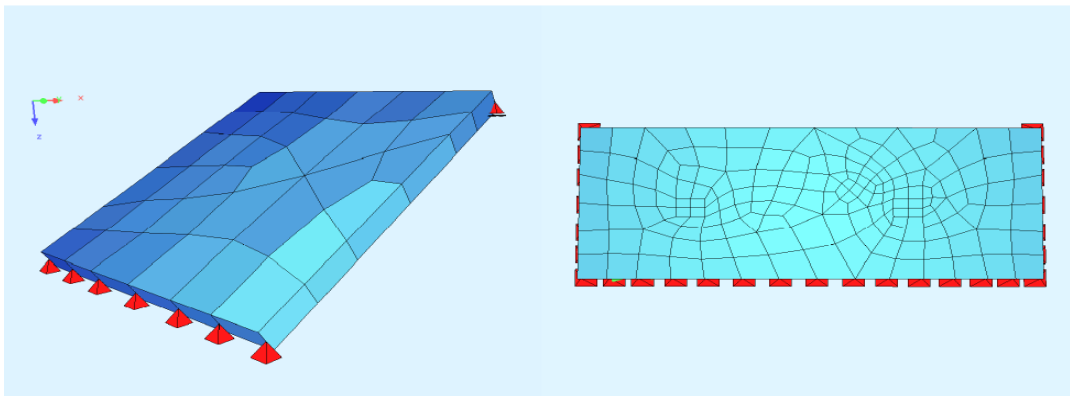


Figure VI-3-1: modélisation respectivement du volée et palier de l'escalier

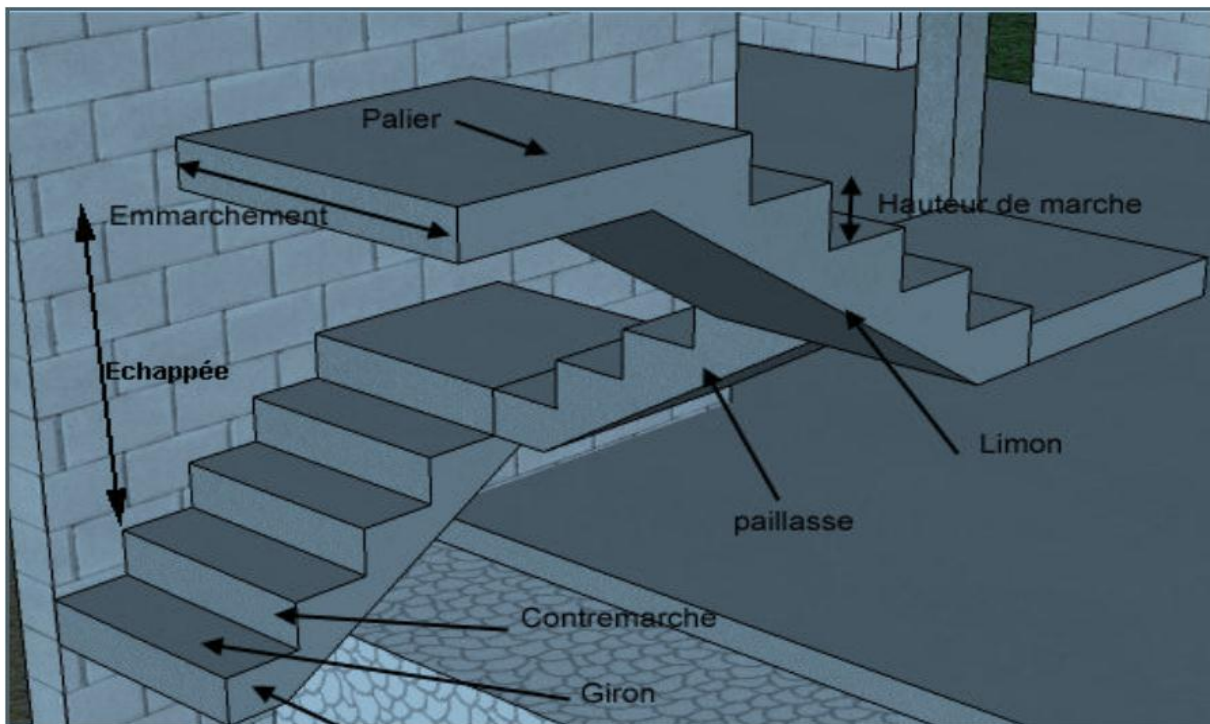


Figure VI-3-2 : caractéristique technique d'un escalier

Leur dimensionnement est fait d'une manière classique.

Hauteur :  $H=3\text{m}$ .

Giron :  $g = 30\text{cm}$ .  $25 < g < 32$

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a:  $59 < 2h+g < 66$   $14,5 < h < 18$ .

Pour:  $h = 17\text{ cm}$

$N_c = H/h = 300/17 = 18$

On aura 18 contres marches entre chaque deux étages : On a deux volées, donc 9 contres marches par volée et  $N = N_c - 1 = 8$  marches.

