



N° d'ordre : M/GCA/2020

مشروع تخرج
بهدف الحصول على درجة الماستر

كلية: العلوم والتكنولوجيا

تخصص: الهندسة المدنية

الموضوع

الدراسة الإنشائية والزلزالية لمبنى سكني (R+6) وموقف سيارات
بمستغانم

مقدمة ومناقشة من طرف:

- محمد هاني عمر أبو زيد

- محمد فوزي أبو دھيس

وضعت بتاريخ 21 / 06 / 2020 أمام هيئة الأساتذة المكونة من:

رئيس اللجنة: بوحلوفة أحمد

الأستاذ الممتحن: زلماط ياسين

الأستاذ المشرف: بن سولة محمد

السنة الجامعة: 2020/2019

ملخص

قمنا بالدراسة الانشائية والزلزالية لمبنى سكني (R+6) وموقف سيارات في منطقة خروبة بولاية مستغانم، وتم تحديد الخصائص الهندسية للمبنى (طول، عرض، ارتفاع) وتحديد المواد المستخدمة في المشروع من (خرسانة وحديد.. وغيرها)، وتحديد طلبات الحساب ومجموعات الإجراءات المستخدمة في حساب القوى والأحمال على المبنى، وقمنا بدراسة المشروع في عدة نقاط رئيسية على النحو الآتي:

- دراسة أبعاد العناصر الانشائية مثل (الروافد والأعمدة والبلاطات والجدران الاستنادية)، قمنا بتحديد أبعاد الروافد الرئيسية والثانوية، ودراسة أبعاد الأعمدة في كل طابق، وتحديد سمك البلاطات وأنواعها بلاطات مجوفة وبلاطات صلبة، وتحديد سمك الجدران الاستنادية وفقا للقوانين المفروضة.
- توزيع الأحمال الدائمة والزائدة على الأرضيات أو البلاطات المستخدمة في المشروع (أرضية السطح، أرضيات الطابق الحالي، والأرضيات الصلبة)، وتحديد التسليح حسب القوانين المفروضة.
- دراسة العناصر الثانوية (جدار حافة السطح، الشرفة، المصعد، الدرج) بحيث قمنا بدراسة العناصر وتحديد أبعادها واختيار التسليح حسب القوانين المفروضة.
- الدراسة الزلزالية للمشروع وقمنا باستخدام برنامج ETABS 2017 للتحقق من الشروط المفروضة للوصول الى مبنى آمن لا يتأثر بشكل كبير بالقوى الخارجية .
- تحديد تسليح الروافد والأعمدة حسب القوانين المفروضة.
- تحديد تسليح الجدران الاستنادية، والجدران الاستنادية الأرضية.
- تحديد نوع البنية التحتية اذا كانت قاعدة (معزولة، مستمرة) أو بلاطة أرضية عامة، وتحديد الأبعاد واختيار التسليح للأساسات والروافد حسب القوانين المفروضة.

باستخدام القواعد المفروضة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة ((RPA 99 (version 2003) و B.A.E. L91 المعدلة 99)

الكلمات الرئيسية: مبنى، خرسانة مسلحة، ETABS 2017، RPA 99 (version 2003)، BAE L91 معدل 99.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (06) étages, implanté à Kharouba dans la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

Cette étude se compose d'une description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.

La partie suivante est consacrée aux éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine), puis une étude dynamique de la structure a été entamée par le logiciel ETABS 2017 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques).

Enfin, l'étude et le ferrailage des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) et les fondations seront calculés.

Les règlements utilisés dans cette étude sont le RPA99V2003 et le B.A.E.L91 modifié99 et logiciel de simulation ETABS2017.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS 2017, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a basement and a ground floor over (06) floors, located in Kharouba in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified in seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

This study consists of a general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, the pre-dimensioning of the structure and the descent of the loads.

The next part is devoted to secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab), then a dynamic study of the structure was started by the ETABS 2017 software in order to determine the different stresses due to loads (loads , operating and earthquake loads).

Finally, the study and the reinforcement of the resistant elements of the structure (posts, beams, sails, general raft) and the foundations will be calculated.

The regulations used in this study are the RPA99V2003 and the modified B.A.E.L9199 and simulation software ETABS2017.

Keywords: Building, Reinforced concrete, ETABS 2017, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

(سبحانك لا علم لنا إلا ما علمتنا إنك أنت العليم الحكيم)

صدق الله العظيم

كلمة شكر

أولا نود أن نشكر الله الذي أعطانا الإرادة والقوة والتوفيق لإكمال هذا المشروع، ونتقدم بخالص شكرنا وامتناننا الي دولة الجزائر التي منحتنا فرصة للدراسة الجامعية، وإلى كل من ساهم ويساهم في بناء جيل الغد إلى مشاعل العلم والمعرفة، إلى الشموع التي تضيء درب معرفتنا، إلى أساتذتنا الكرام الذين لم يخلوا علينا بعلمهم وخبراتهم...

الأساتذة والمهندسين في كلية الهندسة المدنية

ونخص بالشكر:

الأستاذ/ بنسولة محمد

الذي تفضل مشكورا بالإشراف على هذا المشروع وأفادنا بخبرته العلمية ومنحنا كل التوصيات والآراء التي زودتنا بمعلومات قيمة للمشروع.

ونشكر كل من ساعدنا في العمل أو النصيحة في الوصول إلى نهاية مشروع قصير، وبداية طريق طويل.

إهداء

إلى الأرض المقدسة التي بارك الله حولها لها القلوب تهفو ولها العقول تذهب ولها الأرواح تفتدى.

فلسطين الحبيبة

إلى بلد المليون ونصف مليون شهيد الي أرض الأحرار الي بلدنا الثاني التي قدمت لنا كل المحبة والاحترام.

الجزائر

إلى من كانوا لقلبي نبض ولعيني نظر، وإلى الطيور التي غردت ولا تزال تغرد فوق روحنا فتمنحنا القوة والأمل إلي الشموع التي أنارت ولا تزال تنير الطريق أمامنا.

عائلتي

إلى الذين قاسمونا همومنا وشاركونا أفراحنا إلى الذين لم يترددوا لحظة في تقديم المساعدة والنصيحة وكانوا دوماً في جانبنا.

أصدقائي

إلى أساتذتنا المحترمين والي جميع الطلاب الكلية وكل من شارك من قريب أو بعيد في تحقيق هذا المشروع.

محمد هاني عمر أبوزيد

محمد فوزي أبو دهيس

الفهرس

I.....	قائمة الأشكال
IV.....	قائمة الجداول
VI.....	قائمة الرموز
VIII.....	مقدمة عامة

الوحدة الأولى I : مقدمة وحساب الفرضيات (Introduction et hypothèses de calcul).....1

1.....	1. تقديم المشروع:
1.....	2. الخصائص الهندسية (Caractéristiques géométriques).....1
1.....	1.2.I ارتفاع العناصر:
1.....	2.2. I أبعاد البناء:
2.....	3. الأسطح (Planchers):.....1
3.....	4. البناء (Maçonnerie):.....1
3.....	5. الطلاء (Revêtement):.....1
3.....	6. العزل (Isolation):.....1
3.....	7. اءار حافة السطح (Acrotère):.....1
3.....	8.I نطاق قواعد B.A.E.L91.....1
4.....	9.I (Les sollicitations):.....1
4.....	10.I المواد (Les matériaux):.....1
4.....	1.10. I الخرسانة المسلحة (Le béton armé):.....1
6.....	2.10. I الصلب (Acier):.....1
8.....	11.I طلبات الحساب ومجموعات الإجراءات:.....1
8.....	1.11.I العامة (Généralités):.....1
8.....	2.11.I حالة الحد النهائي (Etat limite ultime).....1
8.....	3.11.I حالة حدود الخدمة (Etat limite de service).....1

الوحدة الثانية II : حساب الأبعاد والنقل (Pré-dimensionnement).....9

9.....	1. مقدمة:.....1
9.....	2. II حساب أبعاد العناصر (Pré-dimensionnement des éléments):.....1
10.....	1.1.2. II الرافدة الرئيسية (Poutre principale):.....1
10.....	2.1.2. II الرافدة الثانوية (Poutre secondaire):.....1

12: (Planchers à dalle pleine) الأرضيات الصلبة 2.2.2.II
12: (Descente des charges) توزيع الأحمال 3. II
13: (Plancher terrasse inaccessible) أرضيات السطح 1.3. II
13: (Plancher étage courant) أرضيات الطابق الحالي 2.3. II
14: (Dalle pleine) الأرضيات الصلبة 3.3.II
15: (Prédimensionnement des poteaux) دراسة أبعاد الأعمدة 4.II
22: (Voiles) الجدار الاستنادي 1.5. II
23: (Voiles périphériques) الجدران استنادية الأرضية 2.5. II

الوحدة الثالثة III : دراسة الأرضيات (Etude des planchers) 24.....

24: المقدمة 1.III
24: (planchers à corps creux) حساب الأرضيات المجوفة 2.III
25: (Pré-dimensionnement des poutrelles) البعد المسبق للحزم 1.2.III
26: (Ferrailage de la dalle de compression) تسليح بلاطة الضغط 2.2.III
27: (Etude des poutrelles) دراسة الحزم 3.III
27: طريقة الحساب 1.3.III
28: (Types des poutrelles) أنواع الحزم 2.3.III
29: (forfaitaire) التحقق من شروط طريقة 3.3.III
34: (Calcul des armatures longitudinales) حساب التسليح الطولي 4.3.III
44: (Calcul des planchers à dalle pleine) حساب الأرضيات الصلبة 4.III
44: (Méthode de calcul) طريقة الحساب 1.4.III
45: تقييم الأحمال والتركيبات الأساسية 2.4.III

الوحدة الرابعة IV : دراسة العناصر الثانوية (Etude des éléments secondaires) 53.....

53: مقدمة 1.IV
53: (Etude de l'acrotère) جدار حافة السطح 2.IV
53: مقدمة 1.2.IV
53: (Calcul des forces) حساب القوى 2.2.IV
53: (Calcul du ferrailage) حساب التسليح 3.2. IV
58: (L'ascenseur) المصعد 3.IV
58: (Balcon) الشرفة 4.IV

59	1.4.IV النوع الأول: (L = 1.15 m)
59	1.1.4.IV خفض الحمل (Descente charge):
60	2.1.4.IV عزوم الانحناء (Moments fléchissant):
61	3.1.4.IV حساب التسليح (Calcul du ferrailage):
60	4.1.4.IV حساب التسليح العرضي (Calcul des armatures transversales):
63	2.4.IV النوع الثاني: (L = 0.65 m)
64	1.2.4.IV خفض الحمل (Descente charge):
65	2.2.4.IV عزوم الانحناء (Moments fléchissant):
65	3.2.4.IV حساب التسليح (Calcul du ferrailage):
67	4.2.4.IV حساب التسليح العرضي (Calcul des armatures transversales):
68	5.IV الدرج (Les escaliers):
68	1.5.IV المقدمة:
69	2.5.IV اختيار الأبعاد (Choix des dimensions):
71	3.5.IV توزيع الأحمال (Descente des charges):
74	4.5.IV حساب التسليح (Calcul de ferrailage):
84	5.5.IV حساب رافدة الدرج (Calcul de la poutre brisée):
90	الوحدة الخامسة V : دراسة الزلازل (Etude sismique)
90	1.V المقدمة:
90	2.V طريقة الحساب (Méthode de calcul):
90	1.2.V الطريقة الساكنة المكافئة (Méthode statique équivalente):
91	2.2.V الطريقة الديناميكية (Méthode dynamique):
92	3.V خطوات نمذجة الهيكل في ETABS (Etapas de la modélisation de la structure):
93	4.V معايير تصنيف (Critères de classification) RPA 99 (version 2003):
93	5.V تفسير النتائج (interprétation des résultats):
103	الوحدة السادسة VI : دراسة العناصر الإنشائية (Etude des éléments structuraux)
103	1.VI هيكل الأعمدة (Les portiques):
103	2.1.VI تسليح الروافد (Ferrailage des poutres):
103	1.2.1.VI التسليح التنظيمي (Ferrailage réglementaire):
104	2.2.1.VI ضغوط الروافد (Les sollicitations des poutres):

105:(Détermination des armatures) تحديد التسليح 3.2.1.VI
112:(Ferrailage des poteaux) تسليح الأعمدة 3.1.VI
112:(Ferrailage réglementaire) التسليح التنظيمي 1.3.1.VI
116: حساب التسليح 2.3.1.VI
134(Etude des voiles) دراسة الجدران الاستنادية VII الوحدة السابعة
134: مقدمة 1.VII
134:(Ferrailage des voiles de contreventement) تسليح الجدران الاستنادية 2.VII
135:(Disposition constructives des armatures) الترتيب البنائي للتسليح 1.2.VII
139:(Ferrailages des linteaux) التسليح 3.VII
141:(Etude des voiles périphériques) دراسة الجدران الاستنادية الأرضية 4.VII
151(Etude de l'infrastructure) دراسة البنية التحتية VIII الوحدة الثامنة
151:(Introduction) مقدمة 1.VIII
151:(Dimensionnement) الأبعاد (1 1.VIII
151: دور الأساسات: (2 1.VIII
151:(Choix du type de fondation) اختيار نوع الأساسات (3 1.VIII
152:(Etude du radier) دراسة البلاطة الأرضية 2.VIII
153:(Pré-dimensionnement du radier) أبعاد البلاطة الأرضية 1.2.VIII
156:(Pré dimensionnement des poutres) أبعاد الروافد 2.2.VIII
157:(Détermination des sollicitations) تحديد الضغوط 3.VIII
161:(Ferrailage du radier) تسليح البلاطة الأرضية 4.VIII
161:(Ferrailage de la dalle) تسليح البلاطة 1.4.VIII
169:(Ferrailage du débordement) تسليح الفائض 2.4.VIII
170:(Ferrailage des poutres) تسليح الروافد 3.4.VIII
179 خاتمة العامة
180 قائمة المراجع والمصادر

قائمة الأشكال

الوحدة الأولى I : مقدمة وحساب الفرضيات (Introduction et hypothèses de calcul):

- الشكل 1: رسم أبعاد المبنى. 2
الشكل 2: رسم تخطيطي لتشوهات الحد للقسم (قاعدة المحاور الثلاثة). 4
الشكل 3: الرسم البياني لمستطيل مكافئ (لموسة). 5
الشكل 4: الرسم التخطيطي للتشوه المعاكس (الصلب). 6

الوحدة الثانية II : حساب الأبعاد والثقل (Pré-dimensionnement):

- الشكل 1: شكل الرافدة الرئيسية. 9
الشكل 2: مقطع عرضي لبلاطة ذات تجويف. 11
الشكل 3: البلاطة الصلبة. 12
الشكل 4: المقطع العرضي للأرضية بهيكل مجوف من الأرضية السطح. 13
الشكل 5: المقطع العرضي للأرضية بهيكل مجوف من الأرضية الطابق الحالي. 13
الشكل 6: المقطع العرضي للأرضية الصلبة. 14
الشكل 7: مخطط لقانون (loi de dégression). 16
الشكل 8: المنطقة المتعلقة بأكثر الوظائف ضغطا. 17
الشكل 9: مخطط للطابق الحالي. 20
الشكل 10: مقطع عرضي لجدار استنادي. 22

الوحدة الثالثة III : دراسة الأرضيات (Etude des planchers):

- الشكل 1: مقطع عرضي لأرضية جوفاء. 24
الشكل 2: مخطط الحزم. 25
الشكل 3: قسم الحساب الحزم. 26
الشكل 4: شكل اللحظات (Définition des moments). 28
الشكل 5: رسم ثابت للحزم. 29
الشكل 6: قسم حساب الحزم. 35
الشكل 7: قسم الحساب (Section de calcul en travée). 35
الشكل 8: قسم التسليح. 37
الشكل 9: حساب القسم من عزم القصور الذاتي. 41
الشكل 10: قسم تسليح الأرضية الصلبة. 44
الشكل 11: خطوط الانكسار المحددة بواسطة اختبار التحميل. 44
الشكل 12: طلاء (Enrobage). 45
الشكل 13: قسم الحساب الأرضية الصلبة. 46
الشكل 14: قسم حساب الدعم. 47
الشكل 15: قسم حساب الدعم. 48
الشكل 16: قسم الحساب في الدعم. 49
الشكل 17: قسم الحساب في الدعم. 51

الشكل 18: تسليح الأرضية الصلبة 52

الوحدة الرابعة IV : دراسة العناصر الثانوية (Etude des éléments secondaires):

- الشكل 1: أبعاد (DE L'ACROTÈRE) 53
- الشكل 2: قسم الحساب لجدار حافة السطح 54
- الشكل 3: قسم الانحناء البسيط 55
- الشكل 4: رسم التسليح لجدار حافة السطح 58
- الشكل 5: مقطع عرضي للشرفة 59
- الشكل 6: رسم ثابت للشرفة 60
- الشكل 7: رسم ثابت للشرفة 61
- الشكل 8: رسم تسليح الشرفة 63
- الشكل 9: رسم ثابت للشرفة 65
- الشكل 10: قسم من الشرفة 65
- الشكل 11: رسم تسليح الشرفة 68
- الشكل 12: رسم أجزاء الدرج 69
- الشكل 13: رسم بياني للدرج من ثلاث مراحل 70
- الشكل 14: الرسم البياني للخطوة الحاملة 73
- الشكل 15: رسم ثابت لخطوة الحاملة 74
- الشكل 16: قسم حساب خطوة المشي 74
- الشكل 17: رسم تسليح الخطوة الحاملة 77
- الشكل 18: رسم لشكل الدرج 77
- الشكل 19: مخططات عزوم الانحناء وقوة القص في ELU 79
- الشكل 20: مخططات عزم الانحناء وقوة القص في ELS 80
- الشكل 21: قسم الحساب 81
- الشكل 22: قسم الحساب 82
- الشكل 23: رسم تسليح الدرج 84
- الشكل 24: رسم تخطيطي رافدة الدرج 84
- الشكل 25: قسم الحساب 87
- الشكل 26: قسم الحساب 88
- الشكل 27: تسليح رافدة الدرج 89

الوحدة الخامسة V : دراسة الزلازل (Etude sismique):

الشكل 1: شكل المبنى 93

الوحدة السادسة VI : دراسة العناصر الإنشائية (Etude des éléments structuraux):

- الشكل 1: قسم حساب المقطع العرضي 105
- الشكل 2: قسم الحساب في الدعم 107
- الشكل 3: تسليح الروافد 112

113	الشكل 4: منطقة العقدة (La zone nodale)
115	الشكل 5: التسليح المستعرض في منطقة التداخل
132	الشكل 6: منطقة العقدة
133	الشكل 7: تسليح الأعمدة

الوحدة السابعة VII : دراسة الجدران الاستنادية (Etude des voiles):

136	الشكل 1: التماس لحساب الجدار الاستنادي (Sollicitations de calcul d'un voile)
137	الشكل 2: ترتيب التسليحات العمودية في الجدران الاستنادية
138	الشكل 3: ترتيب الجدران الاستنادية
138	الشكل 4: تسليح الجدار الاستنادي
139	الشكل 5: (linteau le plus)
140	الشكل 6: تسليح (linteaux courts)
141	الشكل 7: إجهاد الجدران الاستنادية الأرضية
142	الشكل 8: لوحة مستخدمة مع مخطط لعزم الانحناء
144	الشكل 9: قسم الحساب في الامتداد x-x
145	الشكل 10: قسم الحساب في الامتداد y-y
147	الشكل 11: قسم الحساب في الدعم
148	الشكل 12: قسم الحساب في الدعم
150	الشكل 13: تسليح الجدران الاستنادية الأرضية

الوحدة الثامنة VIII : دراسة البنية التحتية (Etude de l'infrastructure):

153	الشكل 1: البلاطة الأرضية (radier)
153	الشكل 2: اللوحة الأكثر استخدامًا في البلاطة الأرضية
156	الشكل 3: أبعاد البلاطة الأرضية
156	الشكل 4: قسم الحساب
158	الشكل 5: رسم تخطيطي لقيود التربة
168	الشكل 6: تسليح البلاطة الأرضية
169	الشكل 7: مخطط ثابت للتدفق
172	الشكل 8: توزيع الأحمال على الروافد الثانوية
173	الشكل 9: توزيع الأحمال على الروافد الرئيسية
178	الشكل 10: تسليح الروافد الأرضية

قائمة الجداول

الوحدة الأولى I : مقدمة وحساب الفرضيات (Introduction et hypothèses de calcul):

- جدول 1 : تصنيف الخرسانة وفق للكثافة الحجمية (ρ) 5
جدول 2 : ملخص لقيم الحد المرن Fe 6

الوحدة الثانية II : حساب الأبعاد والثقل (Pré-dimensionnement):

- جدول 1 : ملخص الأحمال الأرضيات 15
جدول 2 : ملخص الأتقال والأحمال الزائدة التراكمية 17
جدول 3 : ملخص شروط (RPA 99 (version 2003) للأعمدة 19
جدول 4 : تحقيق شروط الانتشاء للأعمدة (récapitulatif de la condition de flambement) 21

الوحدة الثالثة III : دراسة الأرضيات (Etude des planchers):

- جدول 1 : ملخص العزوم للحزم 34
جدول 2 : تسليح الحزم 43

الوحدة الخامسة V : دراسة الزلازل (Etude sismique):

- جدول 1 : تحليل طيفي (Présentations des résultats de l'analyse spectrale) 97
جدول 2 : نتائج الأزاحة (resultats des déplacement) 99
جدول 3 : التحقق تأثير P- Δ محور xx 100
جدول 4 : التحقق تأثير P- Δ محور yy 101
جدول 5 : الأحمال العمودية التي تحملها الجدران الاستنادية 102

الوحدة السادسة VI : دراسة العناصر الإنشائية (Etude des éléments structuraux):

- جدول 1 : ملخص لعزوم الانحناء والقوى للروافد. 104
جدول 2 : ملخص التسليح الروافد..... 111
جدول 3 : طلبات الحساب (Sollicitations de calcul) 115
جدول 4 : التسليح حسب BAEL و RPA / V2003 130
جدول 5 : ملخص لجميع تسليحات الأعمدة..... 134

الوحدة السابعة VII : دراسة الجدران الاستنادية (Etude des voiles):

- جدول 1 : ملخص لطلبات الجدران الاستنادية الأرضية 144

الوحدة الثامنة VIII : دراسة البنية التحتية (Etude de l'infrastructure):

157	جدول 1 : ملخص لأبعاد الروافد.....
161	جدول 2 : توزيع الأحمال.....
162	جدول 3 : ملخص لحظات الانحناء في [kN.m].....
172	جدول 4 : ملخص للأحمال المختلفة في [KN].....
173	جدول 5 : ملخص لعزم الانحناء وقوى القَطع.....
177	جدول 6 : تسليح الروافد.....

قائمة الرموز

الخرسانة المسلحة في حالة الحد (Béton armé au état limites)	BAEL
التنظيم الزلزالي الجزائري (Règlement parasismique Algérien)	RPA
حالة المقاومة القصوى (Etat limite ultime de résistance)	ELUR
حالة حد الخدمة (Etat limite de service)	ELS
الأحمال الدائمة (Charge permanents)	G
أحمال التشغيل (Charge d'exploitation)	Q ; P
الحمل الزلزالي (Charge sismique)	E
تحميل نهائي (Chargement ultime)	q_u
تحميل الخدمة (Chargement de service)	q_s
عزم الانحناء (Moment fléchissant)	M_f
عزم الانحناء ممتدة (Moment de flexion en travée)	M_t
عزم الانحناء في الدعم (Moment de flexion en appui)	M_a
عزم في الدعم الأيمن (Moment en appui droite)	M_d
عزم في الدعم الأيسر (Moment en appui gauche)	M_g
جهد عادي (Effort normal)	N
جهد حاد على يمين النقطة المعتبرة (Effort tranchant à droit du point) (considéré)	T_d
قوة القص إلى يسار النقطة المعتبرة (Effort tranchant à gauche du point) (considéré)	T_g
المقاومة الخاصة بالانضغاط للخرسانة في عمر 28 يوم (Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge)	f_{c28}
المقاومة الخاصة بالشد للخرسانة في عمر 28 يوم (Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge)	f_{t28}
وحدة تشوه طولية الحظية (Module de déformation longitudinale instantané)	E_{ij}
وحدة تشويه طولية مؤجلة (Module de déformation longitudinale différée)	E_{vj}
عامل الأمان للصلب (Coefficient de sécurité pour l'acier)	γ_s
عامل الأمان للخرسانة (Coefficient de sécurité pour le béton)	γ_b

ارتفاع العناصر (الأعمدة والحزم) (Hauteur des éléments)	H
عرض العنصر (Largeur des éléments)	B
إجهاد التصميم في الخرسانة (Contrainte de calcul dans le béton)	σ_b
الإجهاد بحد مقبول في الخرسانة (Contrainte admissible limite dans le béton)	$\overline{\sigma_b}$
الضغط في الفولاذ (Contrainte de calcul dans l'acier)	σ_s
الحد من الإجهاد المسموح به في الفولاذ (Contrainte admissible limite dans l'acier)	$\overline{\sigma_s}$
إجهاد التصميم التماسي (Contrainte tangentielle de calcul)	τ_u
قطر التعزيز (Diamètre des armatures)	ϕ_t
التباعد بين التسليح المستعرض (Espacement entre armatures transversales)	S
التسليحات المحسوبة في ELUR (Armatures calculées)	A^u
التسليحات المحسوبة في ELS (Armatures calculées)	A^s
دعم التسليح (Armatures en appuis)	A_a
التسليح في الامتدادات (Armatures en travées)	A_t
الجمود فيما يتعلق بالمحور x (Inertie par rapport à l'axe des abscisses)	I_{xx}
الجمود فيما يتعلق بالمحور y (Inertie par rapport à l'axe des ordonnées)	I_{yy}
الجمود الجماعي (Inertie massique)	M_{zz}
طول الانثناء (Longueur de flambement)	L_f
قسم مخفض (Section réduite)	B_r
البعد الأصغر للوح بلاطة الصلب (La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine)	L_x
البعد الأكبر للوح بلاطة الصلب (La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine)	L_y
عزم الجمود في القسم المتجانس (Moment d'inertie de la section homogène)	I₀
لحظة من الانبعاج (Moment d'inertie fictif)	I_f
الانحراف بسبب الحمل المعتبر (g; j; p) (Flèche due à une charge considérée)	F
(Flèche tota)	f_tΔ
العلاقة بين بعدين $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$	ζ

مقدمة عامة

إن أهمية تخصص الهندسة المدنية يمكن إدراكه من خلال تعريفها، وهو أحد فروع الهندسة المعنية بدراسة وتصميم وتحليل المنشآت المدنية المختلفة كالأبنية السكنية والخدمية والتجارية والطرق والجسور والأنفاق والمطارات والموانئ والإشراف على عمل هذه المنشآت أثناء فترة استمرارها، لذا لا يجوز حصر هذا العلم بأنه العلم المعني بالتصميم وحده فقط ولا يمكن للبشر أن يعيشوا بدونها، فالبشر يحتاجون المنازل التي تؤويهم وتجعلهم في مأمن من الظواهر الطبيعية المختلفة .

