Chapitre IV: HYPOTHESES ET DONNEES POUR LES CALCULS DU BETON ARME

IV.1. PRESENTATION DES REGLES

Pour le calcul des ouvrages en béton armé, nous utiliserons les règles B.A.E.L. 91 modifiées 99. Ces règles sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé, dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg/m3 de béton mis en œuvre.

Les principes et méthodes de vérification des règles B.A.E.L. suivent la méthode des états-limites qui sont les « états-limites ultimes » et les « états-limites de service ».

IV.2. ETATS LIMITES

Un « état limite » est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. On distingue :

- Les « états limites ultimes » qui correspondent à la limite : soit de l'équilibre statique, soit de la résistance de l'un des matériaux, soit de la stabilité de forme et dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure;
- Les états limites de service qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité et dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage.

IV.3. ACTIONS ET SOLLICITATIONS

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.).

On distingue :

- les actions permanentes G, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite ;
- les actions variables Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- les actions accidentelles F_A, provenant de phénomènes rares, tels que séismes ou chocs.

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées. Les

calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

IV.4. COMBINAISONS D'ACTIONS

Une construction peut être soumise à plusieurs sortes de combinaisons d'actions complexes et variées. On est alors amené à faire un choix, en s'efforçant de couvrir avec une forte probabilité les circonstances les plus défavorables qui pourront se présenter au cours de sa vie.

On distingue :

- Les combinaisons fondamentales ;
- Les combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, nous utiliserons les combinaisons fondamentales.

Les actions accidentelles ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoient.

Tableau 10:Combinaison d'action

Etat limite	Combinaisons fondamentales
ELU	$1{,}35G_{max} + G_{min} + 1{,}5Q_1 + 1{,}3\sum \psi_{0i}Q_i$
ELS	$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i}Q_i$

Où : G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables ;

Q_1 : action variable de base ;

Qi : action variable d'accompagnement avec i = {2,3…n};

ψ_{0i} : coefficient de sécurité, est pris égal à 0,77.

IV.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.5.1. Béton

Les bétons utilisés sont de classe B25 et dosé à 350 kg/m^3. Et nous avons un contrôle strict.

- ❖ Résistance à la compression à 28 jours d'âge :

f_{c28} = 25 MPa.

- ❖ Résistance du béton à la traction à 28 jours d'âges :

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28}$

f_{t28} = 2,1 MPa

❖ Coefficient de sécurité partiel

Nous avons une combinaison fondamentale donc γ_b = 1,5 ;

Coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison des charges. Ici, durée d'application des charges ≥ 24 h donc ϴ = 1.

❖ Résistance de calcul du béton f_{bu} à l'ELU

$$f_{bu} = 0{,}85\frac{f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 0{,}85\frac{25}{1 \times 1{,}5} = 14{,}17 \text{ MPa}$$

❖ Contrainte limite de compression du béton $\overline{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa$$

❖ Déformations longitudinales du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3}$$

Et sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour f_{c28} = 25 MPa, nous avons :

E_{ij} = 32164 MPa

E_{vj} = 10818 MPa

IV.5.2. Acier

❖ Nuance : HA Fe E500 donc sa limite d'élasticité :

f_e = 500 MPa

❖ Coefficient de sécurité partiel

γ_s = 1,15

❖ Résistance de calcul des aciers à l'ELU

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1{,}15} = 435\ MPa$$

❖ Résistance de calcul des aciers à l'ELS

Pour une fissuration peu préjudiciable :

$\bar{\sigma}_s = f_e = 500\ MPa$

Pour une fissuration préjudiciable :

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left(0{,}5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right\} = 250$ MPa

Pour une fissuration très préjudiciable :

$\bar{\sigma}_s = 0{,}8 \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left(0{,}5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right\} = 200$ MPa

η : coefficient de fissuration. Nous avons des barres HA avec $\phi \geq 6\ mm$ donc η = 1,6.

Les valeurs de $\bar{\sigma}_s$ sont données dans l'annexe II à la page XII.

IV.5.3. Acier-béton

❖ Contrainte ultime d'adhérence

$\tau_s = 0{,}6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

ψ: coefficient de scellement :

ψ = 1,0 pour les RL

ψ = 1,5 pour les HA

Nous utiliserons des aciers HA, donc ψ = 1,5 et le calcul nous donne τ_{su} = 2,84 MPa.