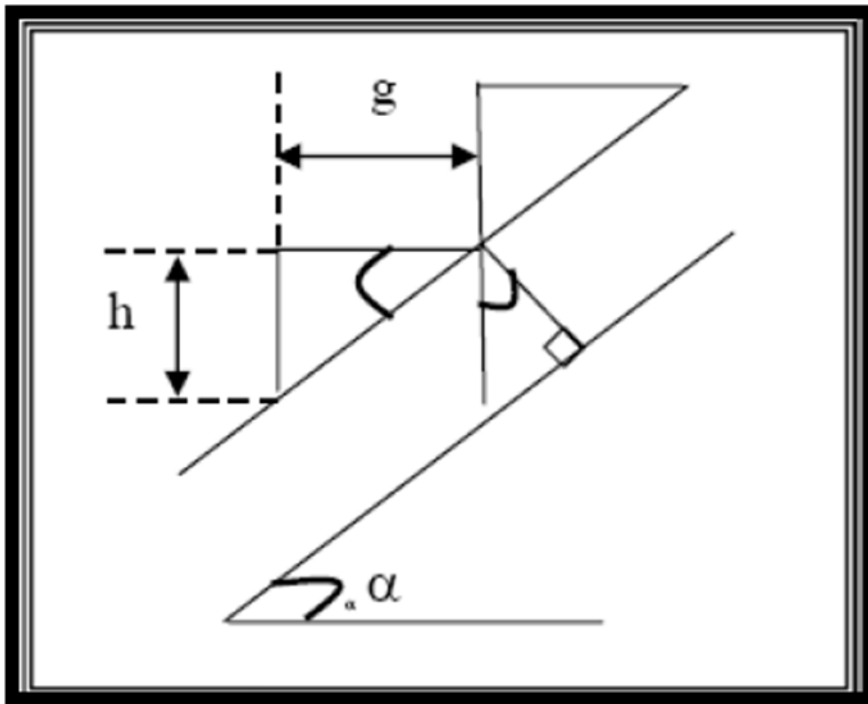


Figure VI-3-3 : géométrie d'un escalier

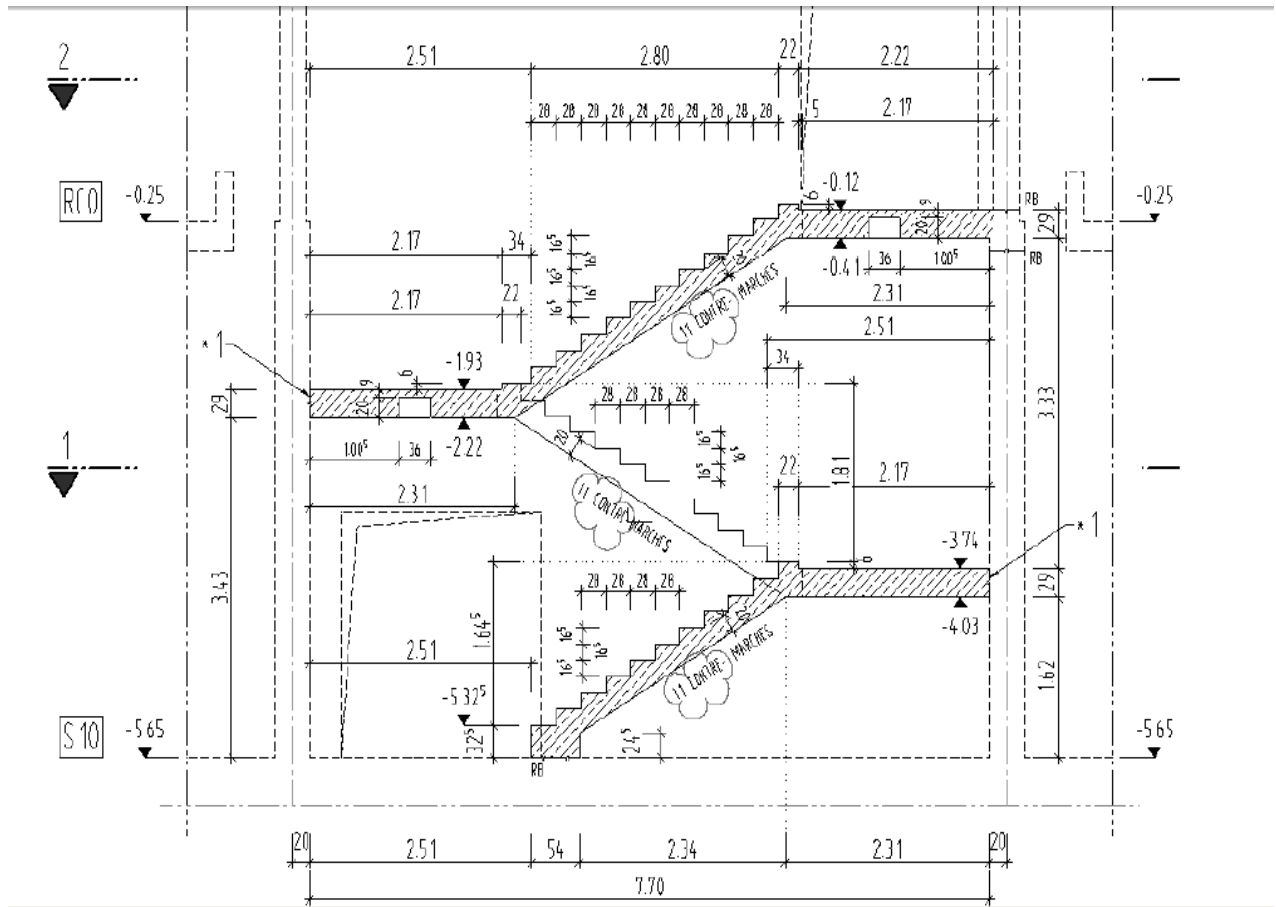


Figure VI-3-4: escaliers du niveau S10 à RC0

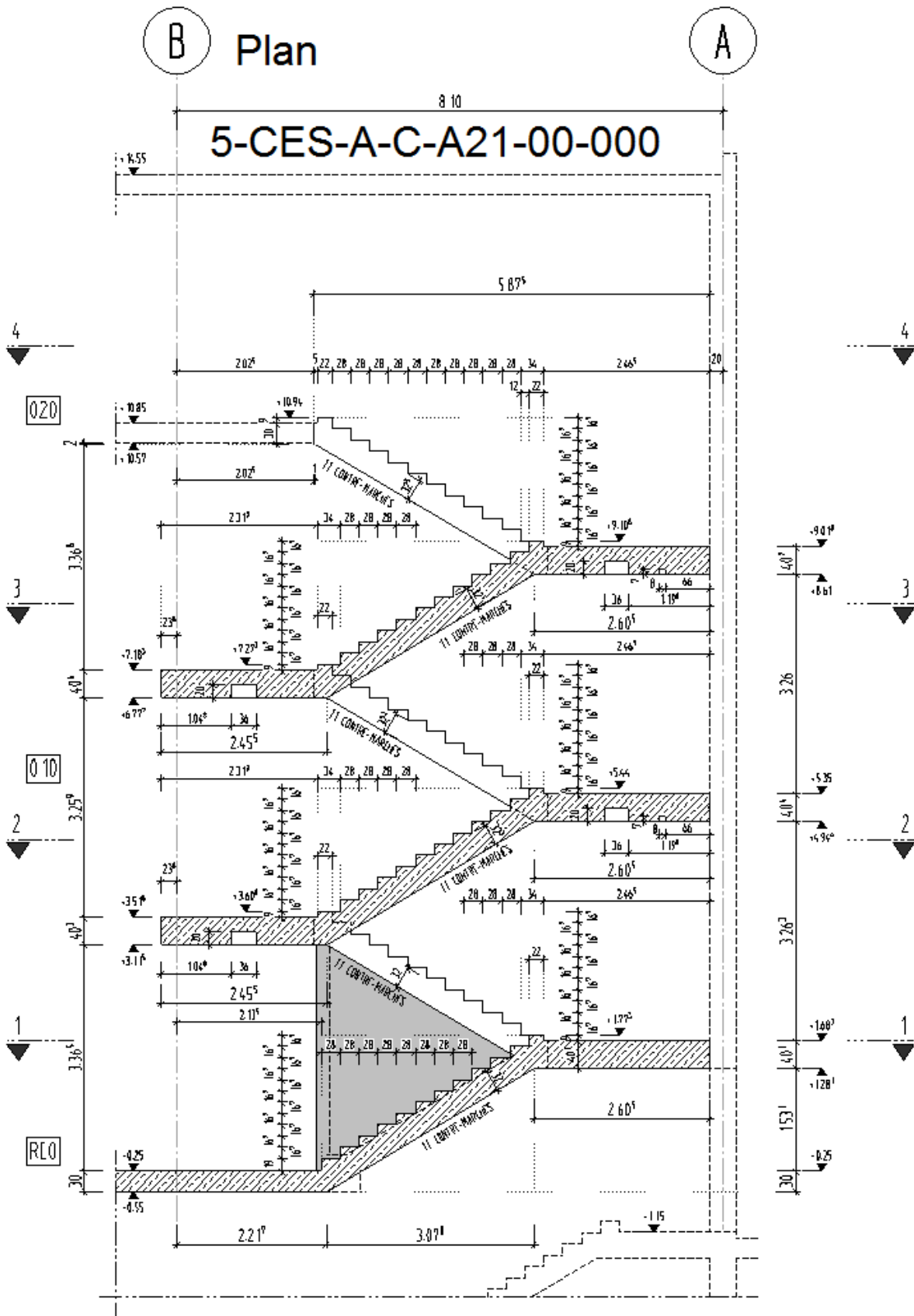


Figure VI-3-5: escalier du niveau RC0 à S20

#### VI-4- Les voiles

Dans le bâtiment Salle de prières, les murs porteurs prévus sont uniquement en béton armé. Des murs porteurs en maçonnerie ne sont pas utilisés.

Les murs porteurs forment également avec les voiles un système de contreventement 3D.

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/Version 2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version 2003 :

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$L > 4a$  telle que L : longueur de voile a : épaisseur de voile.

-L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h et des conditions de rigidité aux extrémités.