فتشيد المباني من الصناعات الرئيسية التي يحتاج إليها البشر لتوفير المأوى، ولطالما كان البناء من أولى اهتمامات الإنسان وأحد مهنة المتميزة حتى الآن، فقد بنى الإنسان البدائي أكواخاً من أغصان الأشجار والطين أو الصخور، ثم تحسنت طرق تشييد البناء، من تلك المنشأة البدائية حتى وصلت الآن إلى تشييد أضخم البنايات في العصر الحديث، ومع التقدم في الزمن والعلم ازدهر البناء بشكل أكبر في العالم، وهناك العديد من المهنيين الذين يشاركون في بناء المشروع.

يتكون البناء من جزئين أساسيين هما: الإنشاء القاعدي، وهو الواقع تحت سطح الأرض، و الإنشاء العلوي وهو الجزء الواقع فوق سطح الأرض، يساعد كل من الإنشاء العلوي والسفلي على دعم وحمل وزن المبنى، ويكون (حمل الزائدة) مهما للمبنى إذا كان المنشأ تتعرض للعواصف والقوى الخارجية، وقد يكون حمل الثلوج عاملاً مهماً أيضاً ويجب أن تنشأ المباني بطريقة تجعلها محصنة ضد الهزات الأرضية، ولذلك يتم بحساب وتصميم الهيكل بطريقة تجعله مناسباً للاستخدام المقصود منه، مع مراعاة العمر المتوقع له وتكلفته، ويجب ألا تتضرر من الأحداث، مثل: انفجار، صدمة أو ظاهرة أخرى، ويجب أن تقاوم جميع الإجراءات والتأثيرات الأخرى التي يحتمل أن تمارس أثناء التنفيذ وأثناء تشغيلها، وأن يكون لديها متانة مناسبة.

ومن الضروري إذاً أن يأخذ المبنى شكله مع ضمان مقاومته للحمولة إضافة لوزنه مع الأخذ بعين الاعتبار الرياح والزلازل والثلوج وتأثيرات درجات الحرارة.

للفاء بالمتطلبات الموضحة أعلاه، يجب على المرء اختيار المواد بشكل مناسب، وتحديد التصميم المناسب، وتفاصيل الشكل والبناء، وتحديد الإجراءات اللازمة للمشروع ليتم النظر فيها، في مراحل التصميم والتشغيل. للقيام بذلك، من الضروري احترام المعايير والقواعد السارية الخاصة بكل دولة.

فالتركيز الأساسي للمشروع ينصب حول كيفية إيجاد وحساب قيمة الأحمال الدائمة والزائدة، ودراسة أبعاد العناصر الإنشائية (الأعمدة، روافد، بلاطات، الجدران الاستنادية) والعناصر الثانوية (الدرج، مصعد، الشرفة، جدار حافة السطح) ودراسة أبعاد البنية التحتية والأساسات، وتوزيع الأحمال على جميع أجزاء المبنى، ودراسة تأثير القوة الزلزالية على المبنى، من أجل إنشاء المبنى بشكل يقاوم القوى الخارجية وضمان مدى الأمان وفقاً لقوانين وشروط البناء في الدولة.

وموضوع مذكرتنا هو الدراسة الإنشائية والزلزالية لمبنى سكني (R+6) وموقف سيارات في مستغانم. قد قمنا بتقسيم المشروع إلى ثمانية وحدات كما يلي:

الوحدة الأولى مقدمة المشروع وحساب الفرضيات وخصائص المواد:
تحديد موقع وأبعاد المبنى، ودراسة خصائص المواد المستخدمة في المشروع، وضع الفرضيات المستخدمة في حساب المشروع.

الوحدة الثانية حساب أبعاد العناصر وتوزيع الثقل:
دراسة أبعاد الروافد (الرئيسية والثانوية)، والأعمدة، والبلاطة (بلاطة مجوفة وبلاطة صلبة) وتوزيع الأحمال، وأخيراً دراسة أبعاد الجدران الإستنادية.

الوحدة الثالثة دراسة الأرضيات:
دراسة وتسليح الأرضيات (المجوفة والصلبة).

الوحدة الرابعة دراسة العناصر الثانوية:
دراسة العناصر الثانوية (جدار حافة السطح، الشرفة، المصعد، الدرج) بحيث تقوم بتوزيع الأحمال وتحديد التسليح.

الوحدة الخامسة دراسة الزلازل:
دراسة قوة الزلزال حسب موقع المشروع، والتحقق من الشروط والقوانين المفروضة لإنشاء المبنى بشكل آمن.

الوحدة السادسة دراسة العناصر الإنشائية:
دراسة وتسليح الأعمدة والروافد.

الوحدة السابعة دراسة الجدران الإستنادية:
دراسة وتسليح الجدران الإستنادية والجدران الاستنادية الأرضية.

الوحدة الثامنة دراسة البنية التحتية:
دراسة نوع البنية التحتية حسب القوانين المفروضة واختيار نوع البنية التحتية (قاعدة منعزلة، قاعدة مستمرة، بلاطة أرضية)، بعد تحديد نوع الأساسات ندرس تسليح الأساسات والروافد الأرضية.

الوحدة الأول I : مقدمة وحساب الفرضيات
(Introduction et hypothèses de calcul)

الوحدة الأولى I : مقدمة وحساب الفرضيات (Introduction et hypothèses de calcul)

1. I تقديم المشروع:

يتكون هذا المشروع من دراسة وحساب العناصر الهيكلية لمبنى خرساني مقوى للاستخدام السكني يتكون من قبو يستخدم كموقف للسيارات ، و 6 طوابق للاستخدام السكني و كل طابق مقسم إلى أربع وحدات سكنية على شكل التالي : (F4A) و(F4B) و(F4C) و(F3)، و طريقة انجاز هذه المبنى عبارة عن خليط من أعمدة والروافد وبلاطات وجدران الاستنادية ومختلف المواد الداخلية .

سنتكون موجودة في ولاية مستغانم التي تعتبر منطقة من قوة زلزالية متوسطة " zone IIa " على الخريطة الزلزالية لـ RPA 99 (version 2003) وبالتالي تم تصنيفها وفقاً لاستخدامها كمجموعة استخدام 2 .

أقيم هذا الهيكل على تربة فضفاضة ذات مقاومة متوسطة مع إجهاد تربة مقبول يساوي 2.5 Par على عمق 3.00 m كما هو منصوص عليه في التقرير الجيوتقني .

لتصميم هذا المشروع ، نستخدم القواعد B.A.E.L91 و RPA 99 (version 2003).

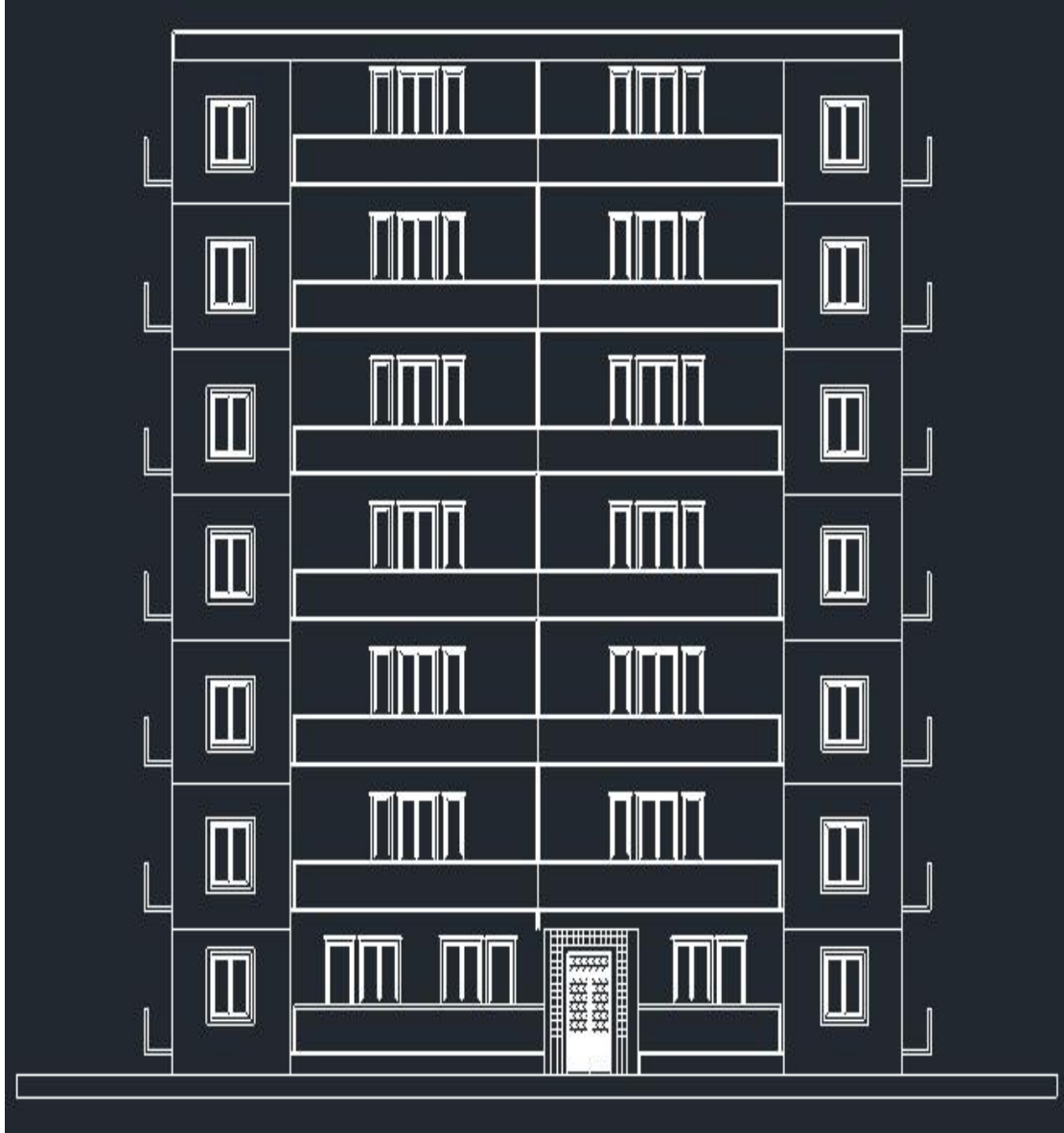
2. I الخصائص الهندسية (Caractéristiques géométriques):

1.2.I ارتفاع العناصر:

- ارتفاع الطابق العادي: 3.06 m.
- ارتفاع الطابق الأرضي: 3.06 m.
- ارتفاع الطابق تحت الأرض: 3.06 m.
- الارتفاع الكلي للمنشأ: 25.08 m.

2.2. I أبعاد البناء:

- عرض البناية: 21.75 m.
- طول البناية: 24.70 m.



الشكل 1: رسم أبعاد المبنى.

3. I الأسطح (Planchers):

الأرضية تتكون من "عوارض (الحزم) + جسم مجوف + بلاطة ضغط" سابقة التجهيز ، للأسباب التالية:

- سهولة التنفيذ.
- التقليل من وزن الأرضية وبالتالي التأثير الزلزالي.
- تقليل تكلفة القوالب.

ومع ذلك ، هناك مناطق اخترنا فيها أرضيات صلبة ، بسبب أشكالها غير المنتظمة (مثلث أو شبه منحرف) ، وهذا من أجل تقليل الوقت والتكلفة اللازمين لتحقيق الحزم المناسبة مع هذه المناطق .

4. I البناء (Maçonnerie):

يتم تنفيذ البناء في هيكلنا من الطوبية الجوفاء.
الجدران الخارجية: تتكون من صفيين

- الطوبية جوفاء 15 cm.
- فراغ الهواء 5 cm.
- الطوبية جوفاء 10 cm.

الجدران الداخلية (جدران التقسيم): سمك 10 cm.

5. I الطلاء (Revêtement):

- طلاء الجص (plâtre) للأسقف.
- جص أسمنتي للغرف الرطبة .
- جص أسمنتي للجدران الخارجية والداخلية.
- بلاط الأرضيات.
- تغطية أرضية التراس بطبقة عازلة للماء متعددة الطبقات ، على شكل منحدر مائل بنسبة 1% لإخلاء مياه الأمطار وتجنب أي ركود.

6. I العزل (Isolation):

- يتم ضمان العزل الصوتي عن طريق كتلة الأرضية ومساحة فراغات الهواء في الجدران الخارجية.
- يتم ضمان العزل الحراري بواسطة طبقات البوليسترين لأرضية الشرفة.

7. I جدار حافة السطح (Acrotère):

في مبنا ، لا يمكن الوصول إلى أرضية السطح وأرضية محاطة بجدار ، وهو عبارة عن جدار منخفض ضروري للعزل المائي للأسطح المسطحة أو المنحدرة.

8. I نطاق قواعد B.A.E.L91

تتطبق قواعد الحساب B.A.E.L91 على جميع الأعمال والمنشآت الخرسانية المسلحة التي تتكون فيها الخرسانة المستخدمة من الركام الطبيعي العادي مع جرعة اسمنتية لا تقل عن 300kg/m^2 .

9. I (Les sollicitations):

الضغوط هي القوى (القوى الطبيعية وقوة القطع) ولعزوم (عزم الانحناء وعزم التواء) المحسوبة بدءًا من الإجراءات التي تم الحصول عليها حسب الطرق المناسبة.

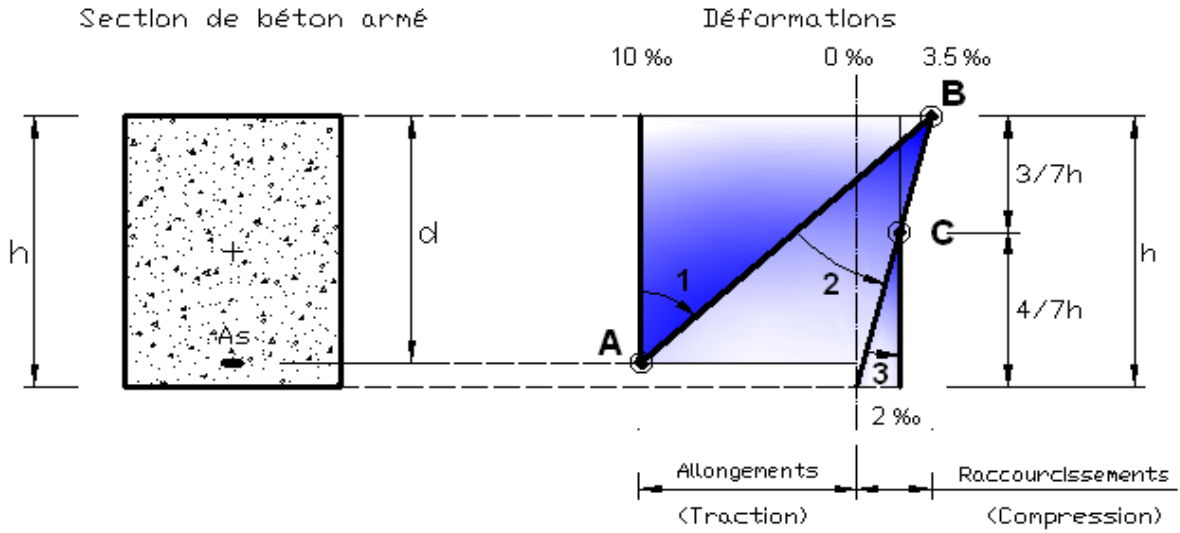
بشكل عام ، يتم حساب الضغوط باستخدام نموذج مرن وخطي للهيكل.
نحن نستخدم أساليب الميكانيكا الهيكلية من مزيج من الإجراءات لتحديد الضغوط الفائقة ، يأخذ المرء في الاعتبار القسم الكلي للخرسانة وحدها ، من المفترض أن الأجزاء غير متشققة وبدون تسليحات.

10. I المواد (Les matériaux):

لتكون قادرًا على قياس عناصر الخرسانة المسلحة ، من الضروري معرفة سلوك الصلب والمواد الخرسانية وأن تكون قادرًا على وضع النماذج.

1.10. I الخرسانة المسلحة (Le béton armé):

الخرسانة أو الباطون هي مادة مركبة غير متجانسة تتكون من الاسمنت والرمل والماء مع إضافة نوع من الركام مثل الحصى (وهو عبارة عن حجارة صغيرة). تعد الخرسانة من أهم مواد البناء في العصر الحديث خصوصاً مع تدعيمها بالحديد لتصبح خرسانة مسلحة. إلى هذه المكونات تضاف في بعض الأحيان المواد المساعدة وحتى العناصر الدقيقة التي تحسن كثيراً من أدائها .
وهناك تشوه للأقسام (قاعدة المحاور الثلاثة) كما هو موضح في الشكل التالي.



الشكل 2: رسم تخطيطي لتشوهات الحد للقسم (قاعدة المحاور الثلاثة)

صفات الخرسانة (Caractéristiques du béton):**1. قوة الضغط (Résistance à la compression):**

لإعداد المشروع ، في الحالات الشائعة ، يتم تعريف الخرسانة من خلال قيمة قوتها الضاغطة في عمر 28 يومًا ، وتسمى القيمة المميزة المطلوبة (أو المحددة). تم اختيار ذلك ، تم تحديده مسبقًا ، مع مراعاة الإمكانات المحلية ؛ ومراقبة الإجراءات التي تجعل من الممكن التحقق من أنه تم الوصول إليها.

لمشروعنا ، تم اختياره للعمل مع $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (لملوسة في الاستخدام المشترك) بالنسبة للخرسانة التي يقل عمرها عن 28 يومًا ، يمكن الحصول على قوة الضغط بالصيغة التالية:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Avec : $j \leq 28 \text{ jours}$

جدول 1: تصنيف الخرسانة وفق للكثافة الحجمية (ρ)

الكتلة الحجمية (kg/m^3)	تصنيف الخرسانة
$\rho \geq 2500$	خرسانة ثقيلة جدا
$\rho \leq 2500 \geq 1800$	خرسانة ثقيلة
$\rho \leq 1800 \geq 500$	خرسانة خفيفة
$\rho < 500$	خرسانة خفيفة جدا

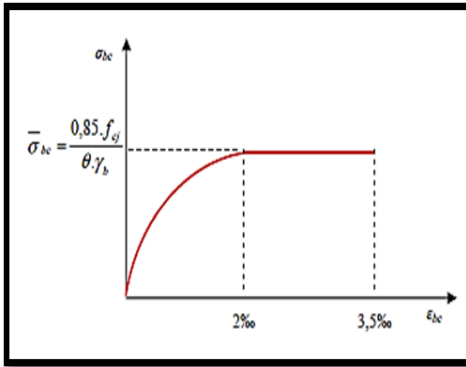
$$\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

قوة الشد (Résistance à la traction):

يتم إعطاء قوة الشد المميزة للخرسانة بواسطة الصيغة:

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times (25) \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

هذه الصيغة صالحة لقيم: $f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa}$.



الشكل 3: الرسم البياني لمستطيل مكافئ (ملموسة).

وحدة تشوه طولية للخرسانة:

• وحدة تشوه طولية لحظية:

تحت الضغوط العادية مع وقت تطبيق أقل من 24 ساعة ، يتم إعطاء معامل التشوه الطولي الفوري لخرسانة E_{ij} من خلال الصيغة:

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa}$$

• وحدة تشوه طولية متأخرة:

بالنسبة للتشوهات المؤجلة للخرسانة التي تشمل الانكماش والتمديد ، يعتبر المرء في حساب أن آثار هاتين الظاهرتين تضاف دون حساب التشوهات النهائية للخرسانة ، ويستخدم معامل التشوه الطولي المؤجل E_{ij} من خلال الصيغة:

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

I. 2.10.1 الصلب (Acier):

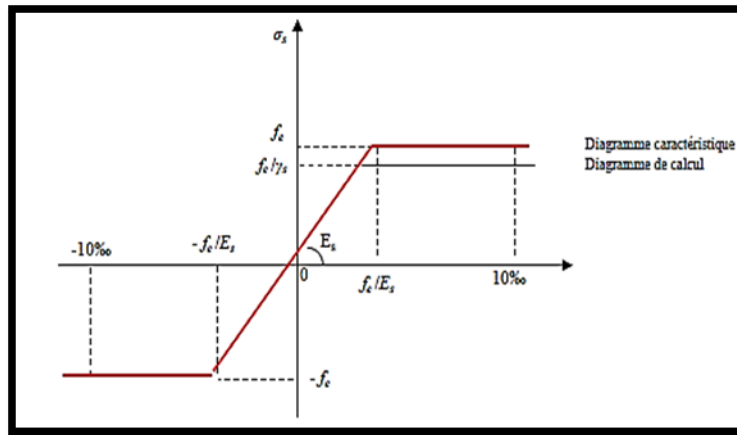
هناك عدة أنواع من التسليحات: الدائرية الملساء ، التسليح العالي للاتصاق والشبكة الملحومة لتشكيل تسليحات أجزاء الخرسانة المسلحة ، يتم استخدام الدرجات التالية من الصلب:

- معامل طولي مرنة (Le module d'élasticité longitudinal) E_s
- معامل الطول الطولي للصلب يساوي القيمة التالية: $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

يتم إعطاء قيم الحد المرن المضمون F_e بالجدول التالي:

جدول 2: ملخص لقيم الحد المرن F_e

النوع (Type)	تعيين (Désignation)	قوة العائد (Limite d'élasticité) f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400
	FeE500	500
Treillis soudés Lisses	TSL	500



الشكل 4: الرسم التخطيطي للتشوه المعاكس (الصلب).

في حالتنا نستخدم التسليحات مع الاتصاق عالية مع الصلب
 (FeE400 Type 1) → (limite d'élasticité $f_e=400\text{MPa}$
 قيود الحد (Contraintes limites):

- حالة الحد النهائي (E.L.U):
 يتم تعريف الإجهاد المقبول للصلب بواسطة:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_L \\ \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \rightarrow \varepsilon_s < \varepsilon_L \end{array} \right.$$

مع العلم :

ε_s : الاستطالة النسبية للصلب ، محدودة بـ 10 ‰.

E_s : يؤخذ معامل الطول الطولي يساوي 200000 MPa.

F_e : مضمونة قوة العائد.

يتم استخلاص مخطط قيود تشوه الحساب من المخطط السابق من خلال إجراء تقارب مواز للماس في الأصل وفي التقرير $\frac{1}{\gamma_s}$.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1 & \text{en situation accidentaire} \end{cases}$$

مع العلم :

σ_s : قوة العائد من الصلب المستخدمة:

الوضع الطبيعي $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

الوضع العرضي $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

• حالة حد الخدمة (E.L.S):

نحن لا نحد من إجهاد الصلب إلا في حالة الحد الأقصى لفتح الشقوق:

η : معامل التكسير .

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{array} \right.$$

• تكسير ضار (Fissuration préjudiciable):

$$\sigma_s \leq \min \left(\left(\frac{2}{3} \right) f_e ; 110 \sqrt{\eta * ftj} \right)$$

وبالتالي:

$$\sigma_s \leq 201,63 \text{ MPa (H.A)}$$

$$\sigma_s \leq 156,66 \text{ MPa (R.lisses) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

• تكسير ضار جدا (Fissuration très préjudiciable):

$$\sigma_s \leq \min \left(\left(\frac{1}{2} \right) f_e ; 90 \sqrt{\eta * ftj} \right)$$

وبالتالي:

$$\bar{\sigma}_s \leq 164,97 \text{ MPa (H.A)}$$

$$\bar{\sigma}_s \leq 117,5 \text{ MPa (R.lisses) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

- تكسير ضار قليلا (Fissuration peu nuisible):
لا يلزم التحقق من الفولاذ.

11.I طلبات الحساب ومجموعات الإجراءات:

1.11.I العامة (Généralités):

يجب أن تظهر جميع المبررات التي تم إنتاجها للعناصر المختلفة للهيكل ، طلبات الحساب المحددة في المقالات التالية لا تسبب الظاهرة التي نريد تجنبها ولكن تحافظ على ثبات الهيكل.

2.11.I حالة الحد النهائي (Etat limite ultime):

يتم تحديد طلبات الحساب من خلال مجموعة الإجراءات التالية: $1.35 G + 1.5 Q$.

3.11.I حالة حدود الخدمة (Etat limite de service)

مزيج من الإجراءات التالية: $G + Q$
إذا كان هناك تدخل من القوى الأفقية بسبب الزلزال ، فإن قواعد الزلازل الجزائرية تنص على مجموعات العمل التالية:

$$G+Q\pm E \bullet$$

$$G\pm 0,8E \bullet$$

$$G+ 0.2Q \bullet$$

مع العلم

G : الأحمال الدائمة (charge permanente).

Q : الأحمال التشغيل (charge d'exploitation).

E : جهد الزلزال (effort de séisme).

الوحدة الثاني II : حساب الأبعاد والثقل
(Pré-dimensionnement)

الوحدة الثانية II : حساب الأبعاد والثقل (Pré-dimensionnement)

1.II مقدمة:

إن البعد المسبق للعناصر المقاومة (الأرضيات ، الروافد ، الأعمدة ، الجدران الاستنادية) هي خطوة تحكمها القوانين التجريبية. تمثل هذه الخطوة نقطة البداية وأساس تبرير مقاومة واستقرار ومثانة الهيكل للضغوط التالية:

- الأحمال الرأسية وهي ناتجة عن الأحمال الدائمة وأحمال التشغيل الزائدة للأرضية والروافد والأعمدة ، وأخيرًا تنتقل إلى الأرض بواسطة القواعد الأرضية.
- الضغوط الأفقية وهي عمومًا ذات أصل زلزالي وتحتاجها عناصر الدعامة التي تشكلها الجدران الاستنادية.
- يتوافق البعد المسبق لجميع عناصر البناء مع القواعد CBA 93 و RPA 99 (version 2003).
- تقييم الأحمال والأعباء الزائدة:
- الغرض من تخفيض الأحمال هو تحديد الأحمال الزائدة المتراكمة على كل عنصر من عناصر التحميل في كل طابق.

2.II حساب أبعاد العناصر (Pré-dimensionnement des éléments):

1.2. II الروافد (Poutres):

يتم إجراء البعد المسبق للروافد باستخدام الحالة التالية:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$



الشكل 1: شكل الرافدة الرئيسي.

مع العلم :

L : امتداد الرافدة.

h : ارتفاع الرافدة .

b: عرض الرافدة.

➤ الشروط المفروضة بواسطة RPA 99 (version 2003)

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{array} \right\} \text{ يجب التحقق من الشروط}$$

II 1.1.2. الرافدة الرئيسية (Poutre principale):

$$L_{\max} = 6,10 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{6.1}{15} \leq h \leq \frac{6.1}{10} \Rightarrow 40.66 \text{ cm} \leq h \leq 61 \text{ cm}$$

لاختيار b :

$$0.3 h \leq b \leq 0.6 h$$

$$13.5 \leq b \leq 27$$

سنأخذ : $h = 45 \text{ cm}$ و $b = 30 \text{ cm}$.

➤ التحقق من الشروط المفروضة بواسطة RPA 99 (version 2003)

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{تم التحقق من الشروط}$$

$$h/b = 1,5 < 4$$

لذا فإن أبعاد الرافدة الرئيسية هو $(45 \times 30) \text{ cm}^2$.