❖ Enrobage

Pour une fissuration considérée peu préjudiciable dans l'étude de la superstructure, l'enrobage est de 2,5 cm. Et pour l'infrastructure, il prend la valeur de 5,0 cm car la fissuration est préjudiciable.

❖ Distance libre

Les espacements horizontaux et transversaux des aciers doivent respectivement satisfaire aux conditions suivantes pour avoir une bonne adhérence et une possibilité de bétonnage correct :

$$e_h \geq \max\{\Phi; 1{,}5D; 4\ cm\}\ et\ e_v \geq \max\{\Phi; D; 2{,}5\ cm\}$$

Où : Φ : diamètre de l'acier [cm] ;

D : diamètre max du granulat [cm] ;

e_v = 0 pour un paquet d'acier.

Chapitre V: PREDIMENSIONNEMENT

Le prédimensionnement a pour but d'évaluer les dimensions des éléments de la structure pour qu'ils puissent résister aux sollicitations. Ce calcul est indispensable pour effectuer la descente des charges, il est aussi utilisé pour la détermination des sollicitations et pour les calculs de béton armé.

V.1. POUTRES

Toutes les poutres de ce bâtiment ont une section droite rectangulaire. Donc elles sont paramétrées par sa hauteur h et sa base b.

La hauteur totale h de la Poutre est déterminée par la condition de rigidité ou non déformabilité des poutres continues :

$$\frac{L}{18} \leq h \leq \frac{L}{14}$$

Où, L : longueur en travée d'une poutre entre nus d'appuis [m].

Et sa base b doit respecter la règle de bonne construction suivante :

$$0{,}3h \leq b \leq 0{,}5h$$

Le prédimensionnement des poutres est effectué dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 11:Hauteur h des poutres

Poutres	L(m)	L/18 (m)	L/14 (m)	h_{moy} (m)
Transversales	5,75	0,32	0,41	0,37
Longitudinales	3,75	0,21	0,27	0,24

Puisque les charges supportées par les poutres sont grandes et pour des raisons de sécurité, nous allons prendre h = 0,50m pour les poutres transversales et h = 0,40m pour les poutres longitudinales.

Tableau 12:Base b des poutres

Poutres	h (m)	0,3h (m)	0,5h (m)	b_{moy} (m)
Transversales	0,50	0,15	0,25	0,20
Longitudinales	0,40	0,12	0,20	0,16

Pour les poutres transversales et longitudinales la base b est prise égale à 0,20m.

V.2. POTEAU

Les poteaux sont des éléments verticaux généralement soumis à l'effort de compression. Ils ont pour rôle de transmettre les efforts ainsi que les moments vers la fondation. Pour ce Projet

certains poteaux ont des sections rectangulaires et d'autres ont des sections carrées. On désignera par « a » la petite dimension et « b » la grande dimension des poteaux rectangulaires. Les poteaux doivent remplir la condition de non flambement :

$$\frac{l_f}{14,4} \leq a$$

Où : lf : longueur de flambement du poteau [m].

Pour un poteau assemblé avec des poutres et planchers, nous avons :

$$l_f = 0,7 l_0$$

En considérant que les éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N, perpendiculaire à la surface S et passant par le centre de gravité (G), le prédimensionnement du poteau est obtenue par la condition suivante :

$$\frac{N}{0,9\bar{\sigma}_{bc}} \leq B$$

Où : B : section du poteau [m^2];

0.9 : coefficient de sécurité ;

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte de compression du béton [MPa] ;

N : effort normal qui agissent sur le poteau considéré [MN];

Avec : $N = n \times q \times S$

n : nombre de niveaux supportés par le poteau ;

q : charge supportée par plancher d'étage comprise entre 1 et 1,5 T/m2 ; ici q est pris égal à 1,25 T/m2 ;

S : surface d'influence sur le poteau [m^2] ;

Les tableaux de calcul sont donnés dans l'annexe III à la page XIII. Et les résultats sont montrés dans le tableau qui suit :

Tableau 13:Section des poteaux

	Poteaux intérieurs		Poteaux de rive	
Etage	**a(m)**	**b(m)**	**a(m)**	**b(m)**
RDC	0,30	0,55	0,25	0,25
1ère	0,30	0,55	0,25	0,25
2ème	0,22	0,50	0,20	0,25
3èmè	0,22	0,45	0,20	0,20
4ème	0,22	0,35	0,20	0,20
5ème	0,22	0,30	0,20	0,20
6ème	0,20	0,20	0,20	0,20

V.3. Plancher courant

Dans notre projet, nous allons utiliser un plancher en dalle pleine. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{25}$$

Avec : $L = \sqrt{L_x L_y}$

Où : L_x : petite portée de la dalle et L_y sa grande portée.