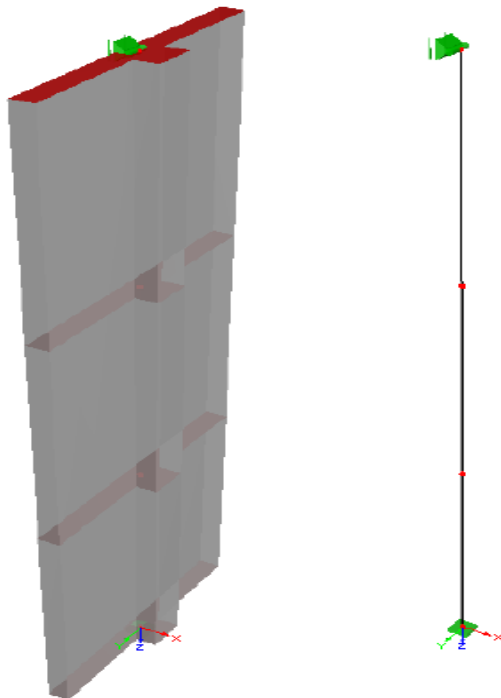


Figure VI-4-1 : modélisation en 3D d'un voile assimilé à un mur.



Figure VI-4-2 : voile (assimilé à un mur), exemple pratique sur chantier

## VII - FONDATIONS

La Salle est réalisée avec un système de fondation superficiel, puisque des fondations profondes (fondation sur pieux forés) ne seraient pas à même de transmettre les grandes forces horizontales au sol en cas de séisme avec une dépense acceptable.

Il est réalisé un radier avec des semelles isolées et des semelles filantes sous les socles, sur lesquels sont agencés les isolateurs. Les semelles isolées et filantes servent en premier lieu à répartir les charges verticales afin de limiter les contraintes au sol et ainsi les tassements. De plus, les moments sont transmis par flexion. Les moments, qui apparaissent aux points d'appui des isolateurs et des amortisseurs à cause de l'excentricité des forces horizontales agissant sur ces éléments par rapport à la surface de fondation, sont transmis par flexion par les semelles isolées et filantes.

Les fondations qui sont réalisées en tant que radier ont en général une épaisseur de  $e = 40$  cm et  $e = 50$  cm sur les pourtours. Des renforcements d'une épaisseur totale (radier inclut) de 1,5 m à 2 m sont prévus sous les isolateurs. Les renforcements sur les bords (quadrillage des éléments de la superstructure ici 8,05 m) sont formés en tant que «poutres de fondation» et agissent quasiment en tant que quadrillage de poutres.



Le calcul et le dimensionnement des fondations sont faits sur la base d'un radier fondé élastiquement, puisque la superstructure et le radier sont « découplés » par les isolateurs.



Figure VII-1 : réalisation des fondations – exemple pratique

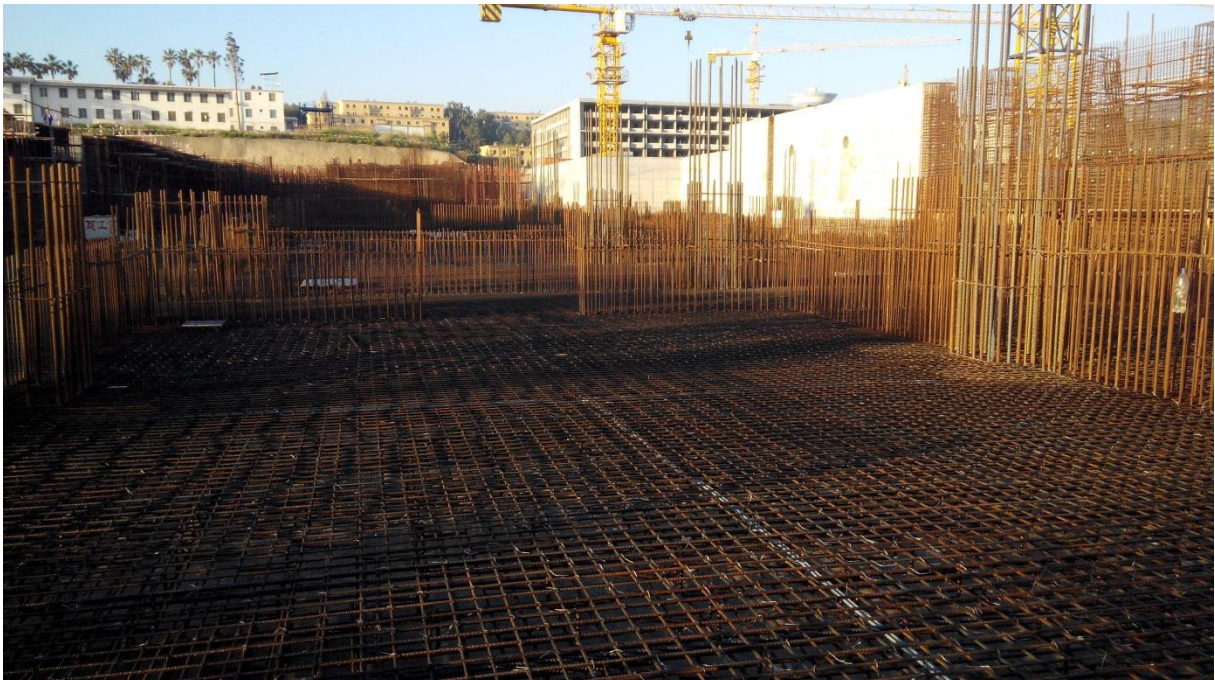
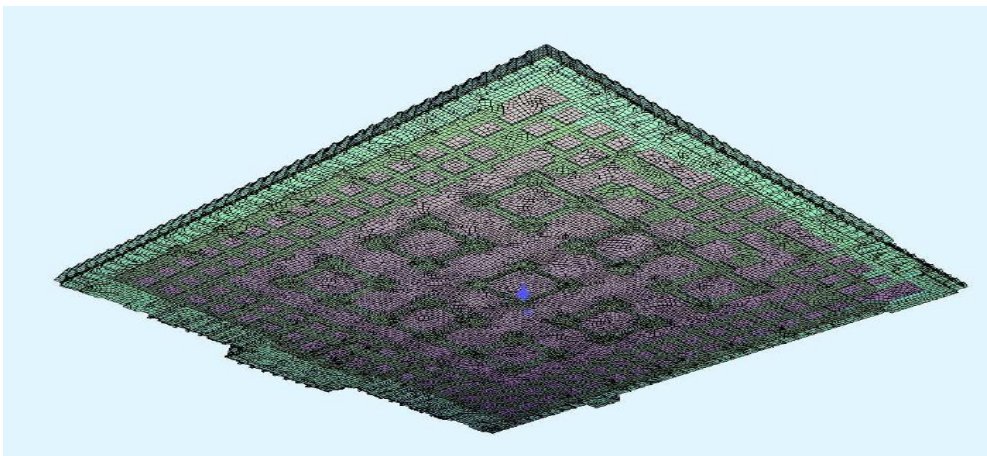
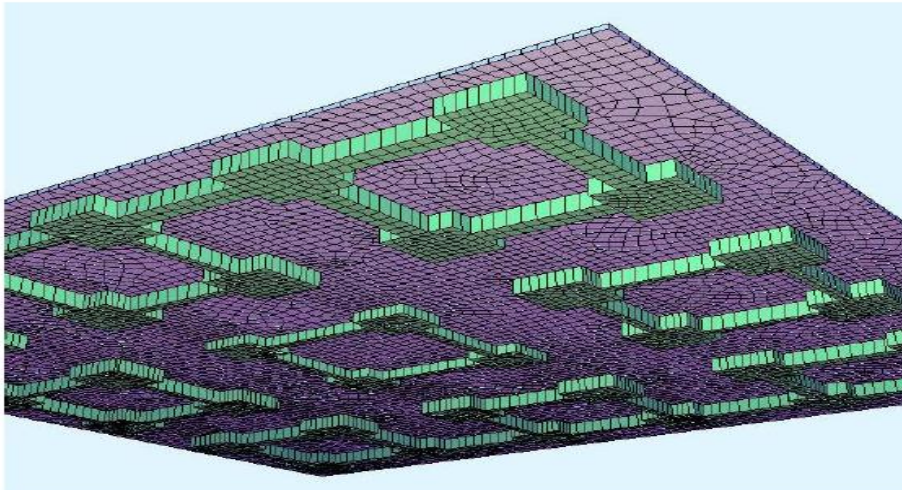