II 2.1.2. الرافدة الثانوية (Poutre secondaire):

$$L_{\max} = 3.60 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{3.60}{15} \leq h \leq \frac{3.60}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

لاختيار b :

$$0.3 h \leq b \leq 0.6 h$$

$$9 \leq b \leq 18$$

سنأخذ : $h = 30 \text{ cm}$ و $b = 30 \text{ cm}$.

➤ التحقق من الشروط المفروضة بواسطة RPA 99 (version 2003)

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{تم التحقق من الشروط}$$

$$h/b = 1 < 4$$

لذا فإن أبعاد الرافدة الثانوية هي $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

II 2.2. البلاطات أو الأرضيات (Planchers):

البلاطات هي العنصر الرئيسي الحامل لجميع أحمال منشأة الخرسانة المسلحة حيث تنقل الأحمال إلى الروافد و الجدران الاستنادية.

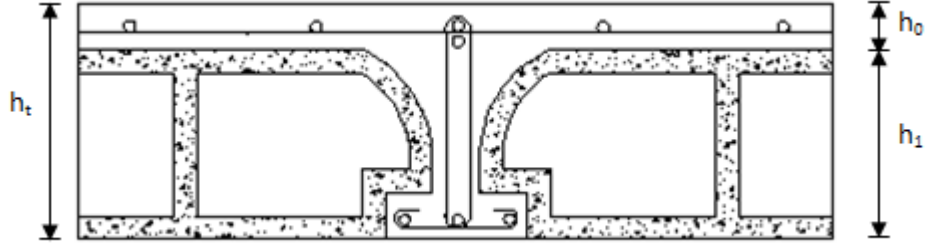
ونستخدم نوعين من الأرضيات:

1. الأرضيات المجوفة.

2. الأرضيات الصلبة.

II 1.2.2. البلاطات ذات الأجسام المجوفة (Planchers à corps creux):

تستخدم عندما تكون أبعاد البلاطات كبيرة أو عندما تكون البلاطات عازلة للحرارة و الصوت وهي مسبقة الصنع من الخرسانة المسلحة.



الشكل 2: مقطع عرضي لبلاطة ذات التجويف.

مع العلم :

h_t : ارتفاع البلاطة الكلي.

h_0 : ارتفاع ضغط بلاطة.

h_1 : ارتفاع الجسم المجوف.

لتحديد سماكة الأرضيات ذات الأجسام المجوفة ، يتم استخدام حالة التالي:

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

مع العلم :

L : أكبر مدى بين حزم الدعامات (la plus grande portée entre nus d'appuis des poutrelles)

ولدينا

$$L = 330 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{330}{25} \leq h_t \leq \frac{330}{20} \Rightarrow 13.2 \text{ cm} \leq h_t \leq 16.5 \text{ cm}$$

نأخذ :

$$h_t = (12+4) = 16 \text{ cm}$$

نظرا لعدم وجود حجر مجوف (12cm) في السوق فيجب علينا أن نأخذ حجر مجوف (16cm)

سنأخذ:

$$h_t = (16 + 4) = 20 \text{ cm.}$$

II 2.2.2. الأرضيات الصلبة (Planchers à dalle pleine):

تستخدم أرضية صلبة في مستويات الطوابق بمنطقة الدرج والمصعد، وفي الطابق الأرضي لأنه في

هذا المستوى ، لدينا تركيز الجهود الزلزالية التي تتراكم من المستويات العليا من أجل الحصول على قيمة كبيرة من الجهد في المستوى الأدنى.

1. حالة قوة الانحناء:

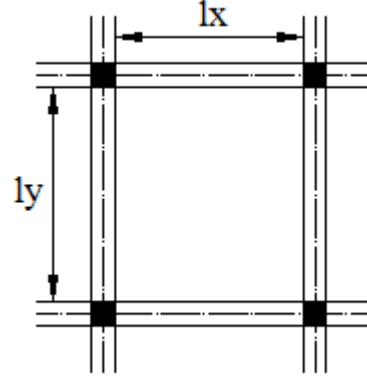
$$0,4 \leq \rho \leq 1$$

$$h_d = (L_x/50 \div L_x/40)$$

$$L_x = 3.30 \text{ m} ; L_y = 5,80 \text{ m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{330}{580} = 0,56 \Rightarrow \rho = 0,56 > 0,4$$

$$0.4 < \rho = 0.56 < 1$$



الشكل3: البلاطة صلبة

يتم تحميل البلاطة بشكل موحد (La dalle est uniformément chargée)
تحمل البلاطة في اتجاهين (La dalle porte selon les deux directions)

$$h_d = (L_x/50 , L_x/40) = (6.6 , 8.25) \text{ on prend } h_d = 7 \text{ cm}$$

غالبًا ما يعتمد سمك البلاط على الشروط التالية:

2. حالة العزل الصوت (Condition d'isolation acoustique) :

$$h_d = 14 \text{ cm} \leftarrow 2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \text{ ضد ضجيج المحمولة في الهواء}$$

$$h_d = 16 \text{ cm} \leftarrow 2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \text{ ضد ضجيج التصادم}$$

3. حالة السلامة من الحرائق (Condition d'isolation acoustique) :

$$7 \text{ cm} = h_d \leftarrow \text{لكسر النار لمدة 1 ساعة.}$$

$$11 \text{ cm} = h_d \leftarrow \text{لمدة 2 ساعة من كسر النار.}$$

$$17.5 \text{ cm} = h_d \leftarrow \text{لمدة أربع ساعات من الحرائق.}$$

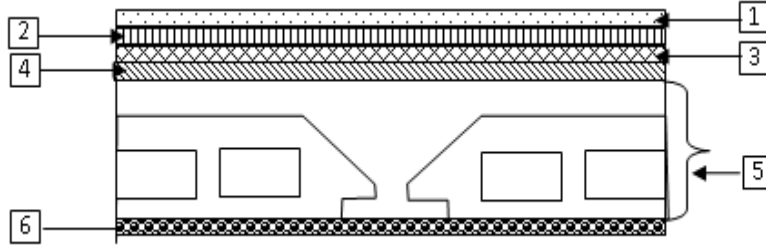
الخاتمة:

بدراسة مختلف الظروف السابقة ، سيتم اعتماد سمك الأرضية الكامل $h_d = 16 \text{ cm}$.

II 3. توزيع الأحمال (Descente des charges) :

يتكون حساب نسب الأحمال من الإدراج واستعادة جميع الأحمال على جميع مستويات الهيكل لنقلها إلى مستوى القواعد الأرضية و نأخذ في الاعتبار الأحمال الدائمة وأحمال التشغيل ، والأحمال المناخية والأحمال العرضية. يمكن توزيع هذه الأحمال بشكل موحد أو على عناصر بناء (أرضية أو الرافدة).

II 1.3. أرضيات السطح (Plancher terrasse inaccessible):



الشكل 4: المقطع العرضي للأرضية بهيكل مجوف من أرضية السطح.

1. الحمولات الدائمة (Charges permanentes):

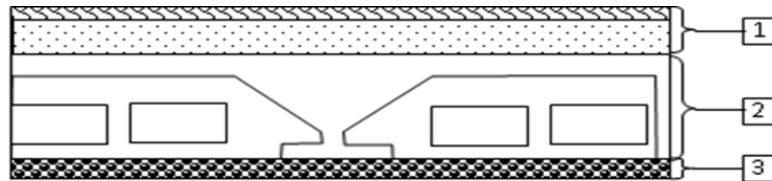
G (daN/m ²)	e _p (m)	ρ (daN/m ³)	المواد
80	0.04	2000	1 - حماية الحصى (Protection gravillon)
12	/	/	2 - متعدد الطبقات تسرب المياه (Etanchéité multicouche)
264	0.12	2200	3 - شكل المنحدر (Forme de pente)
10	0.02	500	4 - عزل حراري (Isolation thermique)
280	/	/	5 - أرضية جوفاء (Dalle en corps creux) (16+4)
27	0.015	1800	6 - (Enduit au ciment)

$$G_1=673 \text{ daN/m}^2$$

2. حمولات الاستغلال (Surcharge d'exploitation):

سطح يتعذر الوصول إليه (Terrasse inaccessible): $Q_1=100 \text{ daN/m}^2$.

II 2.3. أرضيات الطابق الحالي (Plancher étage courant):



الشكل 5: المقطع العرضي للأرضية بهيكل مجوف من أرضية الطابق الحالي.

1. الحمولات الدائمة (Charges permanentes):

G (daN/m ²)	e _p (m)	ρ (daN/m ³)	المواد
120	0.06	2000	1 - بلاط + رمال (Carrelage + Sable + Mortier de)
280	/	/	2 - أرضية جوفاء (Dalle en corps creux) (16+4)
27	0.015	1800	3 - (Enduit au ciment)
75	0.1	750	4 - أقسام الضوء (cloisons légères)

$$G_2 = 502 \text{ daN/m}^2$$

2. حمولات الاستغلال (Surcharge d'exploitation):

سطح يتعذر الوصول إليه (Terrasse inaccessible): $Q_2 = 150 \text{ daN/m}^2$.

3.3.II الأرضيات الصلبة (Dalle pleine)



الشكل 6: المقطع عرضي لأرضية صلبة.

1. الحمولات الدائمة (Charges permanentes):

G (daN/m ²)	e _p (m)	ρ (daN/m ³)	المواد
120	0.06	2000	1 - بلاط + رمال (Carrelage + Sable + Mortier de)
400	/	/	2 - أرضية كاملة (Dalle pleine) (16+4)
27	0.015	1800	3 - (Enduit au ciment)
75	0.1	750	4 - أقسام الضوء (cloisons légères)

$$G_3 = 622 \text{ daN/m}^2$$

2. حمولات الاستغلال (Surcharge d'exploitation):

سطح يتعذر الوصول إليه (Terrasse inaccessible): $Q_3 = 150 \text{ daN/m}^2$.

جدول 1 : ملخص الأحمال الأرضيات

$q_s=q_s \cdot E$	$q_u=q_u \cdot E$	E(m)	E.L.S $Q_s=G+Q$	E.L.U $Q_u=1.35G+1.5Q$	Q daN/m ²	G daN/m ²	Destination	الأحمال (Charges)
								الطوابق
463.8	635.13	0.6	773	1058.55	100	673	مغلق	أرضية السطح
391.2	541.62	0.6	652	902.7	150	502	السكن	الطوابق الستة
391.2	541.62	0.6	652	902.7	150	502	موقف السيارات	الطابق الأرضي والطابق السفلي

4.II دراسة أبعاد الأعمدة (Prédimensionnement des poteaux):

الأعمدة هي إحدى أهم العناصر الحاملة في المباني المعمارية وتقوم بتحمل جميع الأحمال الناتجة عن الطوابق والجدران والبلاطات وتوزيعها على القواعد الأرضية من ثم إلى التربة.
تكون الأبعاد حسب القوانين الجزائرية لمقاومة القوى الزلزالية (RPA 99 (version 2003)).

$$N_u = \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : هي القوة العادية في الحالة الحدية للتشغيل في حالة التوازن.
 B_r : هو مقطع الخرسانة.

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

γ_{be} : هو معامل الأمان المستعمل في الخرسانة، ويوجد نوعين و يتم الاختيار حسب مقاومة المواد المستعملة وخصائصها في الجدول التالي:

التوليفات الفجائية (combinaisons) (accidentelles)	الحالة العادية	الحالة
1.15	1.5	γ_{be}

γ_s : هو معامل الأمان المستعمل في الفولاذ، ويوجد نوعين و يتم الاختيار حسب مقاومة المواد المستعملة وخصائصها في الجدول التالي:

التوليفات الفجائية (combinaisons) (accidentelles)	الحالة العادية	الحالة
1	1.15	γ_s

f_e : قضبان حديد ذات تماسك عالي (Nuance de l'acier (limite élastique)) $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

A : القسم الطولي من الصلب يساوي على الأقل 1 ٪ من إجمالي القسم $A/B_r = 1\%$.
 α : المعامل الذي يأخذ بعين الاعتبار طول العمود و λ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{[1+0.2 \times (\lambda/35)^2]} \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left[\frac{50}{\lambda} \right]^2 \quad 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

لكي تشارك كل التسليحات في المقاومة نأخذ $\lambda = 35$.

α مقسوماً على معامل (تخفيض إضافي) يساوي:

1. عندما يتم تطبيق أكثر من نصف الأحمال من قبل 90 يوم .
2. عندما يتم تطبيق أكثر من نصف الأحمال من قبل 28 يوم .

في حالتنا يتم تطبيق الأحمال بعد 90 يوماً نأخذ المعامل الإضافي يساوي (B 8.4.1 BAEL91) N_u : الجهد العادي الذي تجلبه مستويات مختلفة.

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \cdot \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right)} \Rightarrow B_r = 0.064 \cdot N_u$$

نعمد الحد الأدنى للقسم المطلوب من قبل (RPA 99 (version 2003) للمنطقة IIa (Article 7.4.1).

قانون (Loi de dégression):

نظراً لأن عدد الطوابق في هذا المبنى أكبر من 5 طوابق ، فسيتم تقييم تكاليف التشغيل باستخدام قانون (dégression) Q_0 التشغيل الزائد على شرفة المبنى.

Q_1 ؛ Q_2 ؛ Q_3 ؛ Q_n : الأحمال الزائدة المتعلقة بالطوابق 1، 2، 3، ... n ، من الجزء العلوي من المبنى.

Q_0	Terrasse = Q_0
Q_1	1 ^{ème} étage = $Q_0 + Q_1$
Q_2	2 ^{ème} étage = $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
Q_3	3 ^{ème} étage = $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Q_4	4 ^{ème} étage = $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
.....	
.....	
.....	
Q_{n-1}	
Q_n	n ^{ème} étage = $Q_0 + ((3+n) / 2n) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

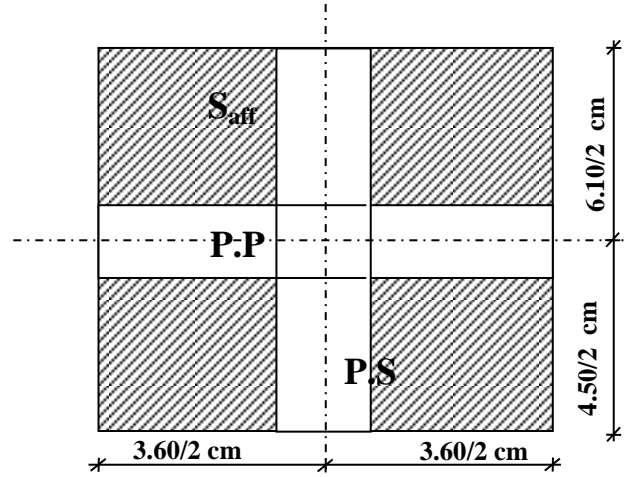
الشكل 7: مخطط لقانون (loi de dégression)

جدول 2: ملخص الأثقال والأحمال الزائدة التراكمية

G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	الطابق
673	100	السطح
1175	250	الطابق 6
1677	385	الطابق 5
2179	505	الطابق 4
2681	610	الطابق 3
3183	700	الطابق 2
3685	775	الطابق 1
4187	850	R.D.C
4689	925	Sous-sol

حساب قوة الضغط العادية Nu في E.L.U.R (الطابق السفلي) .

1. تحديد السطح (Détermination de la surface afferente):



الشكل 8: المنطقة المتعلقة بأكثر الوظائف ضغطا
(Surface afferente au poteau le plus sollicité)

$$S_{aff} = (3.60/2 + 3.60/2) \times (6.10/2 + 4.50/2)$$

$$S_{aff} = 19.08 \text{ m}$$

• الطول النسبي للرافدة الرئيسية : $L_{affpp} = 5.30 \text{ m}$

- طول النسبي من للرافدة الثانوية : $L_{affps} = 3.60 \text{ m}$.
- الوزن الروافد الرئيسية والثانوية:
- الرافدة الرئيسية (poutre principale) : $337.5 \text{ daN/ml} = 0.45 \times 0.3 \times 2500$
- الرافدة الثانوية (poutre secondaire) : $225 \text{ daN/ml} = 0.3 \times 0.3 \times 2500$
- 2. الوزن الكلي للروافد الرئيسية والثانوية :

$$N_{upp} = 1.35 \times P_p \text{ (poutre principale) } \times L_{affpp}$$

$$N_{upp} = 1,35 \times 337.5 \times 5.30$$

$$N_{upp} = 2414.81 \text{ daN}$$

$$N_{ups} = 1.35 \times P_s \text{ (poutre secondaire) } \times L_{affps}$$

$$N_{ups} = 1,35 \times 225 \times 3.60$$

$$N_{ups} = 1093.5 \text{ daN}$$

مع العلم
n : عدد الطوابق.

$$N_{upp} = 2414.81 \times 7 = 16903.67 \text{ daN}$$

$$N_{ups} = 1093.5 \times 7 = 7654.5 \text{ daN}$$

3. الوزن الذاتي للأسطح (Poids propre de plancher):

$$G_{cumulé} = 673 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{cumulé} = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times G_{cumulé} + 1,5 \times P_{cumulé}) \times S_{affé}$$

$$N_{plancher} = (1,35 \times 673 + 1,5 \times 100) \times 19.08$$

$$N_{plancher} = 20197.13 \text{ daN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_n = 1,15(N_{plancher} + N_p)$$

$$N_u = 1,15 \times (20197.13 + 24558.17)$$

$$N_u = 51468.6 \text{ daN}$$

4. حساب أبعاد الأعمدة (Calcul les sections de Poteau):

مثال حسابي: لأعمدة سطح

$$B_r \geq 0,0066 N_u$$

$$B_r = (a - 2)^2 \geq 339.69 \Rightarrow a = 20.43 \text{ cm} \rightarrow a \neq b$$

نختار $a = 35 \text{ cm}$.

$$b = \frac{B_r}{a} = \frac{339.69}{35} = 9.70 \text{ cm} \rightarrow$$

نختار $b = 25 \text{ cm}$.

لذا فإن شكل الأعمدة في السطح هو $(35 \times 25) \text{ cm}^2$.

- التحقق من الشروط المفروضة بواسطة RPA 99 (version 2003).
 - التحقق من الأبعاد .
 - $\min(a, b) \geq 25 \Rightarrow \min(a, b) = (35, 25) \text{ cm} \geq 25 \text{ cm (zone II}_a) \Rightarrow$ (الشرط محقق)
 - $\min(a, b) \geq \frac{he}{20} \Rightarrow \min(a, b) = 25 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \Rightarrow$ (الشرط محقق)
- مع العلم :
 h_e : ارتفاع الفراغ في الطابق = 3.06 m
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1.4 < 4 \Rightarrow$ (الشرط محقق).

جدول 3 : ملخص شروط (RPA 99 (version 2003) للأعمدة

Condition(3) 1/4<a/b<4	a/b	Condition(2) Min(a,b)≥he/20	He/20	Condition(1) Min(a,b)≥25	B	a	الأعمدة	الطوابق
C.v	1.4	C.v	15.3	C.v	25	35	35x25	الطابق 6
C.v	1.14	C.v	15.3	C.v	30	40	40x30	الطابق 5
C.v	1.14	C.v	15.3	C.v	30	40		الطابق 4
C.v	1.28	C.v	15.3	C.v	35	45	45x35	الطابق 3
C.v	1.28	C.v	15.3	C.v	35	45		الطابق 2
C.v	1.25	C.v	15.3	C.v	40	50	50x40	الطابق 1
C.v	1.25	C.v	15.3	C.v	40	50		R.D.C
C.v	1.22	C.v	15.3	C.v	45	55	55x45	Sous-sol

- معايير الانثناء (critère de flambement):

$$\lambda = l_f / i \text{ (Article B 8.4.1 BAEL91)}$$

λ : النحافة الميكانيكية للجزء المضغوط (L'élanement mécanique d'une pièce comprimée).

l_f : طول الانثناء للجزء (Longueur de flambement d'une pièce).

$$l_f = 0.7 \times l_0 \text{ (Article B 8.3.31 BAEL91).}$$

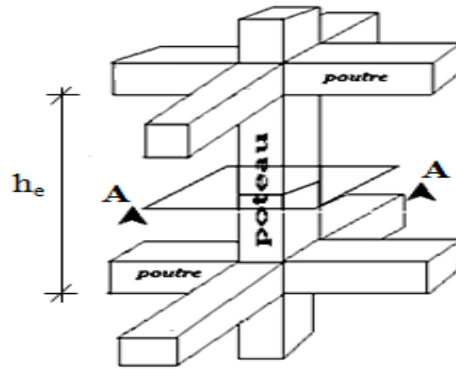
l_0 : يتم احتساب الطول الحر للوظيفة التي تنتمي إلى مبنى متعدد الطوابق بين الوجوه العلوية من طابقين متتاليين أو تقاطعاته مع القاعدة على الوجه العلوي من الطابق الأول (المادة B.3.1 BAEL91).

$$L_0 = 3.06 \text{ m}$$

i : نصف قطر دوران الجزء المستقيم من الخرسانة وحدها (Rayon de giration de la section droite du béton seul).

$$i = \left(\frac{I}{B} \right)^{1/2} ; \quad I : (\text{Moment d'inertie}) \text{ لحظة العطالة}$$

$$I = \frac{a \cdot b^3}{12} ; \quad B : (\text{Section du béton}) \text{ قسم العمود}$$



الشكل 9: مخطط للطابق الحالي.

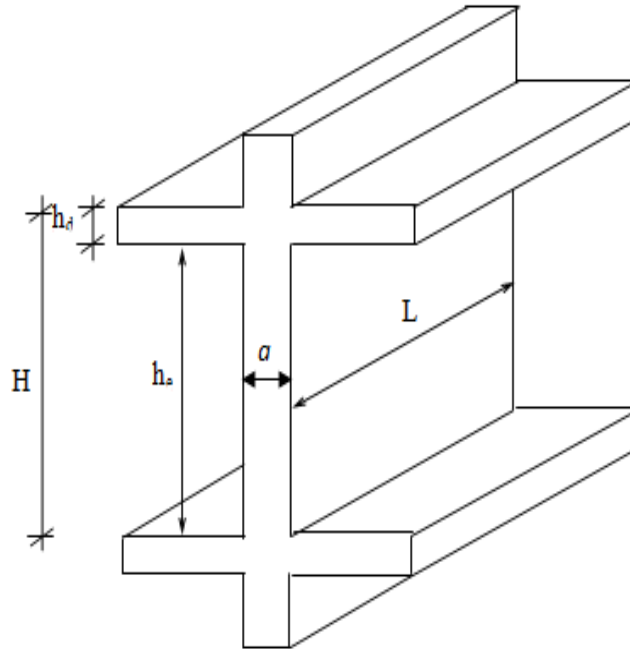
جدول 4 : تحقيق شروط الانتشاء للأعمدة
(récapitulatif de la condition de flambement)

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{supp} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{ulong} [KN]	N _{pot} [KN]	N _{planc} [KN]	Nu [KN]	Br [cm ²]	a	choix a	B	choix b	verification RPA	Verif flambement
3.06	Haut d'étage 6	6.73	1	24.148	10.935	-	0.000	201.971	515.686	339.69	20.43	35	9.70	25	17.778	21.201
3.06	Haut d'étage 5	11.75	2.5	48.296	21.870	-	10.791	374.207	455.163	301.667	19.369	40	8.619043814	30	24.635	21.201
3.06	Haut d'étage 4	16.77	3.85	72.444	32.805	-	21.581	542.149	668.979	443.376	23.057	40	11.08440881	30	29.866	18.551
3.06	Haut d'étage 3	21.79	5.05	96.593	43.740	-	35.675	705.798	881.806	584.430	26.175	45	14.61075549	35	34.289	18.551
3.06	Haut d'étage 2	26.81	6.1	120.741	54.675	-	49.769	865.154	1090.339	722.639	28.882	45	16.0586408	35	38.129	16.490
3.06	Haut d'étage 1	31.83	7	144.889	65.610	-	67.607	1020.217	1298.323	860.483	31.334	50	19.12185351	40	41.606	16.490
3.06	RDC	36.85	7.75	169.037	76.545	-	85.445	1170.987	1502.014	995.483	33.551	50	19.90965457	40	44.751	14.841
3.06	SOUS SOL	41.87	8.5	193.185	87.480	-	107.467	1321.757	1709.889	1133.255	35.664	55	22.66510324	45	47.748	14.841

II 1.5 الجدار الاستنادي (Voiles):

تتجز من الخرسانة المسلحة ويتم تحديد الأبعاد وفقا للقانون [RPA 99 (version 2003) du l'Article 7.7.1].
تخدم الجدران لتدعيم المبنى من خلال حمل القوى الأفقية (الزلازل والرياح) ومن ناحية أخرى لحمل جزء من القوى العمودية التي تنقلها إلى القواعد.
- الأحمال العمودية : الأحمال الدائمة والأحمال الزائدة.
- الأحمال الأفقية : تأثير الزلازل والرياح.
التحقق من الشروط التي يفرضها RPA99 (version 2003):

$$a \leq \frac{L}{4} \quad \text{et} \quad a \geq \frac{h_e}{20}$$



الشكل 10: مقطع عرضي لجدار استنادي

مع العلم :
L : طول الجدار .
a : سمك الجدار .
H : ارتفاع الأرضية .
h_e : ارتفاع الطابق .
h_d : سمك البلاطة .

$$h_e = H - h_d$$

$$h_{\max} = 306 \text{ cm} ; h_d = 20 \text{ cm} \quad \text{donc} \Rightarrow h_e = 286 \text{ cm}$$

الخاتمة :

نعتمد سمك الجدار الاستنادي $a = 20 \text{ cm}$.**II 2.5 الجدران الاستنادية الأرضية (Voiles périphériques):**

وفقاً لـ RPA 99 (version 2003) ، يبلغ الحد الأدنى لسماكة الحائط الاستنادي 15cm. بالإضافة إلى ذلك ، يجب تحديده وفقاً لارتفاع الأرضية الحرة. [المادة 7.7.1].

$$\begin{cases} a_{\min} = 15 \text{ cm} \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

مع العلم:

$$h_e = 286 \text{ cm} ;$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

الخاتمة :

نعتمد سمك الجدار الاستنادي $a = 20 \text{ cm}$.

الوحدة الثالث III : دراسة الأرضيات
(Etude des planchers)

الوحدة الثالثة III : دراسة الأرضيات (Etude des planchers)

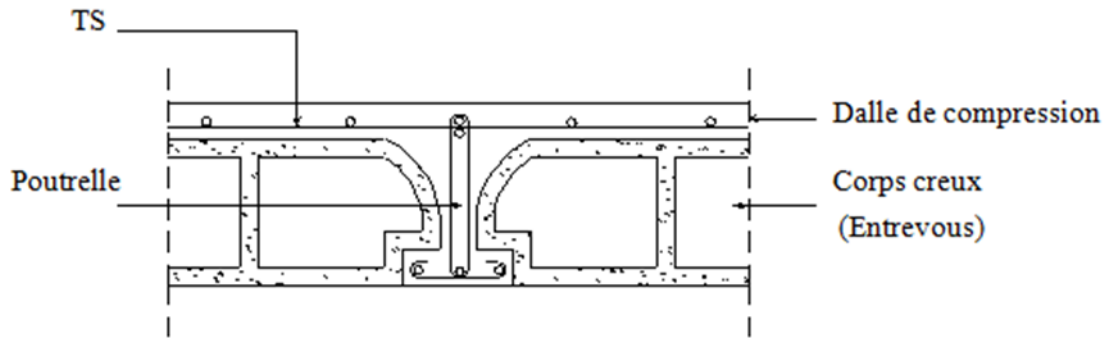
1.III المقدمة :

- الأرضيات عبارة عن عناصر أفقية تستند إلى عناصر حاملة (الروافد ، والجدران الحاملة ، والأعمدة) التي تعتبر عناصر صلبة بشكل لا نهائي (عناصر غير قابلة للتشوه) ، وأنها تلعب عدة أدوار في البناء ، وهي:
- 1- مقاومة الأحمال الدائمة وأحمال التشغيل.
 - 2- استئناف القوى الأفقية بسبب الرياح أو الزلازل على الجدران وتوزيع هذه القوى على العناصر الحاملة.
 - 3- الفصل بين الطوابق المختلفة والعزل الحراري والصوتي.
 - 4- حماية الناس من مخاطر الحريق.