Tableau 14:Prédimensionnement du plancher

L_x (m)	L_y (m)	L (m)	L/35 (m)	L/25 (m)
4,00	6,00	4,90	0,14	0,20

Nous allons prendre e = 0,17 m.

V.4. ESCALIER

Les escaliers du bâtiment sont en béton armé. L'escalier que nous allons étudier relie le RDC au 1er étage, il franchit une hauteur H égale à 4,20 m. Il est composé de deux volées et d'un palier de repos.

- Hauteur h des contremarches et g la largeur de la marche

La condition d'accès facile d'un étage à l'autre tant dans le sens montant que descendant est satisfaite par la loi de Blondel :

$$60\ cm \leq 2h + g \leq 64\ cm$$

Où h : hauteur des contremarches

g : largeur de la marche

Nous avons une hauteur à franchir H = 4,20 m, soit H/h = 24 donc h = 17,5 cm et nous avons l'inégalité suivante :

$$60\ cm - 2h = 25\ cm \leq g \leq 64 - 2h = 29\ cm$$

Nous choisirons g = 28 cm.

Chapitre VI: EVALUATION DES ACTIONS

VI.1. EFFET DU VENT

Comme action horizontale, nous allons nous limiter aux effets du vent qui sont des effets extrêmement complexes. Concernant le calcul des actions du vent sur la construction, nous utilisons les règles NV65 modifiées 99 qui supposent que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale.

VI.1.1. Géométrie du bâtiment

L'immeuble est assimilé à une construction prismatique à base rectangulaire de longueur a=28,25 m, de largeur b=15,25 m et de hauteur totale H=25,50 m.

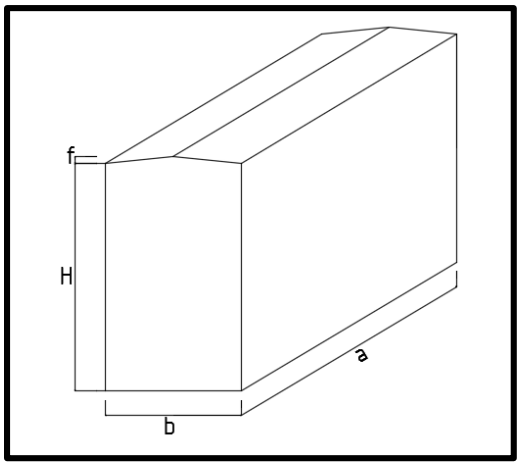

Figure 6:Dimension du bâtiment

Suivant sa position dans l'espace, notre bâtiment est classé comme construction reposant sur le sol.