Figure VII-2 : ferrailage du radier et les semelles – exemple pratique





Figure VII-3 : ferrailage du radier et semelle – exemple pratique



Figures VI-4: Modèle global du radier – Vue de dessus et vue de dessous

Sous les colonnes de la salle de prière intérieure, qui sont placées dans un quadrillage de 16,2 m, des renforcements (6 x 6 m) sont disposés localement sous les isolateurs des colonnes et connectés entre eux par des poutres.

Un mur de soutènement d'une épaisseur de 40 cm a été réalisé pour renforcer la fondation face à une poussée de terre. Tous les 4,05 m le mur est renforcé au niveau du pied par des contreforts en béton d'une hauteur allant jusqu'à 2,5 m. Les contreforts continuent sous le radier en tant que renforcement jusqu'à la poutre de fondation voisine.

Autour de l'étage S20 et S10 les murs de soutènement sont situés contre les terres réalisés en béton armé avec une hauteur d'environ 9m sur les côtés sud, ouest et est. Ces murs en béton armé d'une hauteur de 9m sont renforcés tous les 4,05 m par des libages agencés sur la face du mur contre les terres. Les libages sont reliés de façon rigide à la flexion sous le radier. La poussée des terres statiques et aussi la poussée des terres dynamiques peuvent être absorbées par flexion grâce aux renforcements (flexion issue du décalage vertical entre la résultante de la poussée des terres et le dallage). Les charges horizontales issues de la poussée des terres sont reprises sous tout le radier de la Salle de prières et sont transmises dans le sol par frottement.

## VIII- LA CONSTRUCTION METALLIQUE

### VIII-1-description générale de la structure porteuse

La salle de prières est une salle de forme carrée à 2 niveaux avec une coupole centrale. Le premier toit (Niveau 03) se trouve à une hauteur  $H = 22,5$  m avec les dimensions  $a \times b = 145,80\text{m} \times 145,80\text{m}$ . Le deuxième toit (Niveau 04) est centré sur le niveau 03 à une hauteur de  $44,5$  m avec les dimensions  $a \times b = 105,30\text{m} \times 105,30$  m. Sur ce niveau se pose de façon centrique la coupole de  $26$  m de haut. La salle de prières est réalisée en béton armé et en construction métallique pour la réduction du poids de la structure. Les dalles et les murs jusqu'au 3ième étage sont réalisés en béton armé. Les toits niveau  $h = 22,5$  m et  $h = 44,5$  m et les murs entre les 2 sont réalisés en construction métallique.