2.III حساب الأرضيات المجوفة (planchers à corps creux):

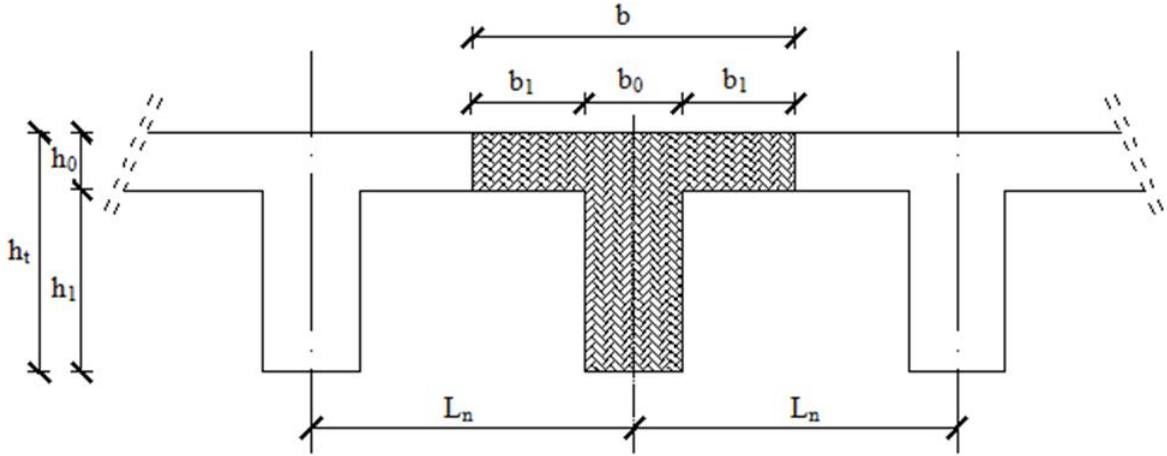
يتم استخدام الأرضية ذات الهيكل المجوف بشكل أكبر في المباني العامة (المساكن ، الإدارات ، ...) ويتكون هذا النوع من الأرضية من عنصرين أساسيين:

- العناصر المقاومة: حزم على شكل حرف T مع توصيل فولاذي على لوح الضغط.
- عنصر الملء (صب الخرسانة): ويتكون من الخرسانة يتم سكب بلاطة ضغط ملموسة ، معززة بشبكة ملحومة ، مما يضمن توزيع أفضل للحمل.



الشكل 1: مقطع عرضي لأرضية جوفاء.

1.2.III البعد المسبق للحزم (Pré-dimensionnement des poutrelles):



الشكل 2: مخطط الحزم.

$$h_t = 20 \text{ cm} ; h_1 = 16 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

وفقاً لـ [BAEL91 / A.4.1.3] ؛ نملك

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{(L_n - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

مع العلم :

L_n : المسافة بين محاور الأضلاع [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ($L_n = 60 \text{ cm}$).

L : أقصى مدى بين أطراف من الروافد ($L = 3.30 \text{ m}$).

h_0 : ارتفاع الأرضية.

b_0 : سمك الضلع ($b_0 = 12 \text{ cm}$).

لذلك:

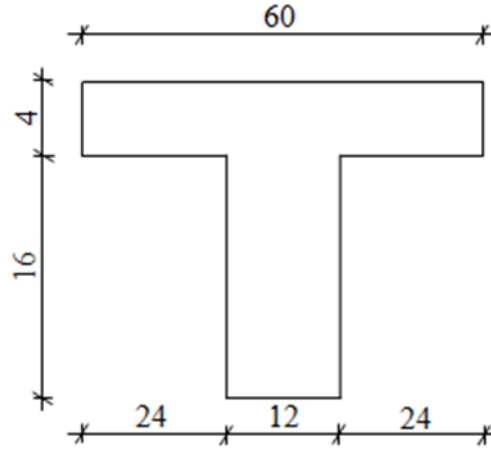
$$b_1 \leq 24 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 31.5 \text{ cm}$$

$$24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 50 \text{ cm}$$

نأخذ :

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$



الشكل 3: قسم الحساب الحزم.

وبالتالي فإن عرض لوح الضغط هو:

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

2.2.III تسليح بلاطة الضغط (Ferrillage de la dalle de compression):

يجب أن تتضمن لوحة الضغط شبكة من القضبان (شبكة ملحومة) ويجب ألا تتجاوز أبعاد الشبكة:

20 cm : لتسليح العمودي على الحزم، والتي نلاحظ: A_{\perp} .

33 cm : للتسليحات الموازية للحزم، والتي نلاحظها: $A_{//}$.

يجب أن تفي أقسام التسليح بالشروط التالية:

$$\text{Si } L_n \leq 50 \text{ cm alors } \Rightarrow \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

$$\text{Si } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm alors } \Rightarrow \begin{cases} A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

مع العلم :

L_n : التباعد بين محاور الحزم بـ [cm].

f_e : حد مرن بـ MPa ← (limite d'élasticité en MPa) $f_e = 400 \text{ MPa}$.

A_{\perp} : حديد التسليح العمودي على الحزم في $[\text{cm}^2/\text{ml}]$.

$A_{//}$: حديد التسليح الموازي للحزم في $[\text{cm}^2/\text{ml}]$.

➤ تسليح عمودي على الحزم :

في الأرضية، لدينا : $L_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

نحن نأخذ 6 Ø5 بواسطة ml ← $A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ تسليح موازي للحزم :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,60}{2} \Rightarrow A_{//} = 0.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

نحن نأخذ $5 \text{ } \varnothing 6 / \text{ml}$ بواسطة $\text{ml} \leftarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

لذلك: الشبكة الملحومة المعتمدة هي: $\text{TS } \varnothing 6 (200 \times 200) \text{ mm}^2$.

3.III دراسة الحزم (Etude des poutrelles):

في حالة الطوابق ذات الروافد (الثانوية أو الرئيسية) التي تعلوها لوحة عامة مرتبطة بها ، في المشروع لاستخدام حساب الحزم ، وطرق الحساب المبسطة التي يتم تحديد مجال تطبيقها أساسًا اعتمادًا على نسبة أحمال التشغيل وعلى الأحمال الدائمة وربما تكون محدودة بشروط إضافية: [20،BAEL91 / B.6.2].

1.3.III طريقة الحساب:

الطرق المستخدمة لحساب عوارض الخرسانة المسلحة المستمرة هي:

طريقة (forfaitaire): للأرضيات ذات الحمل التشغيلي المعتدل ، [21 ،BAEL91 / B6.2]

طريقة (Caquot): للأرضيات ذات الحمل التشغيلي العالي نسبيًا أو غير المعتدل ، [22،BAEL91 / B.6.2]

طريقة (forfaitaire)

1- مجال التطبيق (B.6.210):

➤ لاستخدام طريقة (forfaitaire)، يجب استيفاء الشروط التالية:

- ✓ أحمال التشغيل معتدلة ، أي: $Q \leq \max[2G ; 500] \text{ en (daN/m}^2)$
- ✓ تكسير القليل من الضرر (La fissuration est peu préjudiciable).
- ✓ إن عزم القصور الذاتي متطابقة لجميع الأزمنة.
- ✓ التحقق من الروافد المتتالية (Les portés successifs):

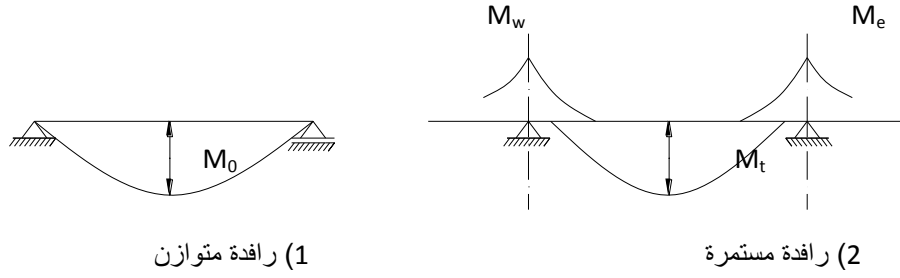
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

2- مبدأ الطريقة :

M_0 : القيمة القصوى لعزم الانحناء في الامتداد المرجعي (يتم دعم الحزمة ببساطة).

M_w و M_e : القيم المطلقة للعزوم على الدعامات اليسرى واليمنى للامتداد.

M_t : الحد الأقصى للعزم في الامتداد.



الشكل 4 : شكل اللحظات (Définition des moments)

1-Moments en travées :

$$M_t + \frac{Md + Mg}{2} \geq \max \{ (1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (لفترة متوسطة) (Pour une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (Pour une travée de rive)}$$

2-Moments sur appuis de rive :

$M_{ar} = 0 \rightarrow$ pour appuis simples.

$M_{ar} = -0.2 M_0 \rightarrow$ pour semi encastrement.

$M_{ar} = -0.4 M_0 \rightarrow$ pour un encastrement.

3-Moments sur appuis intermédiaires :

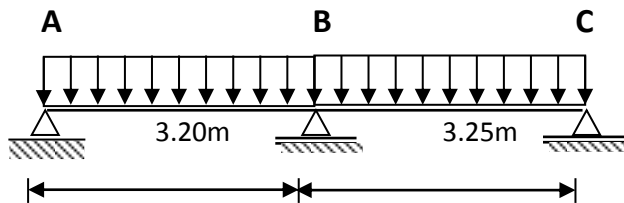
$M_{ai} = -0.6 M_0 \rightarrow$ (cas d'une poutre à deux travées) حالة الحزم بامتدادين .

$M_{ai} = -0.5 M_0 \rightarrow$ بالنسبة للدعامات المجاورة ، فإن حواف الحزم لحزمة تحتوي على أكثر من امتدادين ، (pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées).

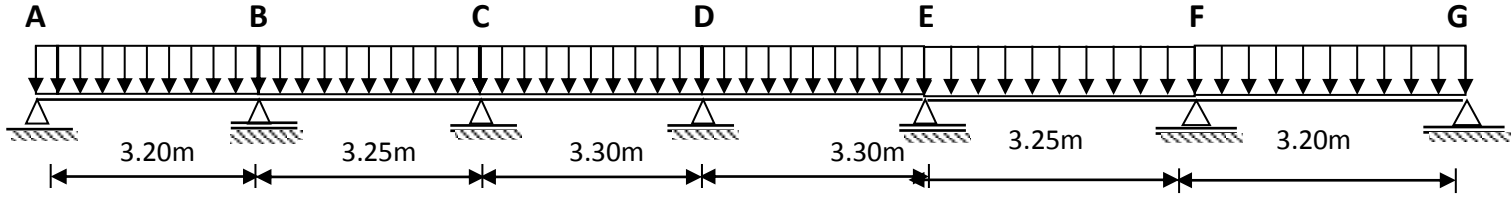
$M_{ai} = -0.4 M_0 \rightarrow$ للدعامات الوسيطة الأخرى (pour les autres appuis intermédiaires) .

2.3.III أنواع الحزم (Types des poutrelles):

النوع الأول :



النوع الثاني :



الشكل 5: رسم ثابت للحزم.

3.3.III التحقق من شروط طريقة (forfaitaire):

$$Q \leq \max[2G; 500] \text{ en (daN/m}^2) \quad (1)$$

لأرضية السطح : $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

$$Q = \frac{100 \text{ daN}}{\text{m}^2} < 2G = 673 \times 2 = 1346 \text{ daN/m}^2 \text{ وبالتالي}$$

للطابق الحالي : $Q = 150 \text{ daN/m}^2$

$$Q = 150 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 502 * 2 = 1004 \text{ daN/m}^2 \text{ وبالتالي}$$

(2) التكسير ضرر قليل (La fissuration est peu préjudiciable).

(3) لحظات الجمود ثابتة (Les moments d'inerties sont constants)

$$, \quad 0,8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} = \frac{330}{325} = 1.015 \leq 1,25 \quad (4)$$

$$0,8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} = \frac{320}{325} = 0.984 \leq 1,25$$

الخاتمة: إذن فإن طريقة (forfaitaire) قابلة للتطبيق لأنه تم التحقق من الشروط في النوعين من الحزم.

$q_s = q_s * E$	$q_u = q_u * E$	E(m)	E.L.S $Q_s = G + Q$	E.L.U			Destination	الأحمال
				$Q_u = 1.35G + 1.5Q$	Q daN/m ²	G daN/m ²		(Charges)
463.8	635.13	0.6	773	1058.55	100	673	Inaccessible	الطوابق أرضية السطح
391.2	541.62	0.6	652	902.7	150	502	السكن	الطوابق الستة
391.2	541.62	0.6	652	902.7	150	502	موقف السيارات	الطابق الأرضي والطابق السفلي

تطبيق طريقة (forfaitaire)

1- مزيج أساسي (Combinaison fondamentales)

سوف نأخذ الأحمال الدائمة والأحمال الزائدة من السطح:

a-Moment sur appuis :

$$M_A = M_G = -0.2M_0$$

$$M_B = M_F = -0.5 M_0$$

$$M_C = M_E = M_D = -0.4M_0$$

$$\text{مع: } M_0 = q l^2 / 8$$

نطبق على النوع الثاني (Type 2)

a-Moment fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{100}{100+673} = 0.129 \leq \frac{2}{3}$$

1-Travées de rive A-B :

$$M_t \left\{ \begin{array}{l} \max[(1+0.3\alpha)M_0 : 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} = 0.70M_0 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.62M_0 \end{array} \right.$$

$$\text{ياخذ: } M_t^1 = 0.70 M_0^1$$

2-Travées intermédiaire B-C :

$$M_t \left\{ \begin{array}{l} \max[(1+0.3\alpha)M_0 : 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} = 0.60M_0 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.53M_0 \end{array} \right.$$

$$\text{ياخذ: } M_t^2 = 0.60 M_0^2$$

3-Travées intermédiaire C-D :

$$M_t \left\{ \begin{array}{l} \max[(1+0.3\alpha)M_0 : 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} = 0.65M_0 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 0.53M_0 \end{array} \right.$$

$$\text{ياخذ: } M_t^3 = 0.65 M_0^3$$

4-Travées intermédiaire D-E :

$$M_t \begin{cases} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 : 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} = 0.65M_0 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.53M_0 \end{cases}$$

ياخذ: $Mt^4 = 0.60 M_0^4$

5-Travées de rive E-F:

$$M_t \begin{cases} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 : 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} = 0.60M_0 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.53M_0 \end{cases}$$

ياخذ: $Mt^5 = 0.60 M_0^5$

6-Travées de rive F-G :

$$M_t \begin{cases} \max[(1 + 0.3\alpha)M_0 : 1.05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} = 0.70M_0 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.62M_0 \end{cases}$$

ياخذ: $Mt^1 = 0.70 M_0^6$

a-Moment en travées :

وفقاً لمشروعنا:

1-Etat limite ultime (ELU) :

$$\begin{cases} M_0^1 = qu l^2 / 8 = 1058.55 \times 3.20^2 / 8 = 1354.94 \text{ daN.m} \\ Mt^1 = 0.70 M_0^1 = 948.45 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^2 = qu l^2 / 8 = 1058.55 \times 3.25^2 / 8 = 1397.61 \text{ daN.m} \\ Mt^2 = 0.60 M_0^2 = 838.57 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^3 = qu l^2 / 8 = 1058.55 \times 3.30^2 / 8 = 1440.95 \text{ daN.m} \\ Mt^3 = 0.65 M_0^3 = 936.61 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^4 = qu l^2 / 8 = 1058.55 \times 3.30^2 / 8 = 1440.95 \text{ daN.m} \\ Mt^4 = 0.60 M_0^4 = 964.57 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^5 = qu l^2 / 8 = 1058.55 \times 3.25^2 / 8 = 1397.61 \text{ daN.m} \\ Mt^5 = 0.60 M_0^5 = 838.57 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^6 = qu l^2 / 8 = 1058.55 \times 3.20^2 / 8 = 1354.94 \text{ daN.m} \\ Mt^6 = 0.70 M_0^4 = 948.46 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

2-Etat limite de service (ELS) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^1 = qu l^2 / 8 = 773 \times 3.20^2 / 8 = 989.44 \text{ daN.m} \\ Mt^1 = 0.70 M_0^1 = 692.6 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^2 = qu l^2 / 8 = 773 \times 3.25^2 / 8 = 1020.6 \text{ daN.m} \\ Mt^2 = 0.60 M_0^2 = 612.36 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^3 = qu l^2 / 8 = 773 \times 3.30^2 / 8 = 1052.24 \text{ daN.m} \\ Mt^3 = 0.65 M_0^3 = 683.96 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^4 = qu l^2 / 8 = 773 \times 3.30^2 / 8 = 1052.24 \text{ daN.m} \\ Mt^4 = 0.60 M_0^4 = 631.34 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^5 = qu l^2 / 8 = 773 \times 3.25^2 / 8 = 1020.6 \text{ daN.m} \\ Mt^5 = 0.60 M_0^5 = 612.36 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^6 = qu l^2 / 8 = 773 \times 3.20^2 / 8 = 989.44 \text{ daN.m} \\ Mt^6 = 0.70 M_0^4 = 692.6 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

1-Etat limite ultime (ELU) :

$$M_A = M_G = -0.2M_0^1 = -0.2 * 1354.94 = -270.98$$

$$M_B = M_F = -0.5M_0^2 = -0.5 * 1397.61 = -698.8$$

$$M_C = M_E = M_D = -0.4M_0^3 = -0.4 * 1440.95 = -576.38$$

2-Etat limite de service (ELS) :

$$M_A = M_G = -0.2M_0^1 = -0.2 * 989.44 = -197.88$$

$$M_B = M_F = -0.5M_0^2 = -0.5 * 1020.6 = -510.3$$

$$M_C = M_E = M_D = -0.4M_0^3 = -0.4 * 1052.24 = -420.89$$

b-Effort tranchant :

$$T = (Q_u L) / 2 \pm (M_g - M_d) / L$$

1-Travée de rive AB :

$$T_w = 1058.55 \times 3.20/2 + (270.98 - 698.8) / 3.20 = 1559.98 \text{ daN}$$

$$T_e = 1058.55 \times 3.20/2 - (458.71 - 1734.98) / 3.20 = 1827.37 \text{ daN}$$

2-Travée intermédiaire BC :

$$T_w = 1058.55 \times 3.25/2 + (698.8 - 576.38) / 3.25 = 1757.81 \text{ daN}$$

$$T_e = 1058.55 \times 3.25/2 - (698.8 - 576.38) / 3.25 = 1682.47 \text{ daN}$$

3-Travée intermédiaire CD :

$$T_w = 1058.55 \times 3.30/2 + (576.38 - 576.38) / 3.30 = 1746.6 \text{ daN}$$

$$T_e = 1058.55 \times 3.30/2 - (576.38 - 576.38) / 3.30 = 1746.6 \text{ daN}$$

4-Travée intermédiaire DE :

$$T_w = 1058.55 \times 3.30/2 + (576.38 - 576.38) / 3.30 = 1746.6 \text{ daN}$$

$$T_e = 1058.55 \times 3.30/2 - (576.38 - 576.38) / 3.30 = 1746.6 \text{ daN}$$

5-Travée de rive EF :

$$T_w = 1058.55 \times 3.25/2 + (576.38 - 698.8) / 3.25 = 1682.47 \text{ daN}$$

$$T_e = 1058.55 \times 3.25/2 - (576.38 - 698.8) / 3.25 = 1757.81 \text{ daN}$$

5-Travée de rive FG :

$$T_w = 1058.55 \times 3.20/2 + (698.8 - 270.98) / 3.20 = 1853.83 \text{ daN}$$

$$T_e = 1058.55 \times 3.20/2 - (698.8 - 270.98) / 3.20 = 1576.45 \text{ daN}$$

وبالتالي: $T_{\max} = 1853.83 \text{ daN}$

جدول 1: ملخص العزوم للحزم

T(daN)	Ma(daN.m)	M _T (daN.m)	أنواع		
1978.17	838.57	908.45	ELU	السطح	النوع الأول
	612.36	1059.26	ELS		
1686.92	715.11	797.37	ELU	الطابق السكني	
	516.51	929.77	ELS		
1892.16	698.81	937.79	ELU	السطح	النوع الثاني
	510.3	684.82	ELS		
1613.58	595.92	822.09	ELU	الطابق السكني	
	430.42	593.78	ELS		

الخاتمة:

ELU :

$$M_{Tmax} = 937.79 \text{ daN.m}$$

$$M_{amax} = 838.57 \text{ daN.m}$$

$$T_{max} = 1978.17 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$M_{Tmax} = 1059.26 \text{ daN.m}$$

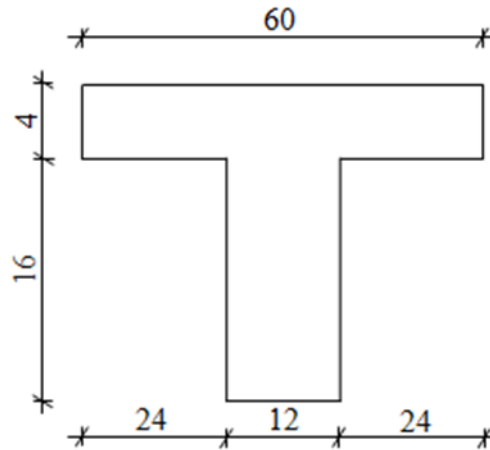
$$M_{amax} = 612.36 \text{ daN.m}$$

4.3.III حساب التسليح الطولي (Calcul des armatures longitudinales):**1- En travées :**

ELU

$$M_t^u = 937.79 \text{ daN.m}$$

-1- التحقق من مدى المساحة المضغوطة (Vérification de l'étendue de la zone comprimée):



الشكل 6: قسم حساب الحزم.

$$M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

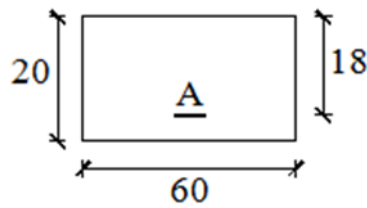
$$M_T = 14.20 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54528 \text{ N.m}$$

$$M_t^u = 9377.9 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m}$$

لذلك سيتم اعتبار قسم الحساب كقسم مستطيل من الأبعاد:

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2.$$

2-التحقق من وجود التسليح المضغوط (Vérification de l'existence des armatures comprimées):



الشكل 7: قسم الحساب
(Section de calcul en travée)

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9377.9}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.983$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9377.9}{348 \times 0.983 \times 18} = 1.52 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.52 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_t^{\text{ser}} = 1059.26 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec \bar{A}

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{9377.9}{10592.6} = 0,885$$

$$\alpha = 0,192 > 0,041$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \\ \text{Fissuration peu nuisible : aucune vérification de } \sigma_s. \end{array} \right.$$

سيتم الحفاظ على التسليح المحسوب باستخدام ELU .

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$3T10 \rightarrow A_s^t = 2.36 \text{ cm}^2$$

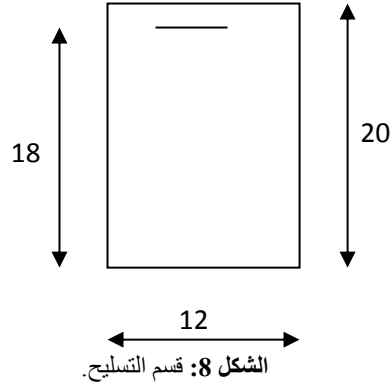
2. Au niveau des appuis :

ELU :

$$M_a^u = -838.57 \text{ daN.m}$$

$$M_a^u < 0 \Rightarrow$$

نظرًا لأن الجدول في المنطقة المشدودة، فإنه لا يشارك في الحساب ، وبالتالي ، يجب اعتبار القسم T مقطعًا مستطيلًا بعرض 12 cm وارتفاع 20 cm.



التحقق من وجود التسليح المضغوط (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8385.7}{14.2 \times 12 \times 18^2} = 0,151$$

$$\mu = 0,151 < \mu_{AB} = 0,392$$

=> \hat{A} n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.204$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.918$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8385.7}{348 \times 0.918 \times 18} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 1.45 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_a^{\text{ser}} = - 612.36 \text{ daN.m}$$

Flexion simple
 Section rectangulaire avec A_{st}
 Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{8385.7}{6123.6} = 1.37$$

$$\alpha = 0.204 > 0,126$$

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15MPa$
 - Fissuration peu nuisible
 (Aucune vérification pour σ_s)
- \Rightarrow يتم الحفاظ على التسليحات المحسوبة في ELU

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$1T12 \rightarrow A=1.13 \text{ cm}^2$$

حساب التسليح العرضي (Calcul des armatures transversales):

يمكن أن تتسبب قوة القص في حدوث تصدعات مائلة بزواوية 45 درجة إلى خط الوسط ، ولمعالجة ذلك ، يتم استخدام تسليحات عرضية.

$$T_u^{max} = 1978.17 \text{ daN}$$

1. التحقق من تأثير قوة القص في محيط الدعامات (Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis):

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = 19781.7 \text{ N} \leq 0,267 \times 16.2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

لذلك: لا يوجد تأثير لقوة القص في محيط الدعامات.

2. التحقق من تأثير قوة القص على التسليح الطولي السفلي (Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures):

يجب أن نتحقق مما يلي:

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

T_u : جهد القطع (L'effort tranchant).

A_l : قسم من التسليح الطولي السفلي (Section des armatures longitudinales inférieures).

$$A_l = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left[19781.7 + \frac{-8385.7}{0.9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0.55 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{الشرط محقق}$$

3. التحقق مما إذا كان التسليح المستعرض عمودي على خط الوسط (Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne):

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{19781.7}{12 \times 18 \times 10^2} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

يمكن أن يكون التكسير ضارًا: $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau = 0.91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$$

التسليح المستعرض عمودي على الخط الأوسط.