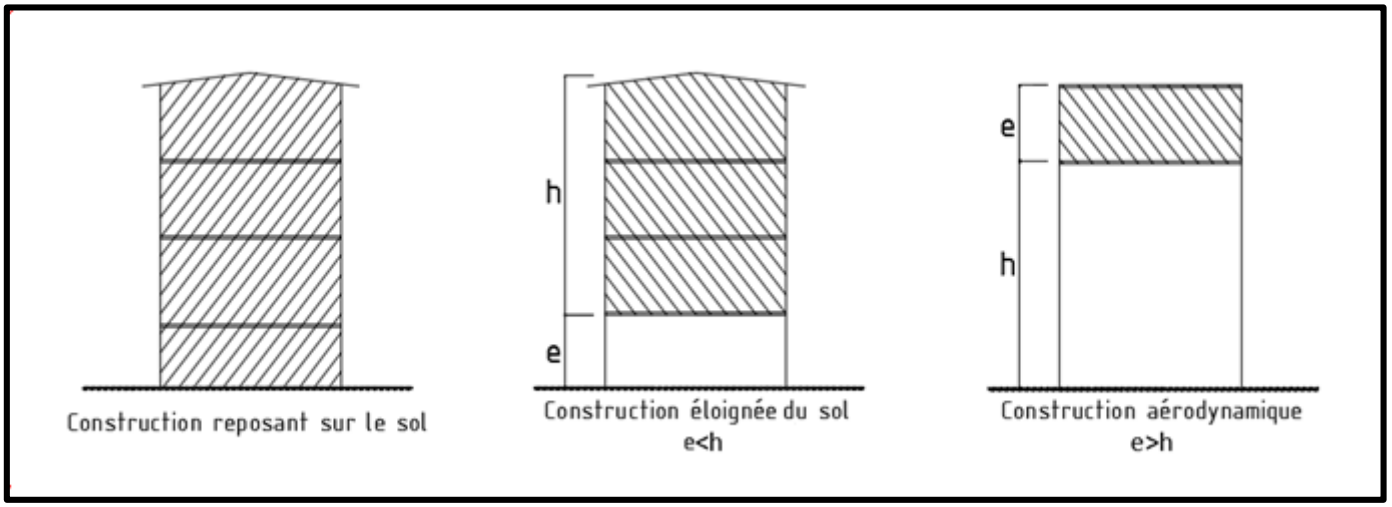

Figure 7:Classification des constructions suivant sa position dans l'espace

VI.1.2. Action exercée par le vent

L'action élémentaire unitaire du vent sur une face est donnée, par le produit : c.q.

Où : c : coefficient de pression ;

q : pression dynamique.

L'action résultante unitaire sur une paroi est la combinaison des actions élémentaires unitaires sur chacune des faces de la paroi. Elle est donnée par l'expression : $(c_e\text{-}c_i).q$.

VI.1.2.1. Pression dynamique

La pression dynamique q est reliée à la vitesse V du vent par l'expression :

$$q = \frac{V^2}{16{,}3}$$

a) Pression dynamique de base

C'est la pression qui s'exerce à 10m au-dessus du sol, pour un site normal, sans effet de masque, sur un élément dont la plus grande dimension vaut 0,50m.

Selon les Règles pour Construction Para cycloniques, les pressions dynamiques dans les zones 3 sont données dans le tableau qui suit :

Tableau 15:Pressions dynamiques de base:

Vent	q [daN/m²]
Normal	124
Extrême	217

b) Pression dynamique corrigée

Elle est calculée par la formule :

$$q = q_{10n} \times k_h \times k_s \times k_m \times \delta \times \beta$$

- Effet de la hauteur au-dessus du sol k_h

Soit H la hauteur au-dessus du sol.

Pour une construction de hauteur comprise entre 0 et 500 m, l'effet de la hauteur noté k_h est défini par la formule :

$$k_h = 2{,}5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$$

Pour notre cas, H = 25,50 m

$$k_h = 2{,}5 \times \frac{25{,}50 + 18}{25{,}50 + 60} = 1{,}27$$

- Effet de site ks

Les valeurs des pressions dynamiques de base doivent être corrigées en tenant compte de la nature du site d'implantation. Selon l'exposition du site, les coefficients suivants sont à appliquer :

- Site abrité : $k_s = 0,80$;
- Site normal : $k_s = 1,00$;
- Site exposé: $k_s = 1,20$;

Pour notre cas, le projet est construit sur un site normal, donc le coefficient $k_s = 1,00$.

- Effet de masque km

Il y a effet de masque lorsque la construction est masquée totalement ou partiellement par d'autres constructions pour une longue durée. L'effet de masque peut aggraver les actions du vent où les réduire pour d'autres cas. Ici, nous allons prendre $k_m = 1,00$.

- Effet de dimension δ

δ est un coefficient de réduction fonction de la plus grande dimension offerte au vent et de la hauteur H du bâtiment. Après lecture de l'abaque en annexe IV-1 à la page XIV, nous avons $\delta = 0,77$.