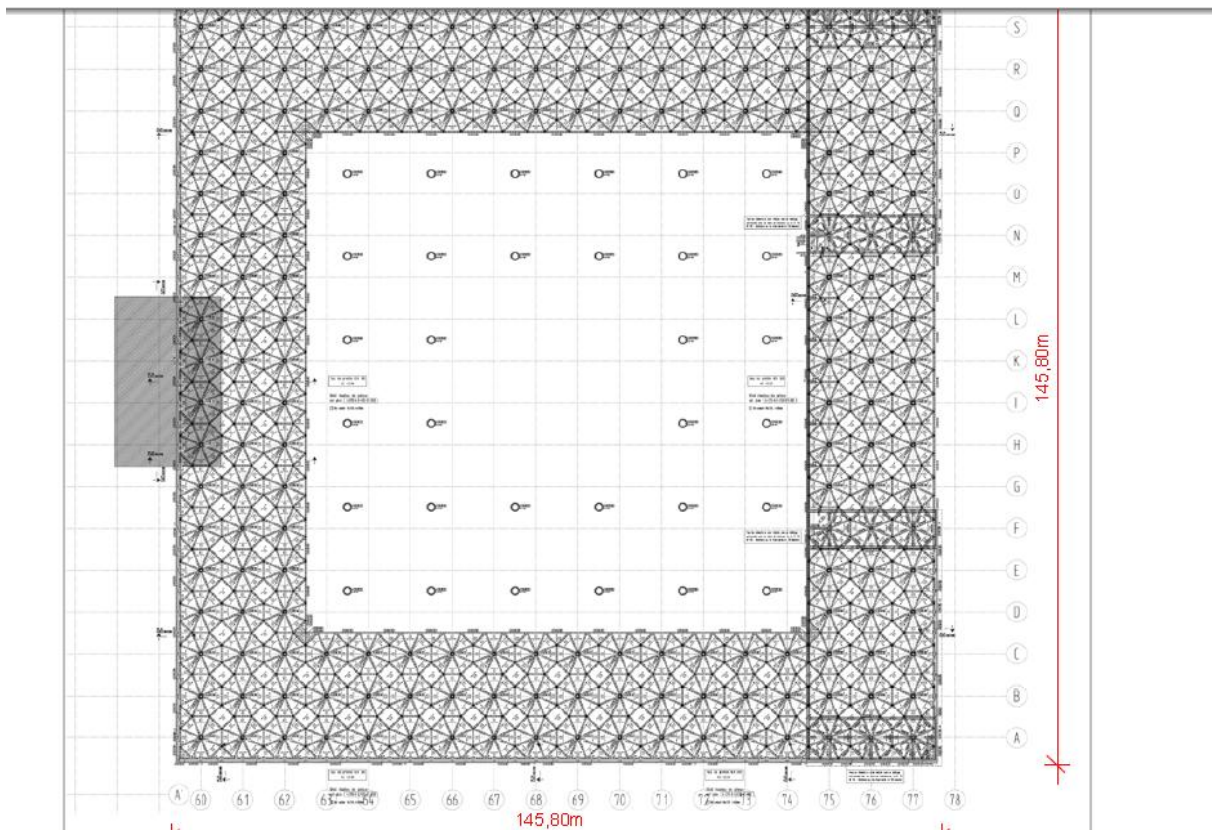


Figure VIII-1-1 : construction métallique du cube extérieur – vue en plan



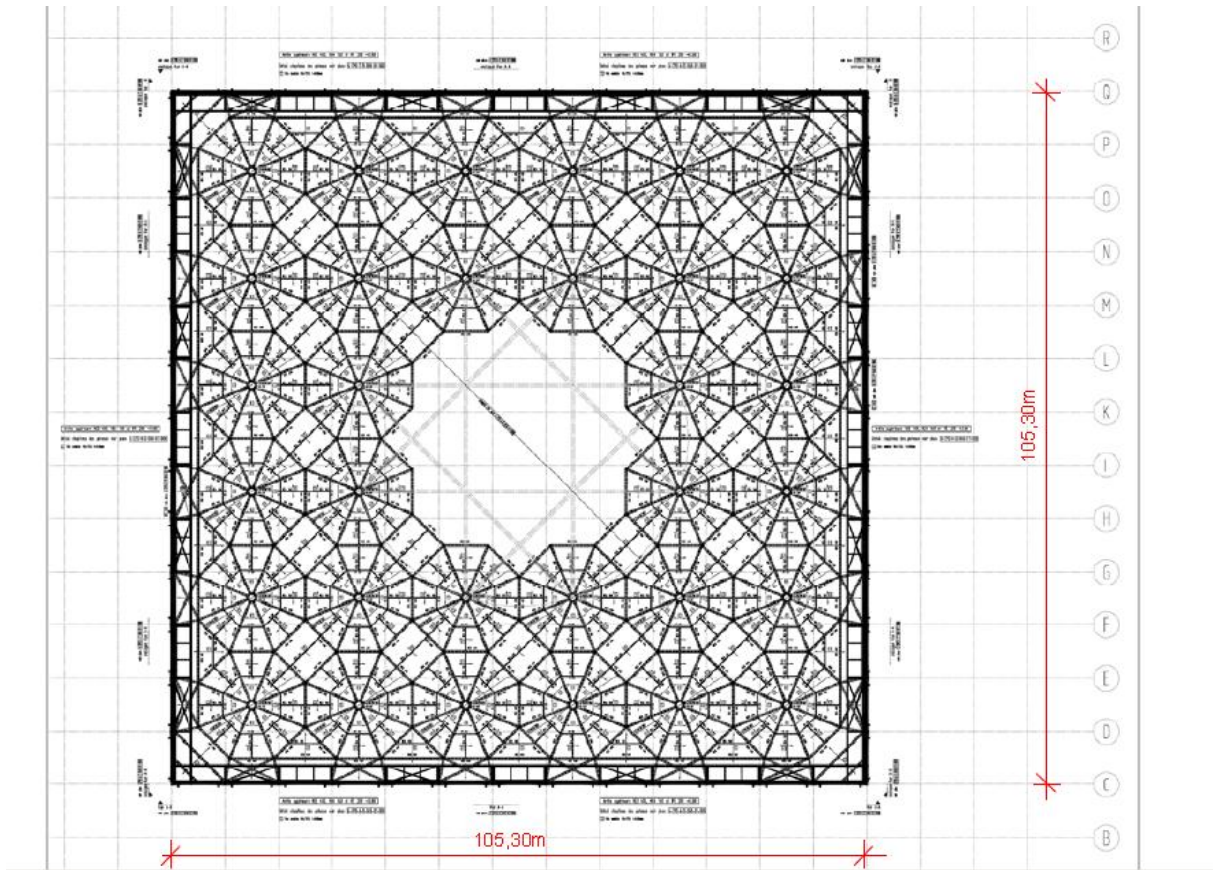


Figure VIII-1-2 : construction métallique du cube intérieure –vue en plan

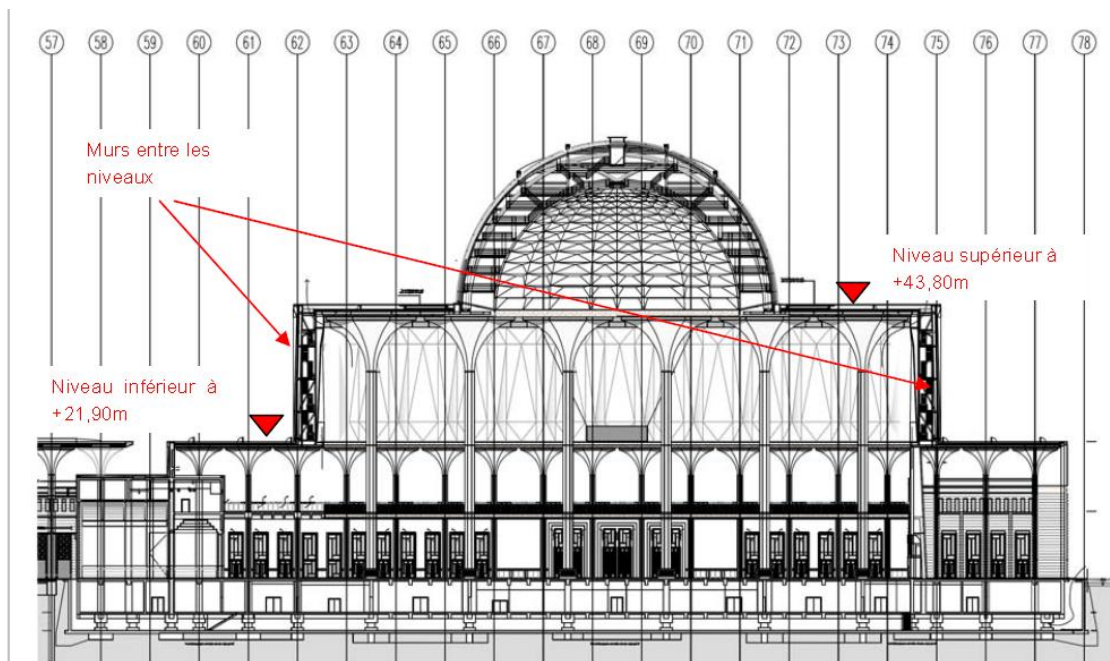


Figure VIII-1-3 : section métallique

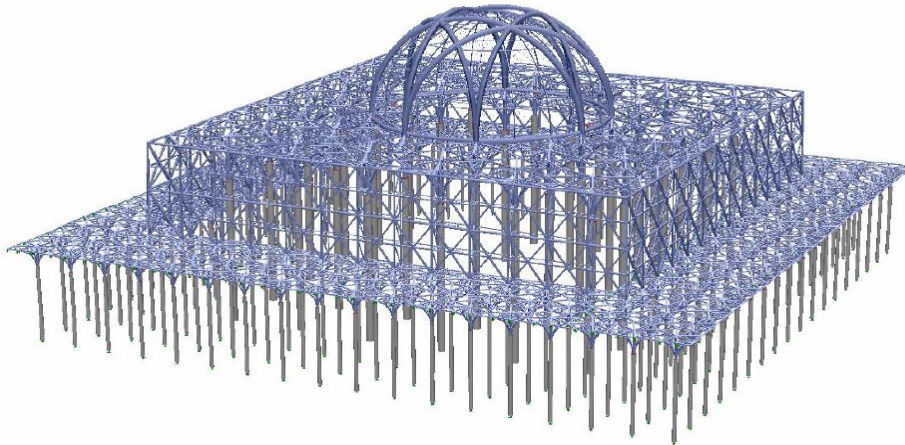


Figure VIII-1-4: modélisation en 3D de la construction métallique avec les poteaux préfabriqués

Pour la construction du toit pour les niveaux +22,5 m et +44,5 m est utilisé en bacs à acier 106 x 250 x 0,88 comme élément porteur.

### VIII-2- Structure porteuse de la coupole

Au centre de la salle de prière se trouve une coupole avec un diamètre à sa base de 50 m. La base de la coupole se situe sur les chapiteaux des grands poteaux de la salle de prières au niveau + 44,5 m.

Le sommet de la coupole est à une hauteur de + 70 m, ce qui donne une hauteur totale de la coupole de 26 m. La coupole a approximativement la forme d'un demi-globe.