4. المقطع العرضي وتباعد قضبان التسليح A_t (Section et écartement des armatures transversales)

قطر التسليح العرضي (Diamètre des armatures transversales):

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

$$A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2 \leftarrow \text{FeE235 درجة الصلب } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

5) قطر التسليحات العرضية (Diamètre des armatures transversales):

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

وبالتالي:

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{1.01 \times 0.80 \times 235}{12 \times (0.91 - 0.3 \times 2.1)} = 56.51 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1.01 \times 235}{0.4 \times 12} = 49.44 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

وبالتالي: نعتمد $\delta_t = 15 \text{ cm}$

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

وفقًا للقواعد (BAEL B.6.5,1)، ليس من الضروري حساب انحراف الحزمة إذا كان الأخير يرتبط بحزمة وإذا استوفيت جميع الشروط التالية:

$$h \geq \text{Max} \left(\frac{l}{16} ; \frac{M_t}{10M_0} \right)$$

$$h = 20 \geq \text{Max} \left(\frac{330}{16} ; \frac{10592.6}{10 \cdot 10522.46} \right) = \text{Max}(20.62 ; 0.1) \rightarrow \text{الشرط غير محقق}$$

$$M_0^s = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{8} = \frac{7730 \times 3.30^2}{8} = 10522.46 \text{ N.m}$$

الخاتمة:

لم يتم التحقق من أحد الشروط الثلاثة ؛ لذلك حساب الانحراف ضروري.
علينا أن نتحقق من ذلك :

$$\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{\text{max}}$$

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dus aux charges g ;

f_{ji} : La flèche dus aux charges j ;

f_{pi} : La flèche dus aux charges p.

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 673 = 403,8 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons,
 $j = (G - G_{\text{cloison}}) \cdot 0,6 = (673 - 0,75) \cdot 0,6 = 403,35 \text{ daN/ml}$ et

p : charge totale ; $p = (G + Q) \times 0,6 = (673 + 100) \times 0,6 = 463,8 \text{ daN/ml}$

➤ Calcul des moments fléchissant

$$M_j = 0,75 M_{0g} = 0,75 \times \frac{403,35 \cdot 3,30^2}{8} = 411,79 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0,75 M_{0p} = 0,75 \times \frac{463,8 \cdot 3,30^2}{8} = 473,51 \text{ daN.m}$$

➤ Calcul des modules de déformations longitudinales:

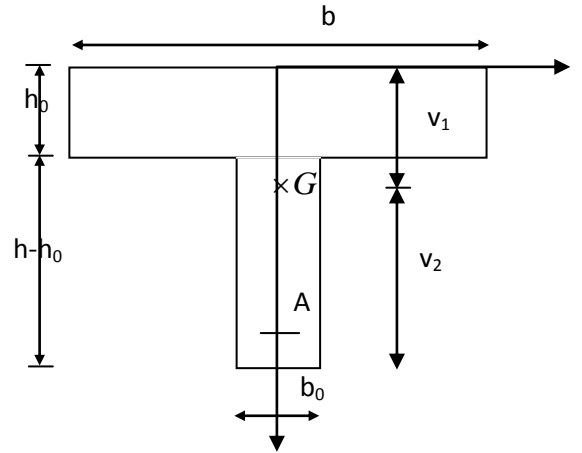
$$Ei = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$Ev = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ MPa}$$

Calcul du moment d'inertie (I_0): حساب عزم القصور الذاتي

$$n = 7$$

Dimension [cm]	
B	60
h _o	4
y ₁	2
b _o	12
H	20
y ₂	12
A	2.35
D	18
V ₁	7.31
V ₂	12.69



الشكل 9 : حساب القسم من عزم القصور الذاتي.
(section de calcul du moment d'inertie)

$$y_1 = \frac{h_0}{2} = 2$$

$$y_2 = \left(\frac{h-h_0}{2}\right) + h_0 = \left(\frac{20-4}{2}\right) + 4 = 12$$

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \times h_0 \times y_1 + b_0 \times (h - h_0) \cdot y_2 + 15 \cdot A \cdot d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$= \frac{60 \times 4 \times 2 + 12 \times (20-4) \times 12 + 15 \times 2.35 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times (20-4) + 15 \times 2.35} = 7.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.31 = 12.69 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A(d-V_1)^2$$

$$I_0 = 17286.15 \text{ cm}^4$$

➤ حساب الضغوط الصلب وفقا للضغوط) Calcul des contraintes d'acier suivant les (sollicitations)

(sollicitations)

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

وبالتالي:

σ_s : إجهاد الشد الفعال من التسليح المقابل لحالة الحمل (Contrainte de traction effective de l'armature)

(correspondant au cas de charge considéré)

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \cdot 18} = 0.01$$

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 1.08 \xrightarrow{\text{Tableau de BAEL91}} \beta_1 = 0.856$$

مع العلم :

ρ_1 : النسبة المنوية أو نسبة الهواء A من قسم التسليح المشدود إلى منطقة القسم المفيد.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4117.9}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 113.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4735.1}{2,35 \times 0,856 \times 18} = 130.77 \text{ MPa}$$

➤ حساب μ_g ; μ_j ; μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0,01 \times 113.72 + 2.1}$$

$$\mu_j = \mu_g = 0,447$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2.1}{4 \times 0,01 \times 130.77 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.498$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

مع العلم :

(Moment d'inertie fictif) : I_f

λ_i : لتشوهات لحظية (Pour les déformations instantanées)

I_f : لتشوهات طويلة الأجل (Pour les déformations de longue durée)

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.01} = 4.03$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.01} = 1.61$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 17286.15}{1 + 4.03 \times 0.447} = 6787.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 17286.15}{1 + 1,61 \times 0.447} = 11057.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 17286.15}{1 + 4.03 \times 0.498} = 6323.62 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des flèches partielles**

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4117.9 \times 3.30^2 \times 10^4}{10 \times 10818.86 \times 6787.56} = 0.61 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_{tg}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4117.9 \times 3.30^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 11057.21} = 0.12 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \times l^2}{10E_i \times I_{fp}^i} = \frac{4735.1 \times 3.30^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 6323.62} = 0.25 \text{ cm}$$

➤ **La flèche totale**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,61 - 0,12) + (0,25 - 0,12)$$

$$\Delta_{ft} = 0,62 \text{ cm}$$

➤ **La flèche admissible**

$$l = 3.30 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{330}{500} = 0.66 \text{ cm}$$

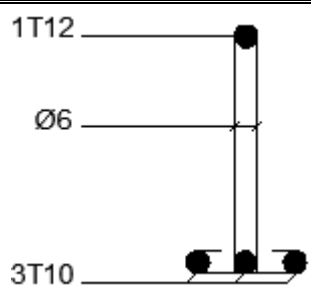
$$\text{Donc } \Delta_{ft} = 0,62 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0.66 \text{ cm}$$

الخاتمة:

ليتم التحقق من ذلك اخترنا $A = 2$ 35 cm.3T10 =>

يتم تجميع نتائج الحساب واختيار التسليح في الجدول.

جدول 2: تسليح الحزم

حساب A_t		اختيار A_t		تخطيط التسليح
Travée	Appuis	Travée	Appuis	
$A=1.56\text{cm}^2$	$A=1.069\text{cm}^2$	3T10 $A=2.36\text{cm}^2$	1T12 $A=1.13\text{cm}^2$	

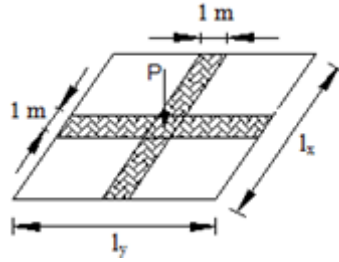
III.4 حساب الأرضيات الصلبة (Calcul des planchers à dalle pleine):

الألواح الصلبة عمومًا عبارة عن ألواح مستطيلة الشكل (تمتد على نطاق واسع ، وقصير في l_x ، وسمك عالي الدقة) ، وبالتالي تكون دعائمها عبارة عن روافد أو أعمدة خرسانية أو جدران استنادية.

III.4.1 طريقة الحساب (Méthode de calcul):

تحمل ألواح هيكلنا اتجاهين (انظر للشكل التالي) ويتم الحساب في ثني بسيط. يعتمد مبدأ الحساب على النقاط التالية:

➤ تعتبر البلاطة بمثابة لوحة تركز على 4 جوانب.



الشكل 10: قسم تسليح الأرضية الصلبة.

شريط في الاتجاه x من الطول l_x والعرض 1 m ؛

شريط طول الاتجاه y طول l_y والعرض 1 m .

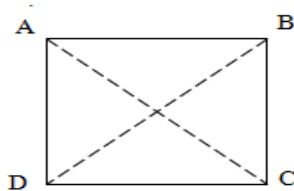
➤ تحميل أولي P مطبق على شريط يساوي 1 m عموديًا على خطوط الدعم في $E.L.U.R$ وفي $E.L.S$.

الخاتمة:

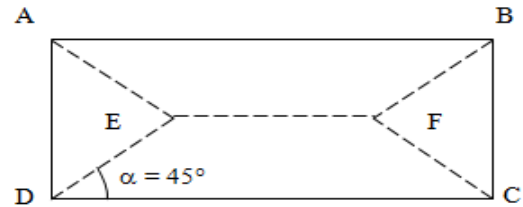
تحت تأثير الحمل يتشوه كل شريط (Sous l'effet de la charge Chaque bande se déforme).

يتم تخفيف كل نطاق في اتجاه واحد من خلال سلسلة من الأشرطة المرنة في الاتجاه الثاني ؛

تظهر خطوط القطع المحددة بواسطة اختبار التحميل في خطوط متقطعة كما هو موضح في الشكل التالي:



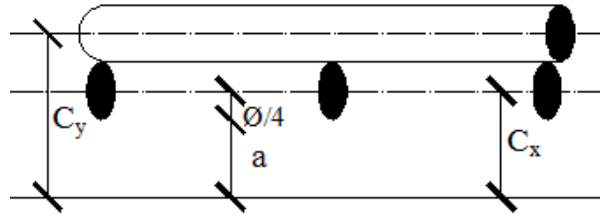
لوحة مربعة الشكل



لوحة مستطيلة

الشكل 11: خطوط الانكسار المحددة بواسطة اختبار التحميل.

قطر التسليح :



الشكل 12: طلاء (Enrobage).

سيكون قطر التسليحات المستخدمة على الأكثر مساوياً لعشر سماكة البلاطة. وفقاً لـ [BAEL 91-14.5 Practice]

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec } h_d = 16 \text{ cm.}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm}$$

حساب الطلاء (Calcul de l'enrobage):

يعتبر التكسير غير ضار للغاية (La fissuration est considérée comme peu nuisible)

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

مرتفعات مفيدة (Les hauteurs utiles):

$$d_x = h_d - C_x = 20 - 1.8 = 18.2 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

أقصى تباعد تقويمي (Espacement maximal des armatures): [المادة IV.5.c BAEL]

$$\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm: (Ecartement des armatures) تباعد الإطار}$$

2.4.III تقييم الأحمال والتركيبات الأساسية (Evaluation des charges et combinaisons)
:(fondamentales)

$$G=622 \text{ daN/m}^2, Q=250 \text{ daN/m}^2$$

تركيبات أساسية (Combinaisons fondamentales) >

Etat limite ultime (ELUR)

$$\bar{q}_u = 1,35G + 1,5P \Rightarrow \bar{q}_u = 1214.7 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m de largeur : } q_u = \bar{q}_u \times 1\text{m} = 1214.7 \text{ daN/m}$$

Etat limite service (ELS)

$$\bar{q}_{ser} = G + P \Rightarrow \bar{q}_{ser} = 872 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_{ser} = \overline{q_{ser}} \times 1 \text{ m} = 872 \text{ daN/m}$

Etat limite ultime (ELUR)

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow \text{بعد الاتجاه } l_x$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} \Rightarrow \text{بعد الاتجاه } l_y$$

Etat limite service (ELS)

$$M_{x\text{ ser}} = \mu_{x\text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow \text{بعد الاتجاه } l_x$$

$$M_{y\text{ ser}} = \mu_{y\text{ ser}} \times M_{x\text{ ser}} \Rightarrow \text{بعد الاتجاه } l_y$$

مع : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ و $\mu_x \text{ و } \mu_y = f(\rho; \nu)$

➤ معامل بواسون (Coefficient de poisson)

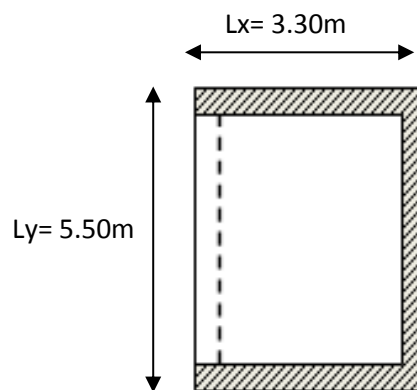
$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

Etat limite ultime (ELU)

$$L_x = 3.30 \text{ m}$$

$$L_y = 5.50 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.6$$



الشكل 13 : قسم الحساب الأرضية الصلبة.

حساب M_y و M_x

➤ **Moment en appuis**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0812 \\ \mu_y = 0.305 \\ M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \\ M_x = 1074.12 \text{ daN.} \end{cases}$$

$$M_y = 370.48 \text{ daN.m}$$

Etat limite de service (E L S)

حساب M_x و M_y :

➤ **Moment en appuis**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0861 \\ \mu_y = 0.476 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 817.61 \text{ daN.m} \\ M_y = 415.07 \text{ daN.m} \end{cases}$$

حساب تسليح الأرضيات الصلبة (dans le pannea d'escal) :

➤ محور x-x

1.En travée

Etat limite ultime (ELUR)

$$M_{tx}^u = 913.00 \text{ daN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées) :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{9130}{14.2 \times 100 \times 18.5^2} = 0.018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A}N' \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.022$$

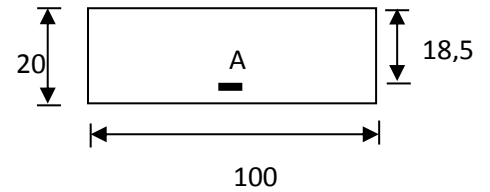
$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.991$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures) :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9130}{348 \times 0.991 \times 18.5} = 1.43 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité) :

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2$$



الشكل 14: قسم حساب الدعم.

$$A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 1.6 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T10 \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{tx}^{ser} = 694.97 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \bar{A} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Fissuration peu nuisible

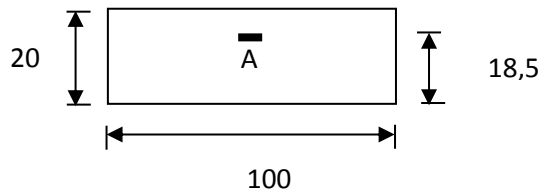
$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{9130}{6949.7} = 1.31$$

$$\alpha = 0,022 < 0.405$$

لذلك: التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

2.En appuis

$$M_{tx}^u = 537.06 \text{ daN.m}$$



الشكل 15: قسم حساب الدعم.

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5370.6}{14.2 \times 100 \times 18.5^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow \bar{A}N \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.997$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5370.6}{348 \times 0.997 \times 18.5} = 0.84 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.6 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T10 \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 408.81 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A_{st}

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

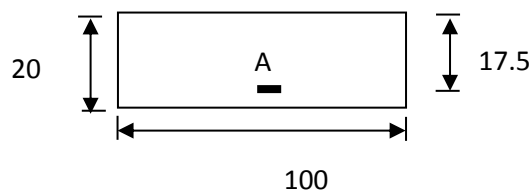
$$\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{5370.6}{4088.1} = 1.31$$

$$\alpha = 0.011 < 0.405$$

لذلك: التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

➤ محور y-y



الشكل 16: قسم الحساب في الدعم.

1.En travée

Etat limite ultime (ELUR)

$$M_{tx}^u = 277.86 \text{ daN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2778.6}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.006$$

$$\mu = 0,006 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.007$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.997$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2778.2}{348 \times 0.997 \times 17.5} = 0.45 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.6 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T10 \longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 311.3 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } \hat{A} \\ \text{Acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

Acier FeE400

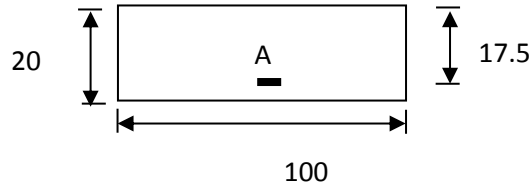
Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{\text{ser}}} = \frac{2778.6}{3113} = 0.89$$

$$\alpha = 0,007 < 0,195$$

لذلك التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

2.En appuis



الشكل 17: قسم الحساب في الدعم.

Etat limite ultime (ELUR)

$$M_{ax}^u = 185.24 \text{ daN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1852.4}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.004$$

$$\mu = 0,004 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN}^{\circ} \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,005$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2700.3}{348 \times 0.997 \times 17.5} = 0.305 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$\text{Pour la dalle : } A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1.6 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T10 \longrightarrow A=3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ax}^{ser} = 207.54 \text{ daN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A_{st}

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{2700.3}{2061.4} = 0.89$$

$$\alpha = 0.005 < 0.195$$

لذلك: التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

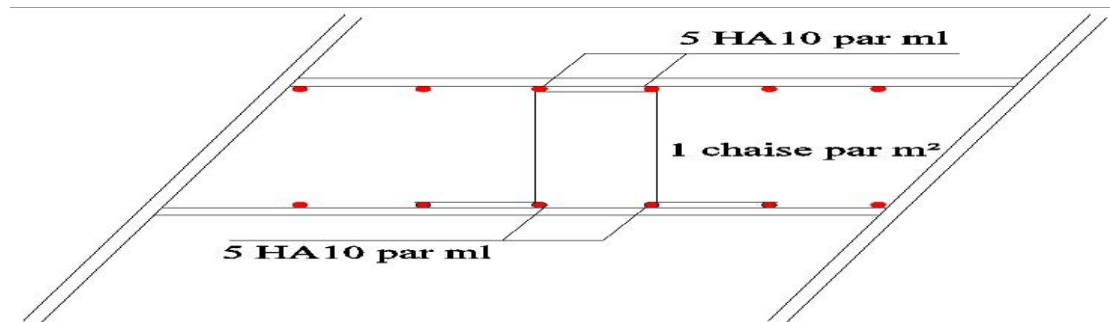
الخاتمة:

لكلا الاتجاهين ، يتم الحصول على نفس التسليح في الفترة ودعم.

اختيار التسليح :

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2.$$

رسم توضيحي لتسليح الأرضية الصلبة:



الشكل 18: تسليح الأرضية الصلبة.

الوحدة الرابعة IV : دراسة العناصر الثانوية
(Etude des éléments secondaires)

الوحدة الرابعة IV : دراسة العناصر الثانوية (Etude des éléments secondaires)

1.IV مقدمة :

في أي هيكل نميز نوعين من العناصر:

- العناصر الرئيسية الحاملة التي تساهم بشكل مباشر في عملية التثبيت.
- العناصر الثانوية التي لا تساهم بشكل مباشر في عملية التثبيت.

في هذا الفصل ، ننظر في دراسة العناصر الثانوية التي تشكل مينا، الشرفة ، ، وجدار حافة السطح والمصعد ، وأخيرا الدرج ، وبالتالي تكون الدراسة مستقلة عن العمل الزلزالي ، لكنها تعتبر معتمدة على الهندسة الداخلية للهيكلي.

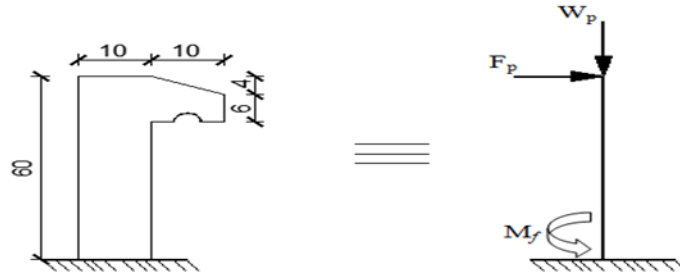
يتم حساب عناصره وفقاً للوائح BAEL91 مع مراعاة اللوائح الزلزالية الجزائرية (RPA 99 (version 2003).

2.IV جدار حافة السطح (Etude de l'acrotère):

1.2.IV مقدمة :

جدار حافة السطح هو عنصر هيكلي يحيط المبنى ، وهو مصمم لحماية خط الاتصال بينه وبين شكل المنحدر ضد تسرب مياه الأمطار. يتم استيعابها بوحدة التحكم العمودي المضمنة في القاعدة في أرضية الشرفة (شعاع الأرض) ، وتعرض الأخيرة لقوة طبيعية بسبب وزنها "WP" و "FP" الزائد المطبق أفقياً بسبب قوة الدفع درابزين.

2.2.IV حساب القوى (Calcul des forces):



الشكل 1: أبعاد (de l'acrotère)

الارتفاع : $h=60 \text{ cm}$.

السك : $h_0 = 10 \text{ cm}$.

سك التغطية : $c=c'=2 \text{ cm}$.

3.2. IV حساب التسليح (Calcul du ferrailage):

سيتم حساب جدار حافة السطح كوحدة تحكم على مستوى أرضية السطح الذي يتعذر الوصول إليه في الانحناء المركب لشريط يبلغ عرضه 1 m . سيتم حساب الحد في الانحناء المركب تحت تأثير قوة عادية N وعزم الانحناء في القاعدة.

نظراً لتعرض الطقس للأجواء الحادة ، فسيتم اعتبار التكسير ضاراً.

تحديد الوزن الذاتي للعناصر (Détermination des sollicitations le poids proper WP)

$$W_p = \rho \times v = 2500 \times \left[\frac{(0.04 \times 0.1)}{2} + (0.06 \times 0.10) + (0.60 \times 0.10) \right] \times 1 \text{ m} \Rightarrow W_p = 170 \text{ daN}$$

القوة الأفقية F_p (La force horizontale)

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ [RPA99 (Version 2003) - Article 6.2.3]}$$

A : معامل تسريع المنطقة ؛ $A = 0.20$ [RPA99. (Version 2003) Tableau 4.1]

C_p : عامل القوة الأفقية ؛ $C_p = 0,8$ [RPA99 (Version 2003) Tableau 6.1]

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 170 \Rightarrow F_p = 108,8 \text{ daN}$$

الجهد العادي وعزم الانحناء (Effort normal et moment fléchissant)

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**

$$\begin{cases} N_u = 1,35 W_p \\ M_u = 1,5 F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 170 = 229,5 \text{ daN.m} \\ M_u = 1,5 \times 108,8 \times 0,6 = 97,92 \text{ daN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 229,5 \text{ daN.m} \\ M_u = 97,92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

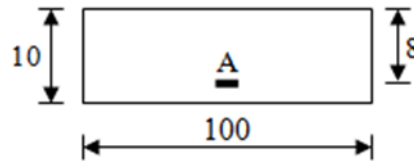
➤ **Etat limite service (ELS)**

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 170 \text{ daN.m} \\ M_{ser} = 108,8 \times 0,6 = 65,28 \text{ daN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 170 \text{ daN.m} \\ M_{ser} = 65,28 \text{ daN.m} \end{cases}$$

تحديد قسم التسليح (Détermination de la section des armatures)

سيتم حساب تقوية لجدار حافة السطح من خلال الانحناء المركب لشريط بعرض 1m وسماكة 10 cm ، وقسم الحساب هو $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

موقف نقطة تطبيق القوة عادية N (Position du point d'application de l'effort normal)



الشكل 2: قسم الحساب لجدار حافة السطح.

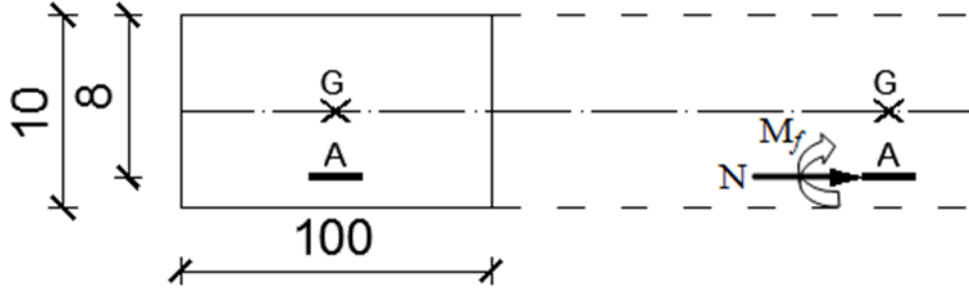
➤ **Etat limite ultime (ELUR)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{97.92}{229.5} = 0.43 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.43 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

يتم تطبيق قوة الضغط العادية N على الجزء الخارجي من القسم ؛ وبالتالي يتم ضغط القسم جزئياً (S.P.C) ؛

ستتم دراسة القسم في الانحناء البسيط مع لحظة وهمية M_f مقارنة مع تسليحات الشد.



الشكل 3: قسم الانحناء البسيط .

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right) = 229,5 \times \left(0,43 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) \Rightarrow M_f = 105,57 \text{ daN.m}$$

التحقق من وجود التسليح المضغوط (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1055,7}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A}N' \text{ existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1055,7}{348 \times 0,994 \times 8} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,38 - \frac{2295}{100 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

حالة عدم الهشاشة [CBA93-Article B.5.3](Condition de non fragilité)

$$A_{\min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

اختيار التسليح (Choix des armature):

$$5T10 \longrightarrow A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (e \leq \min(25; 2\emptyset)\text{cm} \Rightarrow 5T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

إطار التوزيع (Armature de répartition):

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2,5}{4} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

اختيار التسليح (Choix des armature):

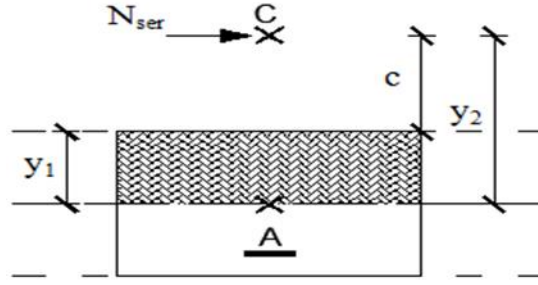
5T8 → $A_r = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{65.28}{170} = 0.38 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

لذلك: نقطة تطبيق قوة ضغط N_{ser} طبيعية تقع خارج القسم ← القسم مضغوط جزئياً (S.P.C).

تحديد القيود (Détermination des contraintes):



C: مركز الضغط (نقطة التطبيق).

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

c: المسافة من نقطة تطبيق N_{ser} إلى الألياف أكثر ضغطاً ($c < 0$).

y_2 : المسافة من نقطة تطبيق N_{ser} إلى المحور المحايد ($y_2 < 0$).

y_1 : المسافة من المحور المحايد إلى الألياف الأكثر ضغطاً.

حساب القيود (Calcul des contraintes):

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 : \text{هو أصل المعادلة}$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d) + \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90 \cdot \dot{A}}{b} \times (c - d)^2 - \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 38 - \frac{10}{2} = 33 \text{ cm} \Rightarrow c = -33 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases} \text{ avec } \dot{A} = 0$$

$$p = -3 \times (-33)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 33) = -3122 \Rightarrow p = -3122$$

$$q = -2 \times (-33)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 33)^2 = 65928 \Rightarrow q = 65928$$

y_2 : est la solution de l'équation : $y_2^3 - 3122 y_2 + 65928 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (65928)^2 + \frac{4}{27} \times (-3122)^3 \Rightarrow \Delta = -161,613 \times 10^6 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,982 \Rightarrow \varphi = 169,09^\circ ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 64,52$$

$$y_2 = \max(y_{21}; y_{22}; y_{23})$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 35,74 \text{ cm} \\ y_{22} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -64,39 \text{ cm} \\ y_{23} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 28,65 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow y_2 = 35,74 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_1 = 35,74 - 33 = 2,74 \leq 10 \text{ (cm)} \Rightarrow y_1 = 2,74 \text{ cm}$$

حساب العزم الثابت (Calcul du moment statique):

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15[A(y_1 - d) - A(d - y_1)] \Rightarrow S = 65,303 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_{ser}}{100 \times S} = \frac{1700}{100 \times 65,303} = 0,26$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0,26 \times 2,74 = 0,71 \Rightarrow \sigma_b = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y_1) = 15 \times 0,26 \times (8 - 2,74) = 20,51 \Rightarrow \sigma_s = 20,51 \text{ MPa}$$

القيود المسموح بها (Les contraintes admissibles):

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 20 = 12 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$$

يتعرض جدار حافة السطح للطقس لذا يعتبر التكسير ضارًا:

مع العلم : $\text{acier FeE400} \Rightarrow \eta = 1,6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 20,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow$$

لذلك: السليح المحسوب في **ELUR** مناسب لـ **ELS**.