- Coefficient de majoration dynamique β

Pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration au moins égal à l'unité. Il est calculé avec la formule :

$$\beta = \theta(1 + \xi\tau)$$

Où : θ : coefficient global, dépend de la forme et de la hauteur de la construction

$\Theta = 0,7$ pour $H < 30m$;

ξ : coefficient de réponse, dépend de la période propre d'oscillation T :

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L_x}}$$

H : hauteur du bâtiment ;

L_x : longueur de la face offerte au vent ;

τ : coefficient de pulsation, déterminé à chaque niveau.

Les valeurs de ξ et τ sont données dans l'annexe IV-2 à la page XIV.

Tableau 16:Calcul du Coefficient de majoration dynamique β

	L_x (m)	H (m)	T(s)	ξ	τ	θ	β
Face a	28,25	25,50	0,43	0,35	0,335	0,7	0,78
Face b	15,25	25,50	0,59	0,45	0,335	0,7	0,81

Donc on prend β = 1.

- Correction de la pression dynamique

Le tableau suivant donne les valeurs des pressions dynamiques corrigées :

Tableau 17:Pression dynamique corrigée

Vent	q [daN/m²]
Normal	121,82
Extrême	213,18

VI.1.2.2. Coefficient de pression

Une paroi est sollicitée par une action extérieure caractérisée par un coefficient c_e et par une action intérieure caractérisée par un coefficient c_i.

- Rapport de dimension

Nous avons H = 25,50m, et les valeurs de λ_a et λ_b sont calculées par les formules suivantes :

Face frappée Sa : $\lambda_a = \frac{h}{a} = 0{,}903$

Face frappée Sb : $\lambda_b = \frac{h}{b} = 1{,}672$

- Coefficient γ_0

A partir de λ_a et λ_b, on détermine pour chaque face frappée une valeur γ_0. Cette valeur est lue sur l'abaque de l'annexe IV-4 page XVI.

Tableau 18:Valeur de γ0

	λ	b/a	γ_0
a	0,903	0,54	1,0
b	1,672	0,54	1,0

- Calcul de c_e

Pour les parois verticales :

- Face au vent : $c_e = +0{,}8$
- Face sous le vent : $c_e = -(1{,}3\gamma_0 - 0{,}8)$

Les valeurs de c_e des parois verticales sont les suivantes :

Tableau 19:Valeurs de ce pour les parois verticales

	Face frappée Sa	**Face frappée Sb**
au vent	+0,8	+0,8
sous le vent	-0,5	-0,5

Pour la toiture : la valeur de c_e est données par l'abaque de l'annexe IV-5 page XVII.

La toiture a une pente de 1% donc f = 0,08 m < H/2 et nous avons les valeurs suivantes :

Tableau 20:Valeurs de ce pour la toiture

	Face frappée Sa	**Face frappée Sb**
α (°)	5.71	0,0
au vent	-0,45	-0,5
sous le vent	-0,65	-0,5

- Calcul de c_i

On applique simultanément sur les faces intérieures :

- Une surpression : $c_i = + 0,6 (1,8 - 1,3 \gamma_0)$;
- Une dépression : $c_i = - 0,6 (1,3 \gamma_0 - 0,8)$.

Le tableau ci-contre donne les valeurs de c_i :

Tableau 21:Valeurs de ci

	Face frappée Sa	**Face frappée Sb**
Surpression	+0,3	+0,3
Dépression	-0,3	-0,3

- Combinaisons des actions extérieures et intérieures (c_e - c_i)

Les combinaisons sont illustrées par les figures de la page suivante.