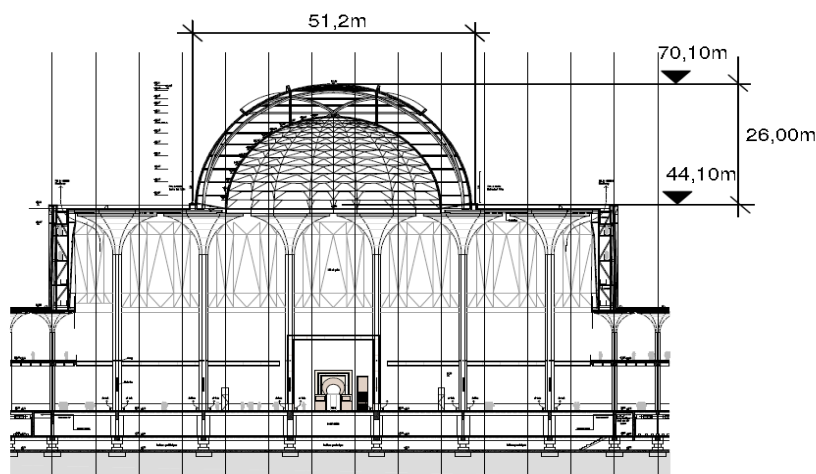


Figure VIII-2-1 : Coupe longitudinale de la salle de prière avec la structure de la coupole

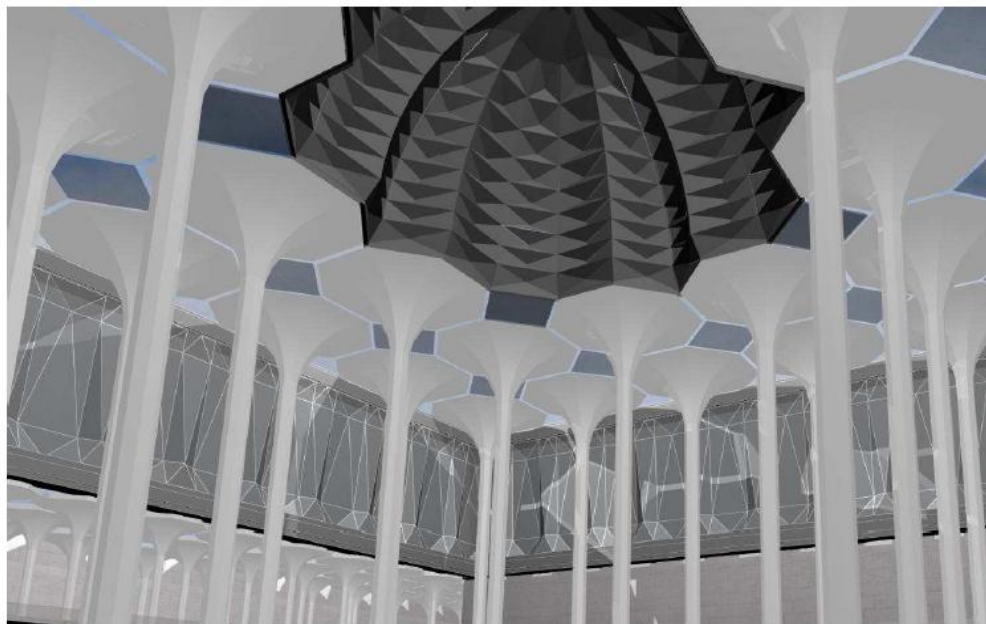


Figure VIII-2-2 : Vue intérieure de la coupole avec le revêtement intérieur plié – 3D



Figure VIII-2-3 : coupole – vue sur chantier de l'extérieure





Figure VIII-2-4: structure porteuse de la coupole – vue sur chantier de l'intérieure

La structure de la coupole se compose des structures porteuses extérieures et intérieures :

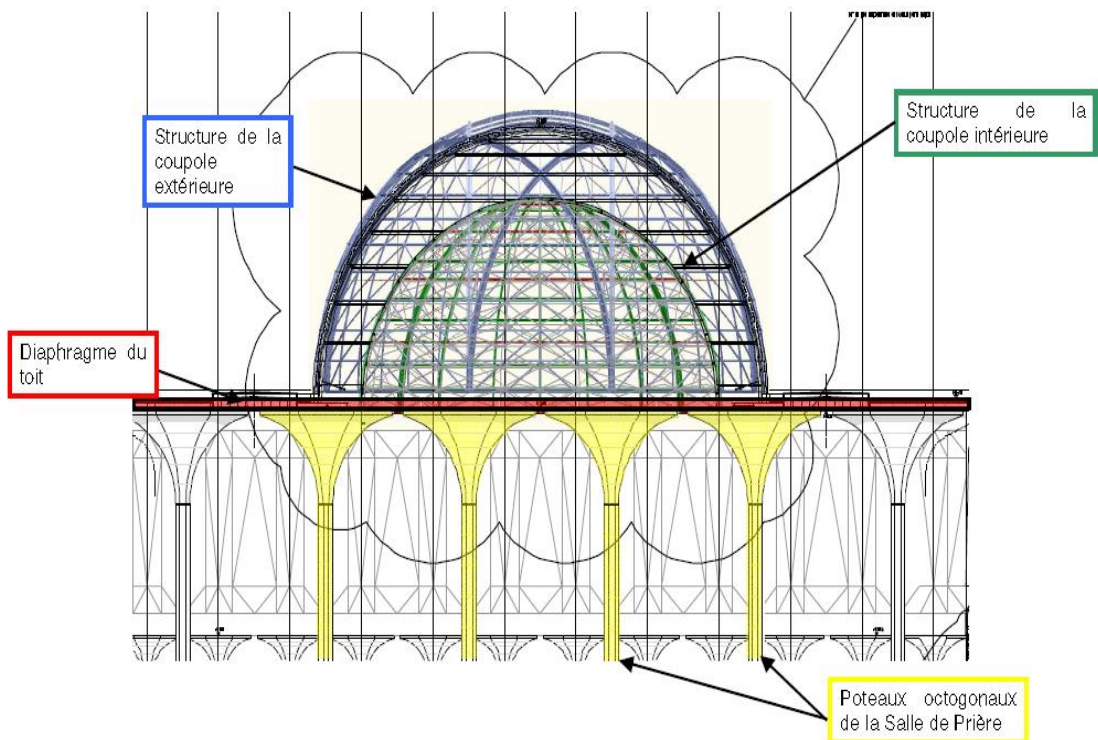


Figure VIII-2-5 : coupe de la structure porteuse de la coupole

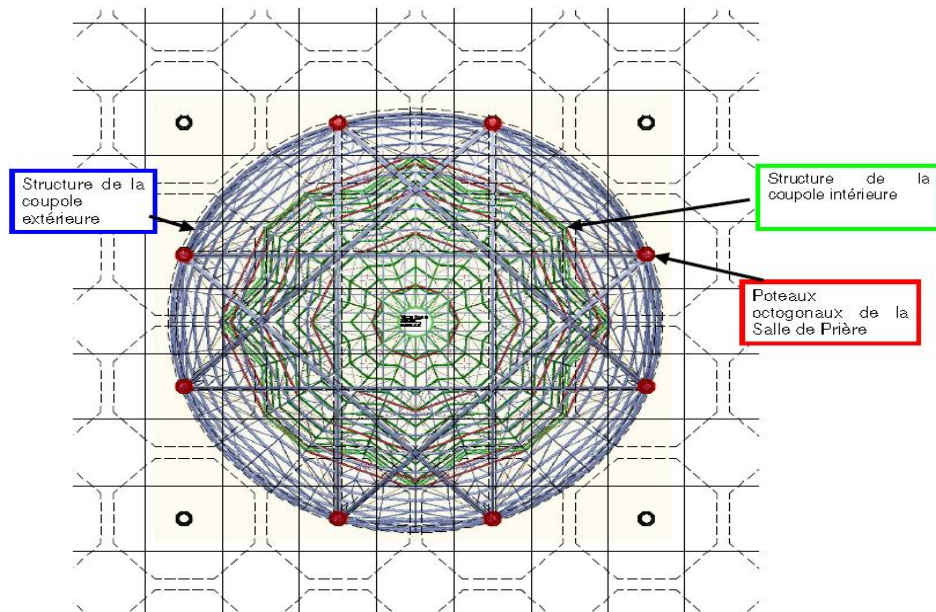


Figure VIII-2-6 : Vue en plan de la structure porteuse de la coupole avec les points d'appui sur les poteaux octogonaux.