التحقق من ضغوط القص (Vérification des contraintes de cisaillement):

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} ; T_{max}^u = 1,5 \times F_p \Rightarrow T_{max}^u = 163,2 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \min (0.05f_c28 ; 4\text{MPa}) = 1.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{1632}{100 \times 8 \times 100} = 0.02\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPA}$$

رسم توضيحي للتسليح (Aperçu du ferrailage):

COFFRAGE TYPE POUR ACROTERE	FERRAILLAGE TYPE POUR ACROTERE

الشكل 4: رسم التسليح لجدار حافة السطح.

3.IV المصعد (L'ascenseur):

المصعد هو جهاز متحرك يقوم بنقل الأشخاص الى مستويات مختلفة في المبنى. هناك عدة أنواع من المصاعد ، مثل المصاعد الهوائية ومصاعد الشحن ومصاعد الركاب. النقل الآمن للأشخاص مضمون بالأبعاد والتحكم في الوقت واحد لاستخدام المصاعد. وفقاً للمعيار الفرنسي NF-P82-209 الذي يقسم المصاعد إلى خمس فئات بما في ذلك الفئة 1 المعدة أساساً لنقل الأشخاص الذين تم تعيينهم مسبقاً من خلال المصعد البسيط. وفي مشروعنا نستخدم مصعد الكتروني بحيث يوجد آلات الرفع أسفل المبنى (في موقف السيارات) ويعمل بنظام الكتروني عن طريق لوحة كهربائية خلف المصعد فلا نحتاج الى حساب قوى المصعد.

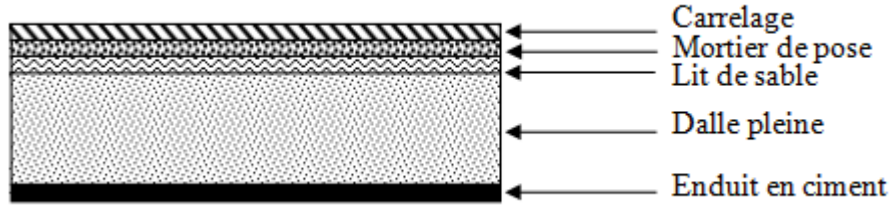
4.IV الشرفة (Balcon):

مقدمة:

تعتبر الشرفات مبنية على الحزم ؛ يتم حسابها كوحدة تحكم واسعة بعرض متر واحد بواسطة:

- وزنه (G).
- التشغيل الزائد (Q).
- الحمل بسبب وزن الجدار (P).

يشمل عملنا نوعين من الشرفات : $L = 1.15 \text{ m}$ و $L = 0.65 \text{ m}$.



الشكل 5: مقطع عرضي للشرفة.

1.4.IV النوع الأول: (L = 1.15 m)
 ➤ سماكة الشرفة

عازل للصوت (Isolation acoustique): $e \geq 12 \text{ cm}$

حالة الصلابة (Condition de rigidité): $5.75 \text{ cm} < h_d < 7.66 \text{ cm}$ $\Rightarrow \frac{L}{20} < h_d < \frac{L}{15}$

الخاتمة:

نحن نأخذ $h_d = 15 \text{ cm}$

1.1.4.IV خفض الحمل (Descente charge):

1. الأحمال الدائمة (Charges permanentes):

G (daN/m ²)	المواد
104	1. بلاط + الرمال
375	2. لوح خرساني صلب مقوى (15 cm) 0.15 x 2500
27	3. (0.015 x 1800) (Enduit au ciment)

$$\bar{G} = 506 \text{ daN/m}^2$$

لشريط عرضه 1m : $G = \bar{G} \times 1\text{m} = 506 \text{ daN/m}$

2. الأحمال الزائدة (Surcharge d'exploitation):

شرفات الغرف المستخدمة للأغراض السكنية: $\bar{Q} = 350 \text{ daN/m}^2$

لشريط عرضه 1m : $Q = \bar{Q} \times 1\text{m} = 350 \text{ daN/m}$

➤ حساب الحمل بسبب وزن الجدار (Calcul de la charge due au poids du mur):

الحمل بسبب وزن الجدار على الشرفة: P

$$P = G_m \times h$$

سمك الجدار:

$$e=30\text{cm} \rightarrow G_m= 263\text{daN/m}$$

ارتفاع الجدار:

$$H = 1.20 - 0.15 = 1.05 \text{ m}$$

$$P = 263 \times 1.05 = 276.15 \text{ daN/m}$$

الشرفة معرضة لحالة الطقس ؛ لذلك يعتبر تكسير ضارًا.

سيكون قطر التسليحات المستخدمة على الأكثر، يساوي لعشر سماكة البلاطة.

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm [Article BAEL91]}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

سنأخذ : $\phi_{\max} = 10 \text{ mm}$

➤ حساب الطلاء (Calcul de l'enrobage):

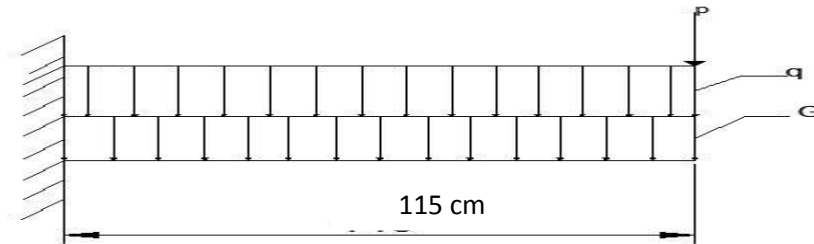
$$a = 2 \text{ cm}$$

$$c = a + \frac{\phi}{2} = 20 + \frac{10}{2} = 25 \Rightarrow c = 25 \text{ mm}$$

➤ ارتفاع مفيد (Hauteur utile):

$$d = h_d - c = 15 - 2.5 = 9.5 \Rightarrow d = 12.5 \text{ c}$$

2.1.4.IV عزوم الانحناء (Moments fléchissant):



الشكل 6: رسم ثابت للشرفة.

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_u = -[1.35\bar{G} + 1.5\bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1.35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1.35 \times 506) + (1.5 \times 350)] \frac{1.15^2}{2} - 1.35 \times 276.15 \times 1.15 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -1227.57 \text{ daN.m}$$

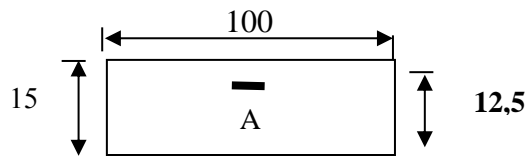
➤ **Etat limite service (ELS)**

$$M_{ser} = -[\bar{G} + \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{ser} = -[506 + 350] \frac{1.15^2}{2} - 276.15 \times 1.15 \times 1 \text{ m} \Rightarrow M_{ser} = -883.6 \text{ daN.m}$$

3.1.4.IV حساب التسليح (Calcul du ferrailage):

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**



الشكل 7: رسم ثابت للشرفة.

$$M_u = -1227.57 \text{ daN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12275.7}{14,2 \times 100 \times 12.5^2} = 0.055$$

$$\mu = 0.055 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow \hat{A}N' \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.070$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.971$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{12275.7}{348 \times 0.971 \times 12.5} = 2.90 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$\text{Pour la dalle : } A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 2.90 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$4T10 \rightarrow A=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ser} = -883.6 \text{ daN.m}$$

تكسير ضار (Fissuration préjudiciable):

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right). \text{(Article A 4.5.32 BAEL91).}$$

η : معامل التكسير يساوي 1.6 للتسليح بالالتصاق العالي (Coefficients de fissuration égal à 1.6 pour les armatures à hautes adhérence).

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) = \min(266,66; 201,63) \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{8836}{201.63 \times 100 \times 12.5^2} = 0.0028$$

$$\lambda = 1 + 30 \mu = 1.084$$

$$\cos\varphi = 0,84 \implies \varphi = 32,5^\circ \implies \alpha = 0,30 \implies k = 35$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k} = 5.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ A'N' existe pas.}$$

$$\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0.976$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{8836}{201.63 \times 0.976 \times 12.5} = 3.59 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_u; A_{min}; A_{ser}) = 3.59 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T12 \rightarrow A=5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

توزيع التسليح (Armatures de répartition):

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T8 \rightarrow A=2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4.1.4.IV حساب التسليح العرضي (Calcul des armatures transversales):

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d}$$

$$T_{\max}^u = [1.35G + 1.5Q] \times L + 1.35P \times 1 \text{ m} \Rightarrow T_{\max}^u = 1762.11 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{17621.1}{100 \times 12.5 \times 100} = 0.141 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

تسليحات عرضية ليست ضرورية.

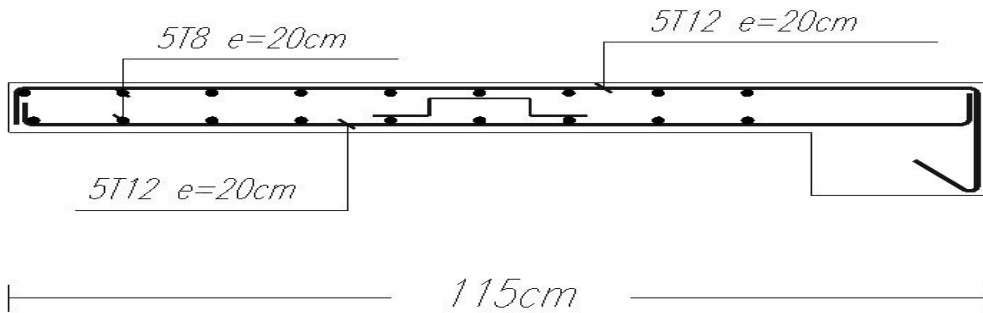
➤ تحقق مما إذا كان الانحراف ضرورياً (Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire):

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{90} = 0,16 > \frac{1}{20} = 0,05$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 12,5} = 0,0036 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005$$

الخاتمة:

تم التحقق من الشرطين (02) وبالتالي فإن التحقق من الانحراف ليس ضرورياً.



Balcon 01

الشكل 8: رسم تسليح الشرفة.

2.4.IV النوع الثاني: (L = 0.65 m)

➤ سماكة الشرفة

عازل للصوت (Isolation acoustique): $e \geq 12 \text{ cm}$

حالة الصلابة (Condition de rigidité): $3,25 \text{ cm} < h_d < 4,33 \text{ cm}$ $\Rightarrow \frac{L}{20} < h_d < \frac{L}{15}$

الخاتمة:

نحن نأخذ $h_d = 12 \text{ cm}$

1.2.4.IV خفض الحمل (Descente charge):

1. الأحمال الدائمة (Charges permanentes):

G (daN/m ²)	المواد
104	4. بلاط + الرمال
300	5. لوح خرساني صلب مقوى (12 سم) * 2500 * 0.12
27	6. (Enduit au ciment) (0.015*1800)

$$\bar{G} = 431 \text{ daN/m}^2$$

لشريط عرضه 1m : $G = \bar{G} \times 1m = 431 \text{ daN/m}$

2. الأحمال الزائدة (Surcharge d'exploitation):

شرفات الغرف المستخدمة للأغراض السكنية: $\bar{Q} = 350 \text{ daN/m}^2$.

لشريط عرضه 1m : $Q = \bar{Q} \times 1m = 350 \text{ daN/m}$

➤ حساب الحمل بسبب وزن الجدار (Calcul de la charge due au poids du mur):

الحمل بسبب وزن الجدار على الشرفة: P

$$P = G_m \times h$$

سمك الجدار:

$$e = 30 \text{ cm} \rightarrow G_m = 263 \text{ daN/m}$$

ارتفاع الجدار:

$$h = 1.20 - 0.12 = 1.08 \text{ m}$$

$$P = 263 \times 1.08 = 284.04 \text{ daN/m}$$

الشرفة عرضة للطقس ؛ لذلك يعتبر تكسير ضارًا.

سيكون قطر التسليحات المستخدمة على الأكثر مساوًا لعشر سماكة البلاطة.

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 12 \text{ cm [Article BAEL91]}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{12}{10} = 1,2 \text{ cm}$$

سنأخذ: $\phi_{\max} = 10 \text{ mm}$

➤ حساب الطلاء (Calcul de l'enrobage):

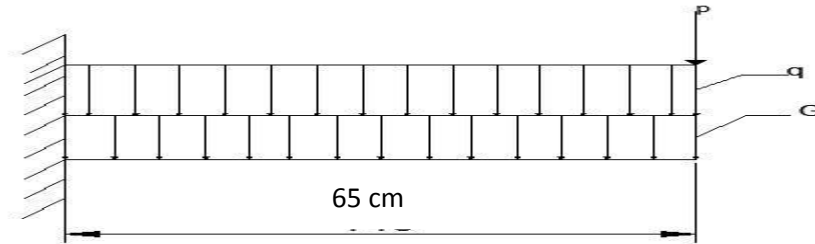
$$a = 2 \text{ cm}$$

$$c = a + \frac{\phi}{2} = 20 + \frac{10}{2} = 25 \Rightarrow c = 25 \text{ mm}$$

➤ ارتفاع مفيد (Hauteur utile):

$$d = h_d - c = 12 - 2.5 = 9.5 \Rightarrow d = 9.5 \text{ cm}$$

2.2.4.IV عزوم الانحناء (Moments fléchissant):



الشكل 9: رسم ثابت للشرفة.

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_u = -[1,35 \bar{G} + 1,5 \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1,35 \times 431) + (1,5 \times 350)] \frac{0,65^2}{2} - 1,35 \times 284,04 \times 0,65 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -483.06 \text{ daN.m}$$

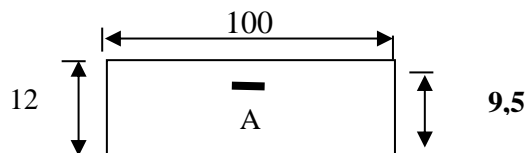
➤ **Etat limite service (ELS)**

$$M_{ser} = -[\bar{G} + \bar{Q}] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{ser} = -[431 + 350] \frac{0,65^2}{2} - 284.04 \times 0,65 \times 1 \text{ m} \Rightarrow M_{ser} = -349.61 \text{ daN.m}$$

3.2.4.IV حساب التسليح (Calcul du ferrailage):

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**



الشكل 10: قسم من الشرفة.

$$M_u = -483.06 \text{ daN.m}$$

التحقق من وجود التسليح المضغوط (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4830.6}{14.2 \times 100 \times 9.5^2} = 0.037$$

$$\mu = 0,037 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{ÁN' existe pas et}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.981$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures)

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4830.6}{348 \times 0.981 \times 9.5} = 1.49 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité)

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \Rightarrow A = 1.49 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures)

$$5T8 \rightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_{\text{ser}} = -349.61 \text{ daN.m}$$

تكسير ضار (Fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right). \text{(Article A 4.5.32 BAEL91).}$$

η : معامل التكسير يساوي 1.6 للتسليح مع الالتصاق العالي.

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) = \min(266,66; 201,63) \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ser}}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{3496.1}{201.63 \times 100 \times 9.5^2} = 0.0019$$

$$\lambda = 1 + 30 \mu = 1.057$$

$$\cos\varphi = 0.84 \iff \varphi = 32.5^\circ \iff \alpha = 0.30 \iff k = 35$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k} = 5.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ ÁN' existe pas.}$$

$$\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0.984$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{3496.1}{201.63 \times 0.984 \times 9.5} = 1.85 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_u; A_{min}; A_{ser}) = 1.85 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T8 \rightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

توزيع التسليح (Armatures de répartition):

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 0.502 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T6 \rightarrow A = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4.2.4.IV حساب التسليح العرضي (Calcul des armatures transversales):

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d}$$

$$T_{max}^u = [1.35G + 1.5Q] \times L + 1.35P \times 1 \text{ m} \Rightarrow T_{max}^u = 1102.9 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{1102.9}{100 \times 9.5 \times 100} = 0.011 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

تسليحات عرضية ليست ضرورية.

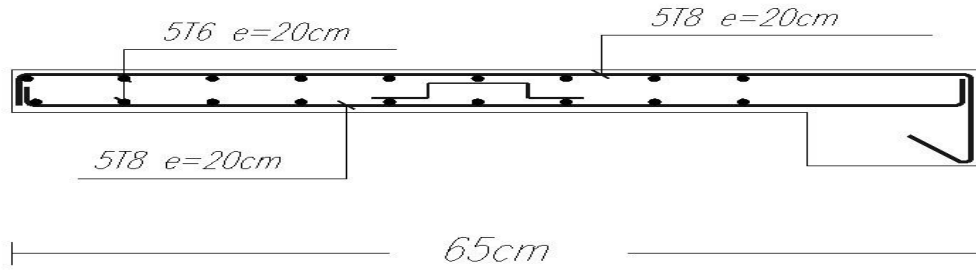
تحقق مما إذا كان الانحراف ضروريًا (Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire) ➤

$$\frac{h_d}{L} = \frac{12}{90} = 0.13 > \frac{1}{20} = 0.05$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 9.5} = 0.0021 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$$

الخاتمة:

تم التحقق من الشرطين (02) وبالتالي فإن التحقق من الانحراف ليس ضروريًا.



Balcon 02

الشكل 11: رسم تسليح الشرفة.

5.IV الدرج (Les escaliers) :

1.5.IV المقدمة:

يُعد الدرج عنصرًا أساسيًا في جميع أنواع المباني ، مما يتيح الوصول إلى طوابق المبنى المختلفة، ويتم تحديده بدرجه وخطوة مضادة وراحة. تم تصميم الدرج بحيث يمكن للمستخدمين السير عليه بأقل جهد وأقصى قدر من الأمان. يتكون الدرج عادة من عدد من الدرجات التي تحدد ارتفاع الأرض ، ويمكن أن تكون حاملة أو محمولة على مقعد.

1. مرحلة الصعود (paillasse):

هو بلاطة خرسانية معززة يتوافق ميلها مع الدرج. انها تقع على الهبوط أو الأرضيات.

2. مرحلة الراحة (Palier de repos):

يمكنك دائمًا تجهيز الدرج ببلاطة صغيرة تسمى الهبوط. لأنها تتيح للمستخدمين الراحة.

3. مسطح الدرجة (L'embranchement):

طول الدرجة.

4. عرض الدرجة (Le giron):

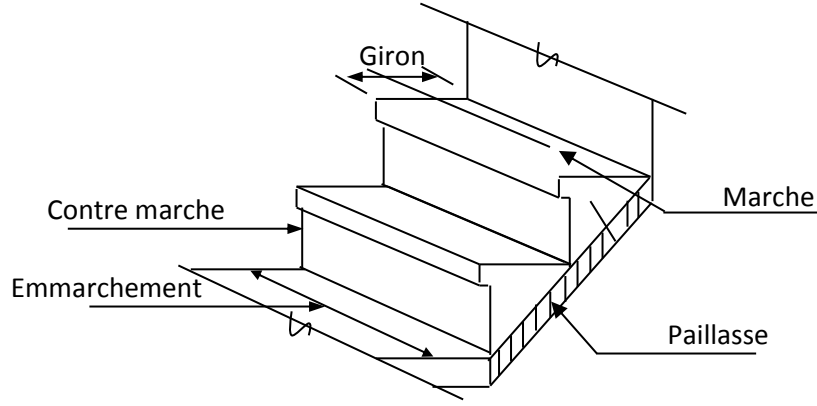
عرض الدرجة (g).

H : ارتفاع الطابق.

h : ارتفاع الدرجة.

L : طول الدرجة.

n : عدد الدرجات.



الشكل 12 : رسم أجزاء الدرج.

2.5.IV اختيار الأبعاد (Choix des dimensions):

(1) حالة سهولة الوصول (Condition d'accès facile):

بحيث يمكن أن يكون هو الدرج الذي تم تجميعه دون صعوبة ، يجب على المرء احترام شرط علاقة BLONDEL مما يجعل من الممكن تحديد قيمتي h و g كدالة للوحدة m المقابلة لطول الدرجة:

$$m = 2 \times h + g \quad \text{avec :} \quad 57 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$$

يقابل ارتفاع التسلق H رقم n (عدد صحيح) من الدرجة $H = n \times h$ (ارتفاع الدرجة).

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

(2) شرط التخليص السريع عن الدرج (Condition de dégagement rapide des escaliers):

$$0,75 \text{ m} \leq \text{الخطوة} \leq 1 \text{ m} \quad \text{pour les pavillons}$$

$$1,25 \text{ m} \leq \text{الخطوة} \leq 1,50 \text{ m} \quad \text{pour les collectifs}$$

(3) خطوة الرافدة (marche porteuse):

إنه نوع يُعتبر المشي عنصرًا داعماً له ، ويتلقى جميع الأحمال.

(4) مقعد الرافدة (a paillasse porteuse):

العنصر المقاوم في هذا النوع من الدرج هو المقعد الذي يعمل مثل الشعاع والخطوات لا تشارك في المقاومة ، وتعتبر بمثابة الرافدة الميتة.

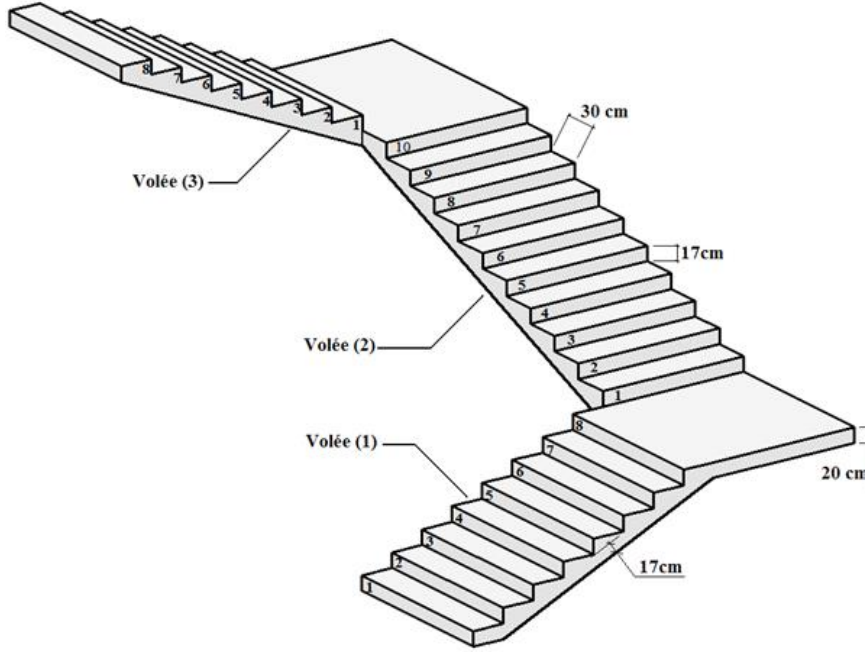
(5) دراسة الأبعاد (Pré dimensionnement):

يجب أن يحترم البعد السابق للدرج باستخدام علاقة (BLONDEL).

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

g : عرض الدرجة (Le giron) $g = 30 \text{ cm}$.

h : ارتفاع الدرجة (La hauteur de la marche) $h = 17 \text{ cm}$.



الشكل 13: رسم بياني للدرج من ثلاث مراحل.

وفقا لعلاقة (BLONDEL) يجب :

$$59cm \leq g + 2h \leq 66cm \Rightarrow 59cm \leq 30 + 2 \cdot 17 = 64cm \leq 66cm \rightarrow \text{الشرط محقق}$$

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{320}{17} = 19$$

سيكون لدينا 19 درجة لكل طابق (4 درجات من أجل (Volées 3, 1), 11 درجة من أجل (Volées 2):

$$n = N_c - 1 = 11 - 1 = 10 \text{ Marches par volées 2.}$$

ميل المقعد (L'inclinaison de la paillasse):

$$\tan(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

➤ طول المقعد (La longueur de la paillasse):

➤ Volées (2)

$$L = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha}$$

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha} = \frac{0.17 \times 10}{\sin 29.54} = 3.44$$

$$L=L'+L_{\text{palier}}= 3.44 + 1.15+1.15= 5.74 \text{ m}$$

➤ سمك بلاطة الدرج (Epaisseur de la paillasse (Paillasse porteuse)):

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{574}{30} < e < \frac{574}{20} \Rightarrow 19.13 < e < 28.7 \text{ (cm)}$$

نأخذ $e_{p1}= 20 \text{ cm}$.

➤ Volées (1) et (3)

سلم محمل (Escalier à marche porteuse) : $e_{p2}= 10 \text{ cm}$.

الخاتمة:

لدينا نوعان من المخطط الثابت:

- النوع الأول: درج أعلى المقعد مع هبوط واحد تدعمه عناصر المقاومة (Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance).
- النوع الثاني: الدرج مع خطوات الحاملة ، تكون الخطوات أحادية في شعاع مكسور (Escalier à marche porteuses, les marches sont mono encastré dans une poutre brisé).

3.5.IV توزيع الأحمال (Descente des charges)

النوع الأول: (Escalier à paillasse avec un seul palier):

(Volée)

1 (الحمولات الدائمة) (Charge permanentes):

- 1 - طلاء أفقي (بلاط + رمل) 104 daN/m^2
- 2 - طلاء عمودي $\left(104 \times \frac{h}{g}\right)$ $58,93 \text{ daN/m}^2$
- 3 - الوزن الذاتي للدرجة $\left(22 \times \frac{h}{2}\right)$ 187 daN/m^2
- 4 - الوزن الذاتي للدرجة la paillasse $\left(25 \times \frac{e_{p1}}{\cos \alpha}\right)$ $574,70 \text{ daN/m}^2$
- 5 - طلاء الاسمنت $\left(18 \times \frac{1.5}{\cos \alpha}\right)$ 31.03 daN/m^2

$$\underline{G_1 = 955,66 \text{ daN/m}^2}$$

2 (حمولات الاستغلال) (charge d'exploitation):

أماكن للاستخدام السكني : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$.