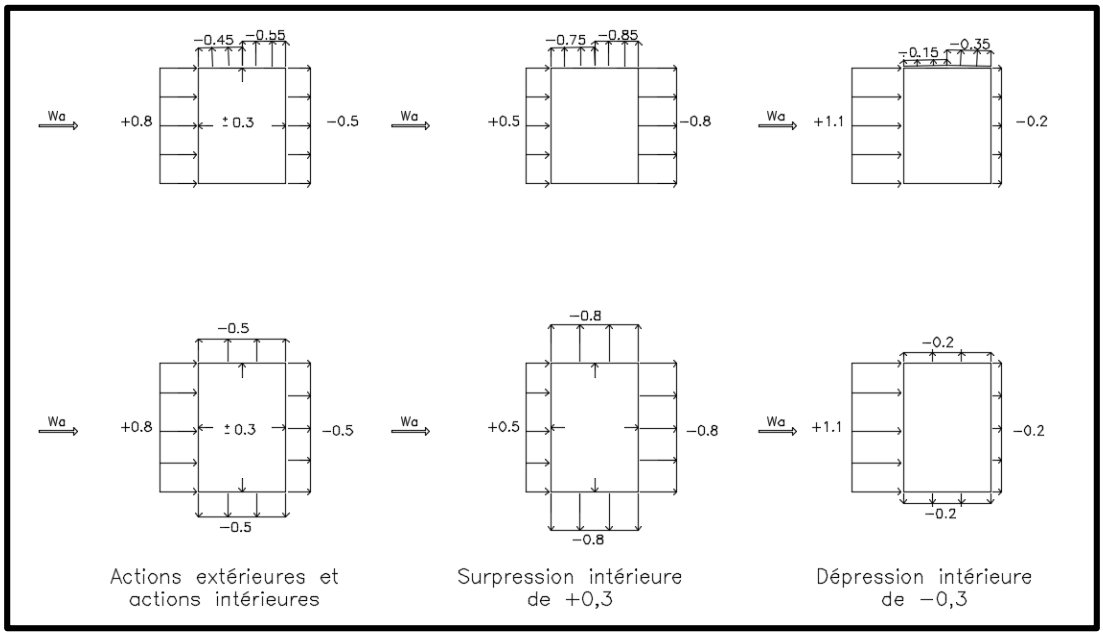

Figure 8:Combinaison des actions extérieures et intérieures avec vent Wa

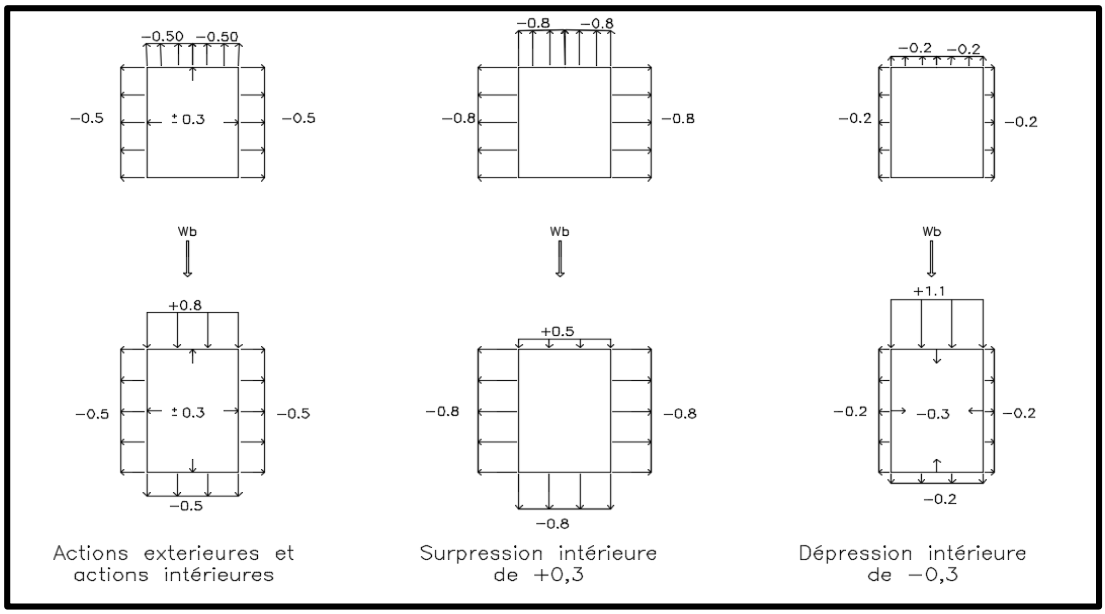

Figure 9:Combinaison des actions extérieures et intérieures avec vent Wb

Et le tableau ci-après nous résume les valeurs de (c_e - c_i) retenues :

Tableau 22:Valeur retenue de (ce - ci)

Parois verticales	Pression	+1,10
	Succion	-0,80
Versants de toiture		-0,85

VI.1.2.3. Action statique corrigée

Les valeurs définitives des actions statiques sont définies par :

$$q_c = q_d(c_e - c_i)$$

Tableau 23:Action qc due au vent normal et au vent extrême [daN/m2]

Vent		Normal	Extrême
Parois verticales	Pression	134,00	234,50
	Succion	97,45	170,54
Versants de toiture		103,54	181,20

VI.2. CHARGES VERTICALES

VI.2.1. Charges permanentes

Le calcul des charges permanentes est en fonction des poids propres des matériaux utilisés et des éléments de construction. Les valeurs de ces charges permanentes sont extraites de la norme NF P 06-004.