La structure porteuse de la coupole extérieure est composée par les éléments suivants :

**Structure en arc** : Elle est formée par un système de 8 demi-arcs, qui se croisent et qui ont une direction orthogonale et diagonale dans la vue en plan. La structure en arc est la structure porteuse primaire de l'ensemble de la construction : elle reprend non seulement les charges de la coupole extérieure mais aussi les charges de la coupole intérieure. Les points de base des arcs sont appuyés verticalement sur 8 poteaux centraux de la Salle de prière. Les charges horizontales de la structure en arc sont retransmises au système de contreventement global par l'intermédiaire du diaphragme du toit.

Au niveau de chaque point de base des arcs, deux arcs se rencontrent en un même point, le point d'appui au niveau des poteaux octogonaux de la Salle de Prière. Les deux arcs sont réunis en un seul profil à ce niveau afin d'éviter une découpe complexe des deux arcs.

**Structure en coque** : La surface de la coupole située entre la structure en arc est formée par 21 segments en coque ayant 5 géométries différentes. La structure en coque transmet les charges de surface à la structure en arc et rigidifie la structure en arc dans le plan de la coupole.



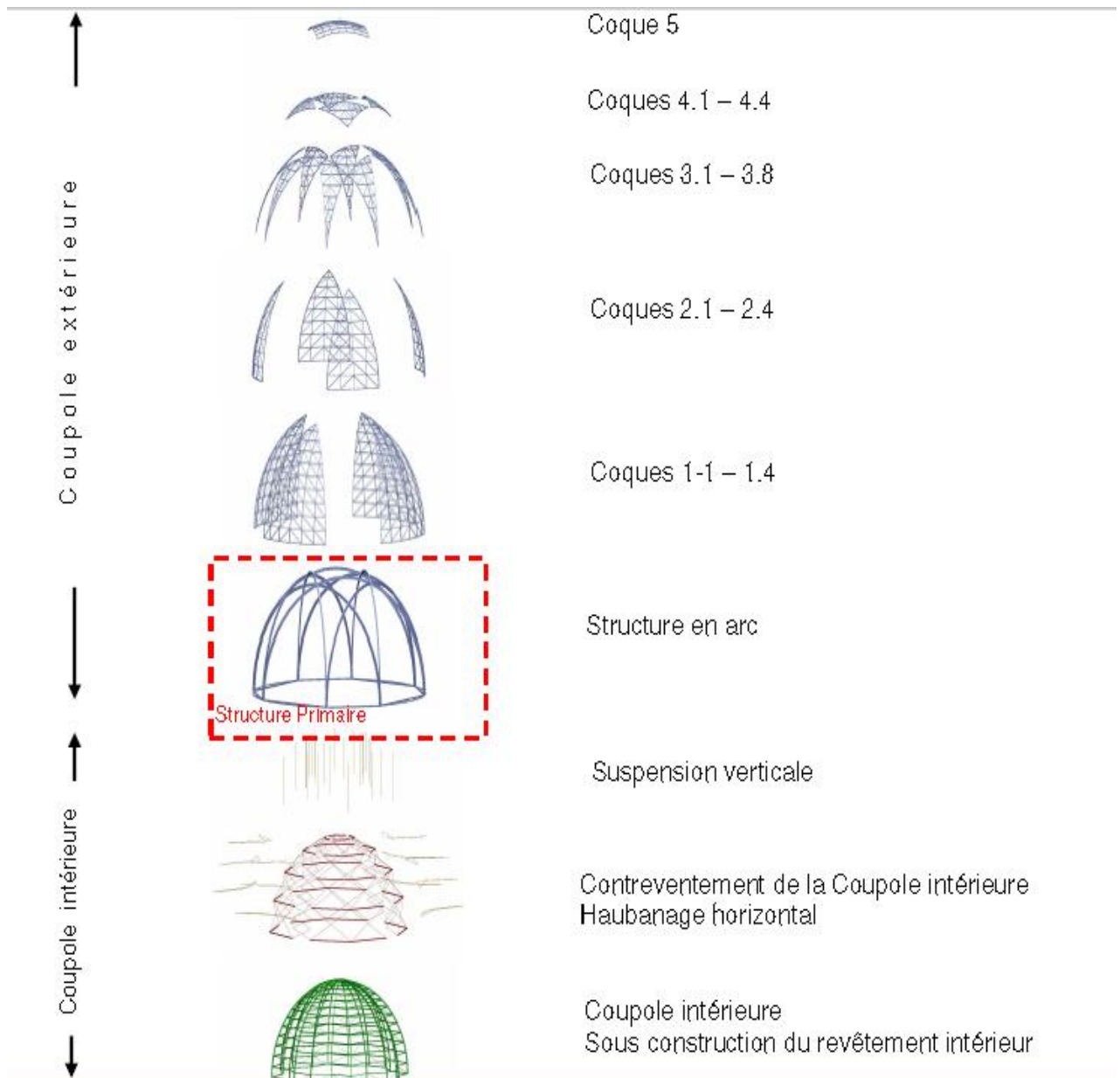


Figure VIII-2-7: Vue éclatée avec tous les éléments de la structure de la coupole

## IX- METHODOLOGIE D'EXECUTION DU BETON

Vu une grande quantité du béton du Projet et une haute qualité exigée, les constructeurs ont choisi les fournisseurs ci-dessous qui sont relativement compétents et faisant l'objet d'éloge comme les partenaires :

Tableau IX-1 : fournisseurs des matériaux de construction

Désignation	Origine	Type
ciment	CHLEF	CPJ 42.5
ciment	LAFARGE	CRS 42.5
sable	BISKRA	Sable jaune
sable	BAGHLIA	Sable noir
Gravier	EL-HACHIMIA	8/15 15/25mm
Réducteur d'eau	SiKa	TEMPO12

Les formulations du béton ont fait l'objet des essais stricts, conformément aux exigences techniques, et sont appliqués de façon rigoureuse.

La formulation d'un m<sup>3</sup> du béton C30/37 est donnée dans le tableau suivant :

Tableau IX-2 : formulation d'un mètre cube du béton

Eau	Ciment	Gravier 15/25	Gravier 8/15	Sable noir	Sable jaune	Réducteur d'eau	Adjuvant hydrofuge
155 litres	370kg	400kg	620kg	309kg	573kg	4,63	-

Tableau IX-3 : la résistance du béton dans différentes parties du projet

N°	Localisation	Classe de résistance du béton	Étanche	Classe d'exposition du béton	
				Intérieur	Extérieur
1	Radier	C30/37	non	XC2	XC3,

					XS1
2	Murs de soutènements	C30/37	non	XC2	XC3, XS1
3	En partie de radier, de voiles, de poutres et dalles	C50/60	non		
4	Planchers en béton, poutres	C30/37	non	XC3	
5	Voiles	C30/37	non	XC3	
6	En partie de voiles extérieurs	C30/37	non	XC3, XS1	
7	Colonnes octogonales centrifuges	C50/60	non	XC3	XC4, XS1

Le coulage est effectué, après la réception de ferrailage, par la pompe à béton et camion pompe.

Avant le coulage du béton, on a nettoyé le coffrage et enlevé tous les étrangers (tels que papier, polystyrène, bois, corde, etc.). Réglé en avance tous les machines pour s'assurer leur fonctionnement normal lors du coulage.