3 (مجموعات أساسية) (Combinaison fondamentale):

➤ Etat limite ultime (ELUR)

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 955.66 + 1.5 \times 250$$

$$\bar{q}_u = 1665.141 \text{ daN/m}^2$$

➤ **Etat limite service (ELS)**

$$\bar{q}_s = G + Q = 955.66 + 250$$

$$\bar{q}_s = 1205.66 \text{ daN/m}^2$$

من أجل 1 m (Pour une bande de 1m de largeur)

$$q_u = \bar{q}_u \times 1 = 1665.141 \text{ daN/m}$$

$$q_s = \bar{q}_s \times 1 = 1205.66 \text{ daN/m}$$

(Palier)

1 (الحمولات الدائمة) (Charge permanentes):

1 - طلاء أفقي (بلاط + رمل) 104 daN/m²

2 - الوزن المحمل الذاتي (Poids propre du palie) (25×e_{p1}) 500 daN/m²

3 - جص اسمنتي (Enduit au ciment) (18daN/m²/cm × 1,5 cm) 27 daN/m²

$$\underline{G_2 = 631 \text{ daN/m}^2}$$

2 (حمولات الاستغلال) (charge d'exploitation):

أماكن للاستخدام السكني : Q = 250 daN/m².

3 (مجموعات أساسية) (Combinaison fondamentale):

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**

$$\bar{q}_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 631 + 1.5 \times 250$$

$$\bar{q}_u = 1226.85 \text{ daN/m}^2$$

➤ **Etat limite service (ELS)**

$$\bar{q}_s = G + Q = 631 + 250$$

$$\bar{q}_s = 881 \text{ daN/m}^2$$

من أجل 1 m (Pour une bande de 1m de largeur)

$$q_u = \bar{q}_u \times 1 = 1226.85 \text{ daN/m}$$

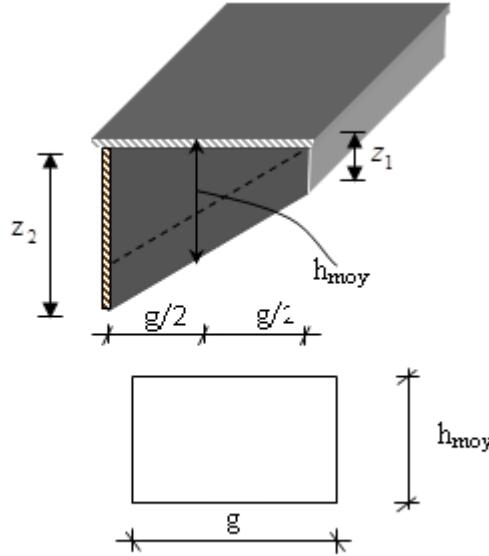
$$q_s = \bar{q}_s \times 1 = 881 \text{ daN/m}$$

النوع الثاني:

(Escalier à marches porteuses) الخطوة الحاملة:

$$Z_1 = \frac{ep_2}{\cos \alpha} = \frac{10}{\cos 29.54} = 11.49 \text{ cm}$$

$$h_{\text{moy}} = \frac{2Z_1 + h}{2} = \frac{2 \times 11.49 + 17}{2} = 19.99 \text{ cm}$$



الشكل 14 : الرسم البياني للخطوة الحاملة.

1 (الحمولات الدائمة) (Charge permanentes):

- 1 - طلاء أفقي (بلاط + رمل) 31.2 daN/m²
- 2 طلاء عمودي (104 × h) 17.68 daN/m²
- 3 - الوزن الذاتي للدرجة (h_{moy} = 15.4cm) (la marche) (2500 × 0.1999 × 0.3) 149.92 daN/m²
- 4 - طلاء الاسمنت (0.3 × (18 × $\frac{1.5}{\cos \alpha}$)) 9.31 daN/m²

$$G_3 = 208.11 \text{ daN/m}_L$$

2 (حمولات الاستغلال) (charge d'exploitation):

المباني للاستخدام السكني: $Q_1 = 250 \times 0.3 = 75 \text{ daN/m}_L$

3 (مجموعات أساسية) (Combinaison fondamentale):

➤ **Etat limite ultime (ELUR)**

$$q_3^u = 1.35 G_3 + 1.5 Q_1 = 1.35 \times 208.11 + 1.5 \times 75 = 393.44 \text{ daN/m}_L$$

$$q_3^u = 393.44 \text{ daN/m}_L$$

➤ **Etat limite service (ELS)**

$$q_3^{\text{ser}} = G_3 + Q_1 = 208.11 + 75$$

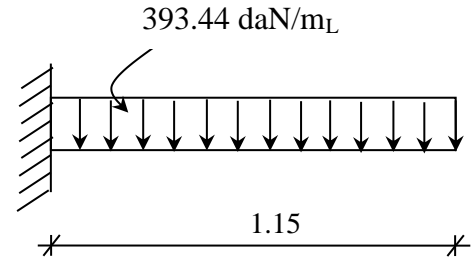
$$q_3^{ser} = 283.11 \text{ daN/m}_L$$

4.5.IV حساب التسليح (Calcul de ferrillage)
1.4.5.IV الخطوة الحاملة (Marches porteuses)

➤ Etat limite ultime (E.L.U):

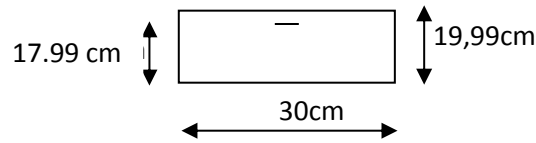
$$q_3^u = 393.44 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = -\frac{393.44 \times 1.15^2}{2} = -260.16 \text{ daN/m}$$



الشكل 15: رسم ثابت لخطوة الحاملة.

التحقق من وجود التسليح المضغوط (Vérification de l'existence des armatures comprimées):



الشكل 16: قسم حساب خطوة المشي.

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2601.6}{14.2 \times 30 \times 17.99^2} = 0.018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN} \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\epsilon_s = \mathbf{10} > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.991$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2601.6}{348 \times 0.991 \times 17.99} = 0.41 \text{ cm}^2$$

حالة عدم الهشاشة (condition de non fragilité) [CBA93 / A4.2.1]:

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h_{moy} = 0.0008 \times 30 \times 19.99 = 0.479 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 0,47 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$2T10 \rightarrow A=1.57 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_3^{ser} = 393.44 \text{ daN/m}_L$$

$$M_{ser} = \frac{q_3^{ser} \times L^2}{2} = \frac{283.11 \times 1.15^2}{2} = 187.2 \text{ daN/m}_L$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans } A' \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{260.16}{187.2} = 1.38$$

$$\alpha = 0.022 < 0.44 \rightarrow \text{الشرط محقق}$$

وبالتالي :

التسليحات المحسوبة في E.L.U سيتم الحفاظ على ELS .

➤ حساب التسليح العرضي (Calcul des armatures transversales):

$$T_u^{\max} = q_3^u \times L = 393.44 \times 1.15 = 452.45 \text{ daN}$$

(1) التحقق من تأثير قوة القص في محيط الدعامات (Verification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis)

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 17.99 \Rightarrow a = 16.19 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 4524.5 \text{ N} \leq 0,267 \times 16.19 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 324204.75 \text{ N}$$

لذلك: لا يوجد تأثير لقوة القص في محيط الدعامات.

(2) التحقق من تأثير قوة القص على التسليح الطولي السفلي (Vérification de l'influence de)
:(l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

يجب أن نتحقق مما يلي:

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[4524,5 + \frac{-2601,6}{0,9 \times 17,99} \right] \times 10^{-2} = 0,12 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{الشرط محقق}$$

(3) التحقق مما إذا كان التسليح المستعرض عمودي على خط الوسط (Vérification si les armatures)
:(transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{4524,5}{30 \times 17,99 \times 10^2} = 0,083 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,083 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$$

التسليح المستعرض عمودي على الخط الأوسط.

(4) المقطع العرضي وتباعد التسليح A_t (Section et écartement des armatures transversales)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1 \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{19,99}{35}; \frac{30}{10}; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

(5) قطر التسليح العرضي (Diamètre des armatures transversales)

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,083 - 0,3 \times 2,1)} = -6,53 \text{ cm} \rightarrow \text{القيمة مرفوضة}$$

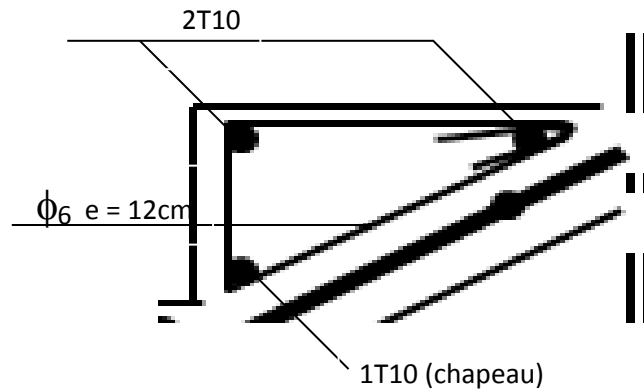
$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16.19 ; 40) = 16.19\text{cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 30} = 11.16 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 11.16\text{cm}$$

لذلك: نعلم $\delta_t = 12 \text{ cm}$

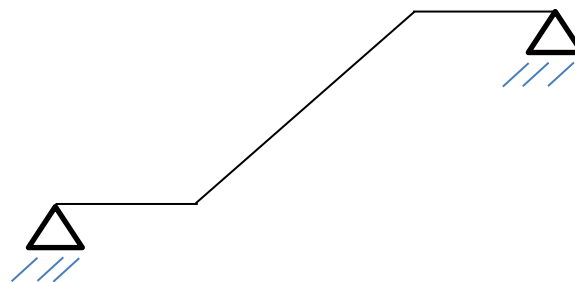
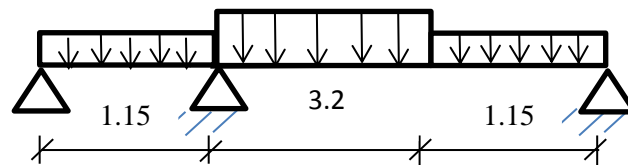
مخطط التسليح (Dessin du ferrailage):



الشكل 17: رسم تسليح الخطوة الحاملة

2.4.5.IV المقعد الحامل (Paillasse porteuse)

مخطط ثابت (Schéma statique)



الشكل 18: رسم لشكل الدرج.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

$$q_{u1} = 1665.141 \text{ daN/m (Volée)}$$

$$q_{u2} = 1226.85 \text{ daN/m (Palier)}$$

➤ حساب ردود الفعل (Calcul des réactions):

$$\sum F_{/H} = 0 \Rightarrow H_A = 0$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 3.2 \times q_{u1} + 1.15 \times q_{u2} = 6739.32 \text{ daN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 4.35 - 1.15 \times q_{u1} \times \frac{1.15}{2} - 3.2 \times q_{u2} \times \left(\frac{3.2}{2} + 1.15\right) = 0$$

$$\rightarrow R_A = 2735.02 \text{ daN}$$

$$\rightarrow R_B = 4004.30 \text{ daN}$$

التحقق:

$$R_A + R_B = 6739.32 \text{ daN}$$

➤ حساب عزم الانحناء وقوة القص (Calcul du moment fléchissant et efforts tranchant):

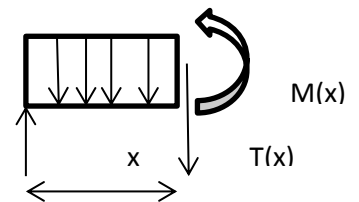
Section I-I $0 \leq x \leq 3.2$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow T(x) - R_A + q_{1u} \cdot x = 0$$

$$T(x) = 2735.02 - 1665.141 \cdot x$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M(x) - R_A \cdot x - q_{1u} \cdot \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M(x) = 2735.02 \cdot x - 1665.141 \cdot \frac{x^2}{2}$$



$$x = 0 \quad \begin{cases} T(0) = 2735.02 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$x = 3.2 \quad \begin{cases} T(3.2) = -2593.43 \text{ daN} \\ M(3.2) = 226.54 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ حساب الحد الأقصى عزم الانحناء (Calcul du moment fléchissant maximum):

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 2735.02 - 1665.141 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.64 \text{ m.}$$

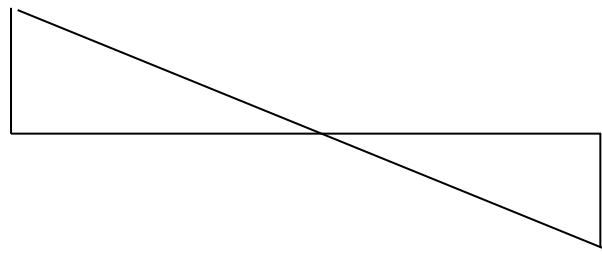
$$M_{(\max)} = 2246.15 \text{ daN.m}$$

مخطط عزوم الانحناء وقوة القص (Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant):

➤ Etat limite ultime (E.L.U.):

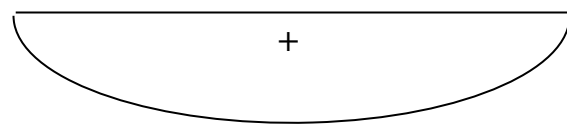
T : en daN

2735.02



-2593.43

M : en daN.m



2246.15

الشكل 19 : مخططات عزوم الانحناء وقوة القص في ELU.

Moment en travée : $M_t^u = 0,8M_{max}^u = 1796,95 \text{ daN.m}$

Moment en appuis : $M_a^u = -0,2M_{max}^u = -449.23 \text{ daN.m}$

➤ Etat limite de service (E.L.S.)

$q_{u1} = 1205.66 \text{ daN/m}$ (Volée)

$q_{u2} = 881 \text{ daN/m}$ (Palier)

➤ حساب ردود الفعل (Calcul des réactions):

$$\sum F_{/H} = 0 \Rightarrow H_A = 0$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B = 3.2 \times q_{u1} + 1.15 \times q_{u2} = 4871.26 \text{ daN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow R_A \times 4.35 - 1.15 \times q_{u1} \times \frac{1.15}{2} - 3.2 \times q_{u2} \times \left(\frac{3.2}{2} + 1.15\right) = 0$$

$$\rightarrow R_A = 1965.52 \text{ daN}$$

$$\rightarrow R_B = 2905.74 \text{ daN}$$

التحقق:

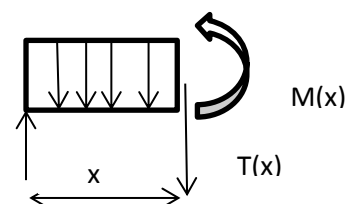
$$R_A + R_B = 2905.74 \text{ daN}$$

➤ حساب عزوم الانحناء وقوة القص (Calcul du moment fléchissant et efforts tranchant):

Section I-I $0 \leq x \leq 3.2$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow T(x) - R_A + q_{u1} \cdot x = 0$$

$$T(x) = 1965.52 - 1205.66 \cdot x$$



$$\sum M = 0 \longrightarrow M(x) - Ra \cdot x - q_{1u} \cdot x^2/2 = 0$$

$$M(x) = 1965.52 \cdot x - 1205.66 \cdot x^2/2$$

$$x = 0 \quad \begin{cases} T(0) = 1965.52 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$x = 3.2 \quad \begin{cases} T(3.2) = -1892.59 \text{ daN} \\ M(3.2) = 116.68 \text{ daN.m} \end{cases}$$

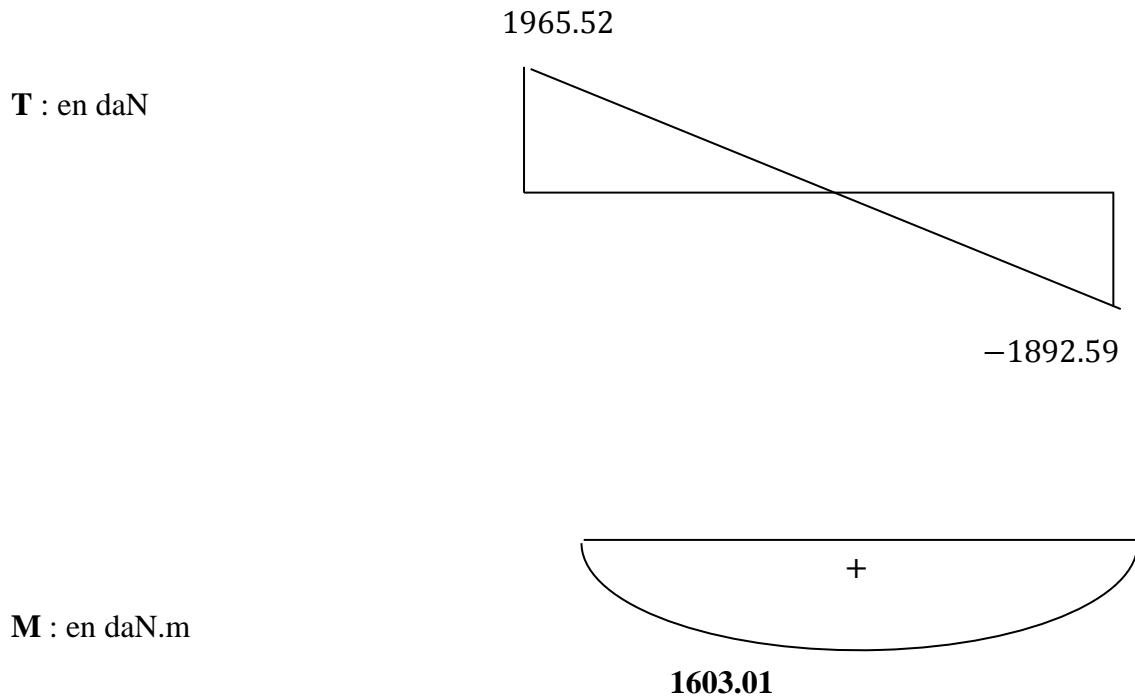
➤ حساب الحد الأقصى لعزم الانحناء (Calcul du moment fléchissant maximum):

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 1965.52 - 1205.66 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1.63\text{m.}$$

$$M_{(\max)} = 1603.01 \text{ daN.m}$$

مخطط عزم الانحناء وقوة القص (Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant):

➤ Etat limite de service (E.L.S.)



الشكل 20: مخططات عزم الانحناء وقوة القص في ELS.

Moment en travée : $M_t^s = 0,8M_{\max}^s = 1282.40 \text{ daN.m}$

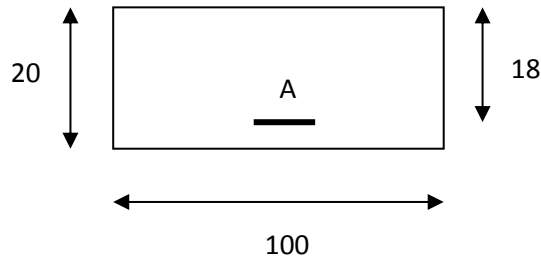
Moment en appuis : $M_a^s = -0,2M_{\max}^s = -320.6 \text{ daN.m}$

حساب التسليح (Calcul du ferrailage):

1) **En travée :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 1796.95 \text{ daN.m}$$



التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17969.5}{14.2 \times 100 \times 18^2} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.049$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.980$$

حساب التسليح (Détermination des armatures):

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17969.5}{348 \times 0.980 \times 18} = 2.92 \text{ cm}^2$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 2,92 \text{ cm}^2$$

تحديد التسليح (Choix des armatures):

$$4T10 \longrightarrow A=3.14 \text{ cm}^2 \text{ (T10} \longrightarrow e=25 \text{ cm)}$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_t^{\text{ser}} = 1282.40 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans A'} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{17969.5}{12824} = 1.4$$

$$\alpha = 0.039 < 0.45$$

التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

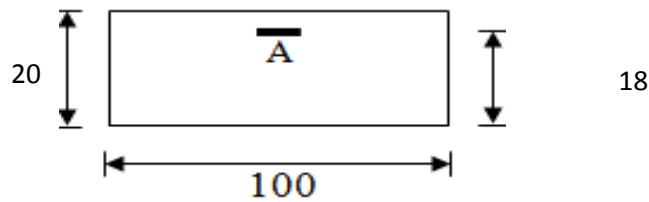
توزيع التسليح (Armatures de répartition):

$$A_r = \frac{A_t^u}{4} \Rightarrow A_r = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

تحديد التسليح (Choix des armatures):

$$4T8 \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm})$$

2) En appuis :



الشكل 22: قسم الحساب.

➤ Etat limite ultime (E L U)

$$M_t^u = -449.23 \text{ daN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4492.3}{14.2 \times 100 \times 18^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

حساب التسليح (Détermination des armatures):

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4492.3}{348 \times 0,995 \times 18} = 0.72 \text{ cm}^2$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.6 \text{ cm}^2$$

تحديد التسليح (Choix des armatures):

$$4T8 \longrightarrow A=2.01 \text{ cm}^2 \quad (T8 \longrightarrow e=25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_t^{\text{ser}} = -320.6 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{4492.3}{3206} = 1.4$$

$$\alpha = 0.009 < 0.45.$$

التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

توزيع التسليح (Armatures de répartition):

$$A_r = \frac{A_t^u}{4} \Rightarrow A_r = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

تحديد التسليح (Choix des armatures):

$$4T8 \longrightarrow A= 2.01 \text{ cm}^2 \quad (T8 \longrightarrow e=25 \text{ cm})$$

(3) التحقق من ضغوط القص (Vérification des contraintes de cisaillement):

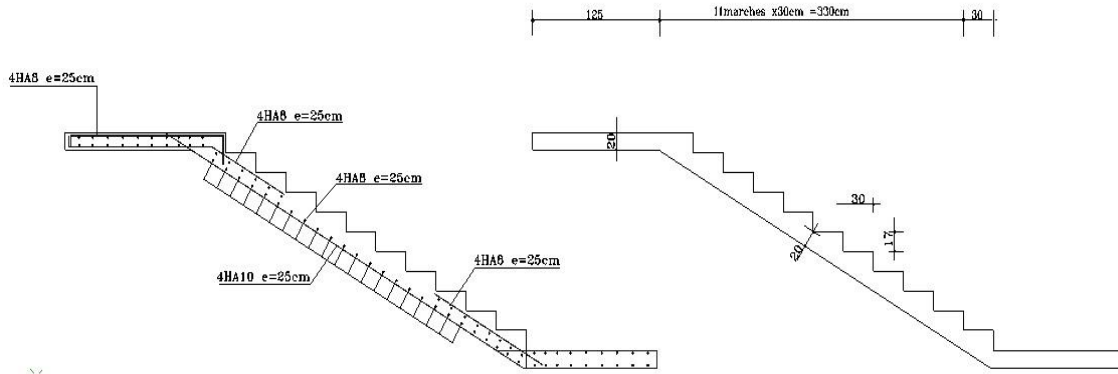
$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} \text{ avec } : T_{\max}^u = 2735.02 \text{ daN}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,00 \text{ MPa} \Rightarrow$$

التسليح ليس ضروري .

رسم التسليح (Dessin du ferrailage)

VOLEE 02

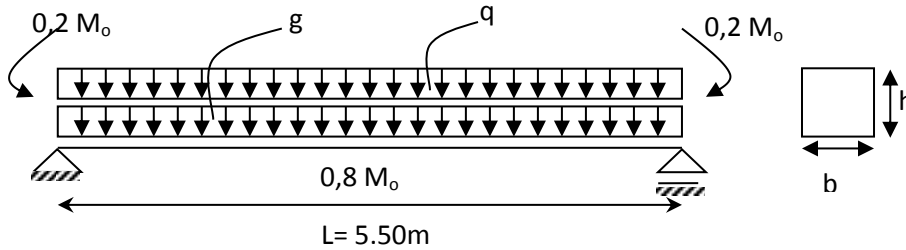


الشكل 23: رسم تسليح الدرج.

5.5.IV حساب رافدة الدرج (Calcul de la poutre brisée):

يتم دعم الرافدة المكسورة على الدعامات ويتم التأكيد عليها من خلال الأحمال القادمة من الدرجات ومراحل الراحة بالإضافة إلى خطوات الحاملة.

يجب أن يتحقق ارتفاع الرافدة المكسورة من الشروط التالية:



الشكل 24: رسم تخطيطي رافدة الدرج.

➤ Condition de la fleche

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow \frac{550}{15} = 36.66 \leq h \leq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm}$$

L : طول الرافدة .

b : عرض الرافدة .

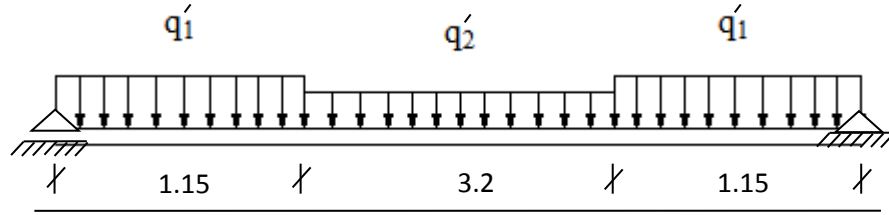
h : ارتفاع الرافدة .

➤ التحقق من الشروط التي تفرضها RPA99 (version 2003):

$$\left. \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{الشرط محقق}$$

نأخذ رافدة الدرج (35x40) cm=(bxh)

1. Moment fléchissant :



$$q_u^{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2 \times q_1 \times l_1}{l_2 + 2l_1} + (g_p + g_m)$$

g_p ; g_{mur} : الوزن الميت لرافدة الدرج.

q_1 : الحمل الموزع بشكل موحد بسبب ردود فعل النزول والصعود.

q_2 : الحمل الموزع بشكل موحد بسبب تفاعلات الخطوات الحاملة.

$q_{\acute{e}q}$: حمل مكافئ يشدد على رافدة الدرج.

• حساب الوزن الذاتي لنقطة الرافدة المكسورة (Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée):

$$g_p = 0.40 \times 0.35 \times 2500 = 350 \text{ daN/m}$$

• حساب الحمل بسبب وزن الجدار (Calcul de la charge due au poids du mur):

$$g_{mur} = G_{mur} \times \frac{h_e}{2}$$

سمك الجدار :

$$e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{mur} = 90 + 130 + 2 \times 1.5 \times 18 = 274 \text{ daN/m}^2$$

ارتفاع الفراغ في الطابق (Hauteur libre d'étage):

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m} \Rightarrow g'_{mur} = 274 \times \frac{2.86}{2} = 391.82 \frac{\text{daN}}{\text{ml}}$$

تركيبة أساسية (Combinaison fondamentales):

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u^1 = R_B^u = 4004.30 \text{ daN/ml}$$

عدد الدرجات : **n**

$$q_u^2 = \frac{n \times q_u^1 \times l}{L} = \frac{11 \times 393.44 \times 1.15}{3.2} = 1555.31 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^2 = 2583.60 \text{ daN/ml}$$

$$q_u^{eq} = \frac{q_2 \times l_2 + 2 \times q_1 \times l_1}{l_2 + 2l_1} + (g_p + g_m)$$

$$q_u^{eq} = \frac{1555.31 \times 3.2 + 4004.30 \times 2 \times 1.15}{3.2 + (2 \times 1.15)} + 1.35(350 + 391.82)$$

$$q_u^{eq} = 3580.89 \text{ daN}$$

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \times l^2}{8} = 13540.24 \text{ daN.m}$$

En travée :

$$M_t^u = 0.8 \times M_0^u = 10832.19 \text{ daN.m}$$

En appuis :

$$M_0^u = -0.2 \times M_0^u = -2708.04 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^s = R_b^s = 2905.74 \text{ daN.m}$$

$$q_2^s = \frac{11 \times 283.11 \times 1.15}{3.2} = 1119.16 \text{ daN/ml}$$

$$q_{eq}^s = \frac{1119.16 \times 3.2 + 2905.74 \times 2 \times 1.15}{3.2 + (2 \times 1.15)} + (350 + 391.82)$$

$$q_{eq}^s = 2608.09 \text{ daN/ml}$$

$$M_0^s = \frac{q_{eq}^s \times l^2}{8} = 9861.84 \text{ daN/ml}$$

En travée :

$$M_t^s = 0.8 \times M_0^s = 7889.47 \text{ daN.m}$$

En appuis :

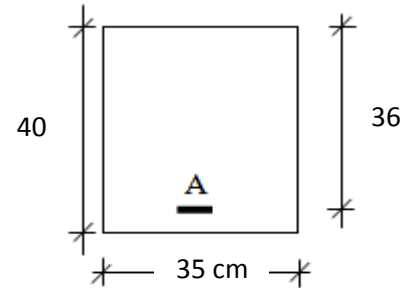
$$M_a^s = -0.2 \times M_0^s = -1972.63 \text{ daN.m}$$

	E.L.U (daN.m)	E.L.S (daN.m)
Travée	10832.19	7889.47
Appuis	-2708.04	-1972.63

1.Déterminations des armatures :**1)En travée :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 108321.9 \text{ N.m}$$



الشكل 25: قسم الحساب.