Les poids volumiques des matériaux, les poids surfaciques et les poids au mètre linéaire des éléments de construction sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau 24:Poids propres des matériaux et des éléments de construction

Matériaux de constructions	Poids	Unités
Béton armé	2500	daN/m^3
Béton non armé	2200	daN/m^3
Mortier aux liants hydrauliques	180	daN/m^3
Agglos 10*20*50	115	daN/m^2
Agglos 20*20*50	230	daN/m^2
Verre (e=1cm)	250	daN/m^2
Chape et revêtement	100	daN/m^2
Etanchéité terrasse	50	daN/m^2
Carrelage en grès cérame d'épaisseur 9mm + mortier de pose (e=2cm)	60	daN/m^2
Revêtement caillebotis bois	50	daN/m^2
Faux plafond	25	daN/m^2
Garde-corps métallique	50	daN/ml

L'évaluation des charges permanentes est effectuée dans le tableau de la page suivante :

Tableau 25:Evaluation des charges permanentes

Eléments	Désignation	Charges	Unités
Terrasse accessible	Revêtement caillebotis bois	50	daN/m^2
	Etanchéité terrasse accessible	50	daN/m^2
	Forme de pente	90	daN/m^2
	Dalle BA (e=17cm)	425	daN/m^2
	Faux plafond	25	daN/m^2
	Total	**640**	**daN/m^2**
Plancher courant	Carrelage	60	daN/m^2
	Dalle pleine (e=17cm)	425	daN/m^2
	Faux plafond	25	daN/m^2
	Total	**510**	**daN/m^2**
Plancher RDC	Carrelage	60	daN/m^2
	Dalle (e=20cm)	500	daN/m^2
	Total	**560**	**daN/m^2**
Mur de 13cm d'épaisseur	Agglos 10*20*50	115	daN/m^2
	Enduits de 1,5 cm sur 2 faces	54	daN/m^2
	Total	**169**	**daN/m^2**
Mur de 25cm d'épaisseur	Agglos 20*20*50	230	daN/m^2
	Enduits de 2,5 cm sur 2 faces	90	daN/m^2
	Total	**320**	**daN/m^2**
Escalier	Carrelage	60	daN/m^2
	Marche (h=17,5cm)	193	daN/m^2
	Paillasse (e=13cm)	325	daN/m^2
	Enduit sur la face inférieure de la paillasse	36	daN/m^2
	Total	**614**	**daN/m^2**
Palier	Carrelage	60	daN/m^2
	Dalle pleine en BA (e=13cm)	325	daN/m^2
	Enduit sur la face inférieure du palier	36	daN/m^2
	Total	**421**	**daN/m^2**
Garde-corps	Garde-corps métallique	50	daN/ml
	Voile en BA(e=12cm et h=60cm)	180	daN/ml
	Enduits de 1,5 cm sur 2 faces et de h=60cm	54	daN/ml
	Total	**284**	**daN/ml**
Cage d'ascenseur	Voile en BA(e=20cm)	500	daN/m^2
	Enduits de 2,5 cm sur 2 faces	90	daN/m^2
	Total	**590**	**daN/m^2**

VI.2.2. Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation prises en compte sont celles indiquées dans la norme NF P 06-001 et sont données dans le tableau ci-après :

Tableau 26:Surcharges d'exploitation

Désignation	Charges	Unité
Toiture accessible mais privé	175	daN/m^2
Chambre	150	daN/m^2
Salle d'eau	150	daN/m^2
Escalier	250	daN/m^2
Ascenseur	350	daN/m^2
Boutique	500	daN/m^2
Cloisons légères	100	daN/m^2
Balcon	600	daN/m^2
Couloir	150	daN/m^2
Restaurant	250	daN/m^2
Grande salle	500	daN/m^2
Locaux de réserves, dépôts ou stockages	500	daN/m^2
Hall	400	daN/m^2