Généralement, la séquence du coulage est d'un bout à un autre.

On a Prévu des mesures assurant la mise en place des réservations, des pièces pré-enterrées et la bien vibration à l'endroit plein de barres. On a observé, lors du coulage, souvent la position de coffrage, des chaises, des barres, des pièces pré-enterrées et des réservations. En cas de déformation ou déplacement, on a suspendu immédiatement le coulage pour les remettre en état avant le début de prise du béton coulé.



Figure IX-1 : coulage du béton sur chantier

Le coulage a démarré avant le début de prise du béton, gardant un intervalle maximum de 15 minutes entre toutes les deux couches. Le coulage en couches biaises successives est de 20-30cm. Un tuyau est utilisé au cours du coulage, la hauteur de chute libre ne doit pas dépasser 1 mètre pour éviter la ségrégation.



**CHAPITRE III : LES FISSURATIONS ET  
LEUR TRAITEMENT**

## Introduction

La fissuration est un défaut dans un matériau sous l'effet de contraintes internes ou externes.

Dans notre projet, on avait détecté des fissurations qui sont dues :

- Aux charges directes ;
- Déformations entravées ;
- Cas des radiers en frottement avec le sol.



Figure III-a : fissures prélevées sur chantier

### 1- Diagnostic et détection des fissures

La méthode de diagnostic adoptée est très simple. Elle se résume en trois axes principaux :

- Observation des fissures : cela nous a permis dans un premier temps d'apprécier l'étendu et connaître les caractéristiques géométriques de chaque élément de la dalle et de ses modes d'appuis.
- Localisation des fissures : repérage des différentes fissures observées sur un plan de structure du bâtiment pour analyser le comportement mécanique de la partie de la partie de l'ouvrage affecté.



- Compléter l'analyse des fissures par les informations suivantes : l'ouverture de la fissure, son tracée (son orientation, sa longueur) ; sa profondeur (qu'elle soit traversante ou non) ; son activité (est ce qu'elle est évolutive).

## **2- fissures relevées**

Les fissures relevées peuvent être classées dans notre cas en trois catégories :

- fissures résultant du fonctionnement mécanique NORMAL de l'ouvrage. Autrement dit, leurs ouvertures sont dans les limites indiquées dans le cahier des charges.
- Fissures dues aux déformations entravées (retrait + variation de la température) par le bridage dus à la rigidité des voiles de grande longueur.
- Fissures traversantes ou pas dont l'ouverture est supérieure à 0,3 mm orientées dans le sens des lignes de ruptures de la dalle. Ces derniers peuvent être considérer comme pathologiques. Leur traitement requière une analyse plus approfondie et des investigations complémentaires sur site.

## **3- Méthode de traitement**

Parmi les différentes méthodes de traitement des fissures, nous avons retenu trois cas qui nous semblent en adéquation avec le type des fissures observées sur le site.

### **a- L'injection**

Cette technique consiste à faire pénétrer dans la fissure un produit qui va créer une continuité mécanique (produit dur : classe F au sens de la norme EN1504-5) et/ou une étanchéité entre les parties disjointes. Elle est conseillée pour les fissures dont l'ouverture est supérieure à 0,2 mm profonde ou traversante.

L'injection est laissée brute de réalisation dans le cas d'un revêtement ou faux-plafond. Autrement, une finition peut s'avérer utile comme par exemple un meulage suivi d'un arasage.



### **b- Le calfeutrement**

Ce cas de traitement revient à colmater définitivement et en profondeur une fissure au moyen d'un produit souple afin de rétablir une étanchéité à l'air ou à l'eau ou d'empêcher la pénétration des matières solides, mais sans bloquer les mouvements de la fissure.

### **c- La protection générale**

Ce type de protection est envisageable dans le cas des fissures répandues et bien réparties sur la surface de la partie d'ouvrage.

Ce traitement assure une ou plusieurs des fonctions suivantes : esthétique et imperméabilisation. La mise en place de la protection se fait par imprégnation hydrophile qui recouvre la surface traitée par un film.

**CONCLUSION**

Le stage pratique est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience m'a permis d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des certains règlements ainsi que la maîtrise des certains logiciels.

Cette étude aura enfin permit :

- ❖ D'appréhender toutes les difficultés liées aux études de façon générale mais également aux bâtiments en particulier.
- ❖ D'approfondir les connaissances théoriques en matière d'étude technique d'un ouvrage.
- ❖ De faire le lien entre les compétences théoriques acquises et les exigences de la pratique.

Au cours de ce stage, j'ai rencontrées quelques difficultés auxquelles il m'a fallu faire face pour atteindre mes objectifs.

Dans un premier temps, j'ai dû apprendre le fonctionnement relationnel hiérarchique au sein de l'entreprise. En effet, le projet est divisé en plusieurs bâtiments et chaque bâtiment à son responsable, donc pour avoir des renseignements il faut t'adresser aux responsables respectifs, d'où une dizaine d'ingénieurs.

Il ne m'a pas été simple de comprendre la structure fonctionnelle de cette entreprise au regard des multiples niveaux hiérarchiques, du nombre de directions déléguées, des partenariats et des fusions entrepreneuriales diverses.

La gestion de mon temps de travail a également présenté une difficulté. Il s'agissait, au regard du missions dont j'étais chargée, de suivre une organisation claire et définissant à l'avance des étapes de travail et leur déroulement afin de respecter l'échéance finale et les délais posés par l'entreprise. Je me suis donc imposé un rythme soutenu concernant mes déplacements pour effectuer la visite du chantier chaque jour.

Mon manque d'expérience m'a posé quelques difficultés, notamment quant à la maîtrise de certains logiciels et la vérification des calculs. Beaucoup de temps a été consacré à la maîtrise de ces derniers. Je suis donc passée par une étape de construction de ma propre expérience au

cours de laquelle j'ai compris mes erreurs et chercher une solution pour chacune d'entre elles. Cette difficulté de départ était normale et nécessaire.

Enfin, il n'a pas été simple de savoir poser une limite dans le contenu de mon travail sur les technologies parasismiques, béton et charpente métallique. Les résultats de ces recherches pouvant être trop conséquents, il fallait poser une limite de contenu tout en répondant à l'objectif de cette mission. Dès le début de mes recherches, j'ai constaté la multitude d'informations disponibles à ce sujet, lui-même couvrant plusieurs grands domaines. J'ai donc choisi de me limiter aux technologies les plus courantes et de décrire leurs concepts.

Les différentes phases de recherches et d'analyses que j'ai menées ont enrichi mes connaissances scientifiques et technologiques dans le domaine du génie civil et j'ai acquis une certaine expérience de terrain.

D'un point de vue personnel, ce stage constitue une étape importante dans la construction de mon expérience professionnelle.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais une avancée concrète vers l'accumulation d'expériences et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIES

### REGLEMENTS TECHNIQUE :

- ✓ Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/VERSION 2003).
- ✓ Règles de conception et de calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- ✓ Règles de calcul de béton aux états limites BAEL91.
- ✓ Règles définissant les effets de la neige et du vent D.T.R –C2-47-RNV99.
- ✓ Règlement DTRBC2-2 : charges permanentes et d'exploitations.
- ✓ Norme européen, français et allemand NF EN et DIN.

### LIVRE :

- ✓ Construction parasismique.....MILAN ZACEK
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment.....HENRY THONIER
- ✓ Le béton armé aux états limites.....M. Bachir KEBAILI

### COURE de l'UBMA-GC :

- ✓ Béton armé 3<sup>ème</sup> année.....HABITAT
- ✓ Charpente métallique .....M.OUCIEF et M. FALEH
- ✓ Structure du Bâtiment.....M. TINE