: (Vérification de l'existence des armatures comprimées) التحقق من وجود التسليحات المضغوطة

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{108321.9}{14.2 \times 35 \times 36^2} = 0,168$$

$$\mu = 0,168 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A}N \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,231$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,907$$

: (Détermination des armatures) حساب التسليح

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{108321.9}{348 \times 0,907 \times 36} = 9.53 \text{ cm}^2$$

: [CBA91/A4.2.1] (Condition de non fragilité) حالة عدم الهشاشة

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 8.27 \text{ cm}^2$$

: (Choix des armatures) تحديد التسليح

$$6T14 \longrightarrow A=9.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_t^{\text{ser}} = 7889.47 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{108321.9}{78894.7} = 1,37$$

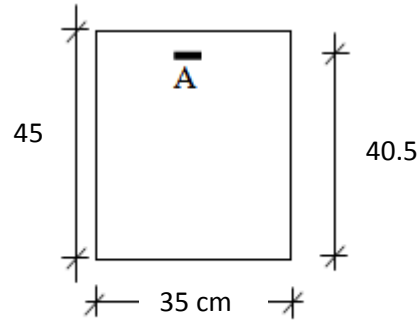
$$\alpha = 0,177 < 0,435 \text{ donc .}$$

التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

2) En appui :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^{ser} = -2708.04 \text{ daN.m}$$



الشكل 26: قسم الحساب.

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{27080.4}{14.2 \times 35 \times 40.5^2} = 0.033$$

$$\mu = 0,033 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.983$$

حساب التسليح (Détermination des armatures):

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{27080.4}{348 \times 0,983 \times 40.5} = 1.95 \text{ cm}^2$$

حالة عدم الهشاشة [CBA91/A4.2.1](Condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 1.95 \text{ cm}^2$$

تحديد التسليح (Choix des armatures):

$$3T12 \rightarrow A=3.39\text{cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_t^{ser} = -1972.63 \text{ daN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

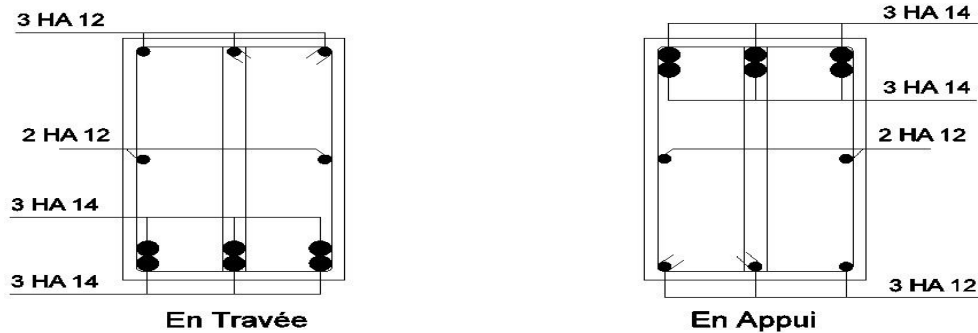
$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{27080.4}{19726.3} = 1.37$$

$$\alpha = 0.041 < 0.435$$

التسليح المحسوب في ELU مناسب لـ ELS.

رسم توضيحي لتسليح رافدة الدرج :

Ferrailage des poutres brisée



الشكل 27: تسليح رافدة الدرج.

الوحدة الخامسة V : دراسة الزلازل
(Etude sismique)

الوحدة الخامسة V : دراسة الزلازل (Etude sismique)

1.V المقدمة:

الزلازل هو ظاهرة طبيعية تؤثر على سطح الأرض ، وتسبب أضراراً مدمرة على مستوى البناء وبالتالي حياة الإنسان. ولذا فإن هدفنا هو معالجة هذه الظاهرة من خلال التصميم الملائم للهيكل بحيث تقاوم وتقدم درجة مقبولة من الحماية لحياة البشر والسلع المادية. غالباً ما تكون الدراسة الديناميكية للهيكل معقدة للغاية. هذا هو السبب في أننا غالباً ما نستخدم نماذج تسمح بتبسيط المشكلة بدرجة كافية حتى نتمكن من تحليلها. تمثل النمذجة إنشاء نموذج يبدأ من الهيكل الحقيقي ، وسيتبع هذا العمل تعديلات معينة من أجل الاقتراب قدر الإمكان من سلوك الهيكل الحقيقي. في إطار هذه الدراسة ، اخترنا الحساب الديناميكي ، وسيتم التنفيذ في برنامج "ETABS" ولحساب الزلازل في إطار التنظيم الزلزالي الجزائري (RPA 99 (version 2003)).

2.V طريقة الحساب (Méthode de calcul):

وفقاً لـ RPA 99 (version 2003)، يمكن حساب القوى الزلزالية وفقاً لثلاث طرق:

- طريقة التحليل الطيفي (Méthode d'analyse modale spectrale).
- طريقة التحليل الديناميكي بواسطة التسارع (Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes).
- الطريقة الساكنة المكافئة (Méthode statique équivalente).

1.2.V الطريقة الساكنة المكافئة (Méthode statique équivalente):

1) مبدأ الطريقة: RPA 99 (version 2003)

وفقاً لهذه الطريقة ، يتم استبدال القوى الديناميكية الحقيقية التي تتطور في البناء بنظام من القوى الساكنة الوهمية (V) يتم تطبيقه على التوالي في الاتجاهين المتعامدين ولها تأثيرات مكافئة لتلك التي لها تأثير الزلازل.

تسمح اللوائح السارية في ظل ظروف معينة بإجراء الحساب بهذه الطريقة التي تتكون من اعتبار الهيكل عرضة لقوة القص في قاعدته والتي يجب حسابها في كلا الاتجاهين والصيغة التالية:

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

مع العلم :

A : معامل تسارع المنطقة (coefficient d'accélération de zone).

D : متوسط عامل التضخيم الديناميكي (facteur d'amplification dynamique moyen).

Q : عامل الجودة (facteur de qualité).

R : معامل السلوك (coefficient de comportement).

W : الوزن الكلي للهيكل (Poids total de la structure).

(2) شروط التطبيق: (RPA 99 (version 2003) / 4.1.2):

يمكن استخدام هذه الطريقة في الظروف التالية:

الانتظام في الخطة (Régularité en plan): (a.3.5.1 / RPA 99 (version 2003)):

- 1- يجب تقديم المبنى بشكل متناظر إلى حد كبير في اتجاهين متعامدين.
- 2- في كل مستوى ، لا تتجاوز المسافة بين مركز الكتلة ومركز الصلابة 15% من أبعاد البناء المقاسة بشكل عمودي على اتجاه الفعل الزلزالي.
- يجب ألا يتجاوز مجموع أبعاد إعادة الدخول أو إسقاط أجزاء المبنى في اتجاه معين 25% من إجمالي أبعاد المبنى في هذا الاتجاه.
- 3- نسبة طول / عرض الأرضية أقل من 4.
- 4- يجب أن يكون للأرضية صلابة كافية تجاه خلية التدعيم العمودي حتى يمكن اعتبارها غير قابلة للتشوه في خطتها ، وفي هذه الحالة يجب أن تظل المساحة الإجمالية لفتحات الأرضيات عند 15% من تلك الأخيرة.

➤ الانتظام في الارتفاع (Régularité en élévation): (RPA99 الإصدار 2003 / b.3.5.1):

- 1- يجب ألا يحتوي نظام التدعيم على عنصر تحميل رأسي متقطع ، ولا ينتقل حملة مباشرة إلى الأساس.
- 2- الصلابة والكتل من مختلف المستويات تظل ثابتة أو تتخفف تدريجياً من القاعدة إلى أعلى المبنى.
- 3- اهتزاز البعد في المخطط بين مستويين متتاليين لا يتجاوز 20% من البعد الجانبي الأكبر للمبنى الذي لا يتجاوز 1.5 من أصغر بعد.

(3) التحقق من شروط التطبيق (Vérification des conditions d'application):

لا يحتوي هيكلنا على تكوين متماثل إلى حد كبير مقابل اثنين من التخفيفات المتعامدة مما يعني أن المبنى مصنف على أنه غير منتظم في التخطيط ، وبالتالي فإن الطريقة الثابتة المكافئة غير قابلة للتطبيق.

الخاتمة :

لا يتم تطبيق الطريقة الثابتة المكافئة ، في هذه الحالة سنطبق الطريقة الديناميكية (يتم الحساب بواسطة برنامج "ETABS 2017")

2.2.V الطريقة الديناميكية (Méthode dynamique):**(1) المبدأ (Principe):**

بهذه الطريقة ، يتم البحث عن الحد الأقصى من التأثيرات الناتجة عن القوى الزلزالية الممثلة بطيف استجابة حسابية لكل وضع اهتزاز ، وبالتالي يتم دمج هذه التأثيرات للحصول على الاستجابة للهيكل.

(2) النمذجة (Modélisation):

سيتم تمثيل هيكلنا بنموذج ثلاثي الأبعاد مضمن في القاعدة.

(3) عرض البرنامج:

ETABS هو برنامج حساب مصمم خصيصاً لحساب المباني. يتيح لك تصميم جميع أنواع المباني بسهولة وسرعة بفضل واجهة رسومية فريدة. يقدم العديد من الاحتمالات للتحليل الثابت الديناميكي.

يسمح هذا البرنامج بمراعاة الخصائص غير الخطية للمواد ، بالإضافة إلى حساب الأبعاد الهيكلية وأبعادها وفقاً للوائح المختلفة السارية في جميع أنحاء العالم.

بالإضافة إلى هذه الخصوصية لحساب المباني ، يقدم ETABS ميزة معينة مقارنة برموز الحساب مع استخدام أكثر شمولاً. في الواقع ، بفضل هذه الوظائف المختلفة ، فإنه يسمح بتحميل تلقائي وسريع ، وحساب تلقائي لمركز الكتلة والصلابة ، بالإضافة إلى مراعاة الانحراف العرضي المحتمل. بالإضافة إلى ذلك ، يستخدم هذا البرنامج المصطلحات الخاصة بصناعة البناء. يسمح ETABS أيضاً بنقل البيانات مع برامج أخرى (SAFE و ROBOT و AUTOCAD).

3.V خطوات نمذجة الهيكل في ETABS (Etapas de la modélisation de la structure):

1. اختيار نظام الوحدات (KN.m).
2. تعريف الهندسة الأساسية.
3. تعريف المواد.
4. تعريف الأقسام.
5. تعريف عنصر البلاطة.
6. إضافة مجموعات مختلفة لتسهيل تحديد موقع العناصر.
7. تحديد الرسوم الواجب تطبيقها.
8. إدخال طيف الاستجابة للتطبيق.
9. تعريف مجموعات الأحمال كما يلي

$$C1 : G+Q$$

$$C2 : 1.35G+1.5Q$$

$$C3 : G+Q \pm Ex$$

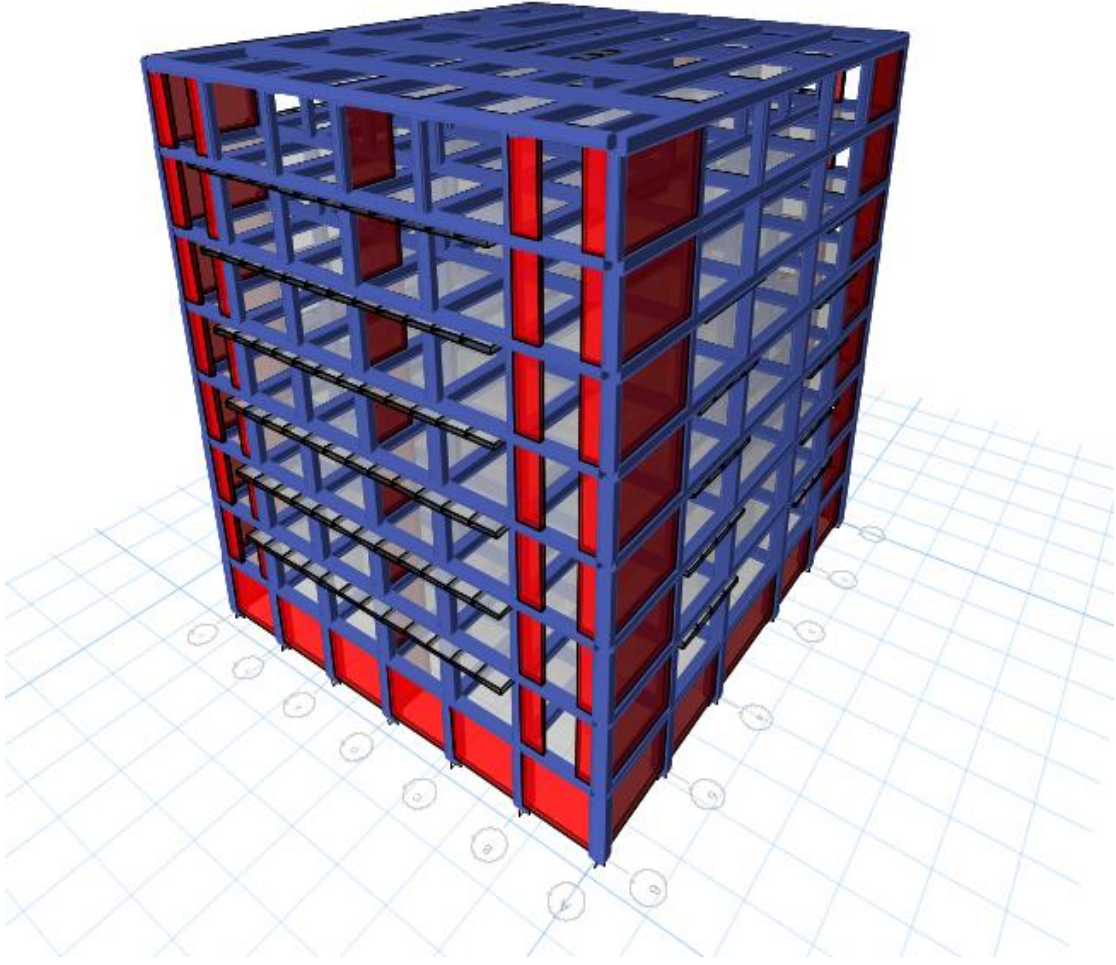
$$C4 : G+Q \pm Ey$$

$$C5 : 0.8G \pm Ex$$

$$C6 : 0.8G \pm Ey$$

$$C7 : G+0.2Q$$

10. تعيين الأقسام المحددة مسبقاً بالفعل لكل عنصر.
11. إضافة أرضية لكل طابق.
12. تحديد شروط الحدود (Définir les conditions aux limites)
13. بدء التحليل (lancer l'analyse).
14. فتح ملف النتائج للتحقق من الإزاحة ، وفترة الهيكل ، ومعدلات مشاركة الكتلة إذا كان عدد الأنماط المختارة كافياً.
15. تصور الجهود المبذولة (M ، N ، T) ومعدل العمل للأقسام.



الشكل 1: شكل المبنى.

4.V معايير تصنيف (Critères de classification) RPA 99 (version 2003)

1.4.V تصنيف المناطق الزلزالية: [RPA99/V2003-Article3.1]

يقع المشروع في منطقة خروبة بمدينة مستغانم ؛ وبالتالي يصنف في المنطقة II-a.

2.4.V تصنيف العمل (Classification de l'ouvrage) : [RPA 99 (version 2003)-Article3.2]

كوننا مبنى سكني وموقف سيارات ، وارتفاع المبنى أقل من 48m سيتم تصنيفه في المجموعة 2.

3.4.V تصنيف مواقع (Classification des sites) : [RPA 99 (version 2003)-Article3.3]

وفقاً للتقرير الجيوتقني المتعلق بهذا العمل ، نحن في وجود تربة فضفاضة من الفئة S2.

5.V تفسير النتائج (interprétation des résultats) :

1.5.V التحقق من نتيجة القوى الزلزالية (Vérification la résultante des forces sismiques) :

يجب ألا تقل نتيجة قوى الزلازل في القاعدة V ، التي تم الحصول عليها عن طريق مجموعات من القيم الشكلية، عن 80٪ من نتيجة القوى الزلزالية التي تحددها الطريقة الساكنة المكافئة.

1. احسب القوة الساكنة المكافئة (Calcul la force statique équivalente):

[(RPA 99 (version 2003)-Article4.1.2]

يجب حساب القوة الزلزالية الكلية في قاعدة الهيكل في كلا الاتجاهين من خلال:

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

A : معامل تسارع المنطقة: [(RPA 99 (version 2003)-Tableau 4.1)]

حسب المنطقة الزلزالية ومجموعة استخدام المبنى : $A = 0,15$.

D : متوسط عامل التضخيم الديناميكي: يُحدد وفقاً لفئة الموقع وعامل تصحيح التخميد والفترة الأساسية للهيكل.

[(RPA 99 (version 2003)-Tableau 4.2)]

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

T_2 : الفترة المميزة المرتبطة بفئة الموقع (Période caractéristique associée à la catégorie de site):

[(RPA 99 (version 2003) -Tableau 4.7)]

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

$$T_1 = 0,15 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0,40 \text{ sec}$$

η : معامل تصحيح الاستهلاك (Facteur de correction d'amortissement) ؛ حسب الصيغة

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ξ : النسبة المئوية للاستهلاك الحرج (Pourcentage d'amortissement critique):

[(RPA 99 (version 2003) -Tableau 4.2)]

إطار بوابة من الخرسانة المسلحة ، تعبئة كثيفة (Portique en béton armé, remplissage dense):

$$\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0,88$$

R : معامل السلوك العام للهيكل ؛ قيمته معطاة حسب نظام التدعيم ؛

[(RPA 99 (version 2003) -Tableau 4.3)]

Le contreventement mixte avec interaction: **R = 3.5**

Q : يتم تحديد عامل الجودة بالصيغة التالية : $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

[(RPA 99 (version 2003) -Tableau 4.4)]

P_q : هي العقوبة التي سيتم تطبيقها بناءً على ما إذا كان معيار الجودة مستوفى أم لا. [الجدول 4.4]

Critère q	Pq	
	Observe	N/ observe
1- conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2- redondance en plan.	0	0,05
3-régularité en plan.	0	0,05
4- régularité en élévation.	0	0,05
5-cotrôle de la qualité des matériaux.	0	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0,10

$$Q = 1 + 0,2 = 1,3 \Rightarrow q = 1,2$$

T : الفترة الأساسية للهيكل (La période fondamentale de la structure):

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : يقاس الارتفاع (m) من قاعدة الهيكل إلى المستوى الأخير.

C_T : المعامل اعتماداً على نظام التدعيم ، ونوع الحشوة (Coefficient fonction du système de)

[الجدول 4.6] (contreventement, du type de remplissage)

يتم تقديم الدعامات جزئياً أو كلياً بأشعة خرسانية مسلحة :

$$C_T = 0,05$$

- $T = C_T \times h_N^{3/4} \Rightarrow T = 0,05 \times 18,96^{3/4} = 0,45$
- Pour le sens longitudinal : $T_x = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} \Rightarrow T_x = 0,35$
- Pour le sens transversal : $T_y = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} \Rightarrow T_y = 0,37$

$$D_x = 2,2$$

$$D_y = 2,2$$

W : الوزن الكلي للهيكل (le Poids total de la structure).

يتم إعطاء الوزن الإجمالي للهيكل بواسطة برنامج ETABS : $W = 43052.2773 \text{ kN}$

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2.2 \times 1,2}{3.5} \times 43052.2773 = 4871.057 \text{ kN}$$

سنأخذ

$$\%80 V = 3896.846 \text{ KN}$$

نتيجة القوى الزلزالية:

بعد تفسير نتائج ملف **ETABS** ، تكون نتيجة القوى الزلزالية في القاعدة مساوية لـ:

محور XX

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2.2 \times 1,3}{3.5} \times 43052.2773 = 4871.057 \text{ kN}$$

محور YY

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 2.2 \times 1,3}{3.5} \times 43052.2773 = 4871.057 \text{ kN}$$

• عدد النماذج الواجب مراعاتها (Nombre de modes à considérer):

[(RPA 99 (version 2003) Article 4.3.4]

يجب أن يكون الحد الأدنى لعدد أوضاع K التي سيتم الاحتفاظ بها على هذا النحو

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

مع العلم :

N : عدد الطوابق فوق سطح الأرض ($N = 6$ طوابق)

$$K \geq 3\sqrt{6} = 8 \Rightarrow K = 8$$

ثم قمنا بزيادة عدد النمط إلى 12 بحيث يكون مجموع الكتل الشكالية الفعالة 90% .

جدول 1 : تحليل طيفي (Présentations des résultats de l'analyse spectrale)

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.671	0.6383	0.03466	0.6383	0.000003466
2	0.35	0.0002	0.2889	0.6385	0.2889
3	0.312	0.0001	0.3096	0.6386	0.5985
4	0.209	0.1011	0.01412	0.7397	0.5985
5	0.109	0.0461	0.03705	0.7858	0.6985
6	0.083	0.0124	0.0802	0.7858	0.7788
7	0.075	0.0195	0.1158	0.8858	0.8045
8	0.066	0.0275	0.0003	0.9133	0.8252
9	0.061	0.0027	0.0001	0.916	0.8597
10	0.061	0.0004	0.0005	0.9164	0.8821
11	0.056	0.0001	0.0002	0.9165	0.8934
12	0.055	0.0004	0.0002	0.9168	0.9225

• التحقق من الأحمال العادية (Vérification des Sollicitations normales):

[(RPA 99 (version 2003) - Article 7.4.3.1]

من أجل تجنب أو الحد من خطر التمزق الهش تحت الضغوط العامة بسبب الزلازل ، فإن جهد الضغط العادي

للحساب محدود بالشرط التالي:

جهد ضغط الحساب العادي محدود بالشرط التالي:

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{[(RPA 99 (version 2003) – Formule 7.2]}$$

مع العلم :

V : تقليل الجهد العادي (l'effort normal réduit) .

(effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)) : N_d

B_c : مساحة العمود (mm²) .

F_{c28} : قوة الضغط المميزة للخرسانة بـ (Mpa) .

ملاحظة : يتم توفير الجهد العادي المخفض بواسطة برنامج Etabs :

$$N_d = 1527.7443 \text{ KN} = 1527744.3 \text{ N}$$

$$B_c = 55 \times 45 = 2475 \text{ cm}^2 = 247500 \text{ mm}^2$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{1527744.3}{25 \times 247500} = 0,24 \leq 0,3 \quad \text{(الشرط محقق)}$$

• التحقق من الإزاحة (Vérification des déplacements)

[RPA 99 (version 2003) -Article 5.10]

يتم حساب الإزاحة الأفقية عند كل مستوى **K** من الهيكل على النحو التالي :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : الإزاحة بسبب قوى الزلازل F_e .

Le contreventement mixte avec interaction: **R = 3.5**

الإزاحة النسبية على المستوى **K** مقارنة بالمستوى **K-1** تساوي $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ يجب ألا تتجاوز الإزاحة الجانبية النسبية للأرضية بالنسبة للأرضيات المجاورة لها 1% من ارتفاع الأرضية. في حالتنا ، ارتفاع الأرضية **3.06 m** ؛ لذلك يجب أن يكون الإزاحة المسموح بها أقل من **306 cm** .

يتم عرض نتائج الازاحة الناجمة عن قوى الزلازل في [الجدول 2] أدناه:

جدول 2 : نتائج الازاحة (resultats des deplacement)

الطوابق	h [mm]	δ_{ekx} [mm]	δ_{eky} [mm]	$\delta_{kx} = R \times \delta_{ekx}$ [mm]	$\delta_{ky} = R \times \delta_{eky}$ [mm]	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ [mm]	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ [mm]	0,01h [mm]	Observation $\Delta kx < 0,01h$	Observation $\Delta ky < 0,01h$
الطابق 6	3060	20.821	8.847	72.8735	30.9645	6.874	5.362	30,6	vérifiée	vérifiée
الطابق 5	3060	18.857	7.315	65.9995	25.6025	9.0755	5.3795	30,6	vérifiée	vérifiée
الطابق 4	3060	16.264	5.778	56.924	20.223	11.389	5.257	30,6	vérifiée	vérifiée
الطابق 3	3060	13.01	4.276	45.535	14.966	12.908	4.8825	30,6	vérifiée	vérifiée
الطابق 2	3060	9.322	2.881	32.627	10.0835	13.7725	4.277	30,6	vérifiée	vérifiée
الطابق 1	3060	5.387	1.659	18.8545	5.8065	12.2465	3.36	30,6	vérifiée	vérifiée
RDC	3060	1.888	0.699	6.608	2.4465	6.3385	2.0895	30.6	vérifiée	vérifiée
Sous-sol	3060	0.077	0.102	0.2695	0.357	0.2695	0.357	30.6	vérifiée	vérifiée

• التحقق من تأثير $P - \Delta$: [RPA 99 (version 2003)-Article 5.9]:

يمكن تجاهل تأثيرات الترتيب أو التأثير الثاني ($P - \Delta$) في حالة المباني إذا تم استيفاء الشرط التالي على جميع المستويات :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

- Si $0,10 < \theta_k < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par 0
- Si $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : الوزن الكلي للهيكل وتكاليف التشغيل المرتبطة به فوق المستوى K .

V_k : جهد مستوى القص عند المستوى " K ".

Δ_k : الإزاحة النسبية للمستوى K مقارنة بالمستوى " $K-1$ ".

h_k : ارتفاع طابق " K ".

جدول 3 : التحقق تأثير $P-\Delta$ محور xx

Observation $\theta \leq 0.10$	θ_x	Δ_{kx} [mm]	P_k [KN]	V_{kx} [KN]	h [mm]	الطوابق
تم التحقق	0.02132839	7.856	5318.2687	640.1655	3060	الطابق 6
تم التحقق	0.03478162	10.372	10394.5298	1012.9689	3060	الطابق 5
تم التحقق	0.05071606	13.016	15470.7909	1297.547	3060	الطابق 4
تم التحقق	0.06507344	14.752	20665.6833	1531.0011	3060	الطابق 3
تم التحقق	0.07609341	15.74	25848.3356	1747.3055	3060	الطابق 2
تم التحقق	0.07452419	13.996	31177.9242	1913.5175	3060	الطابق 1
تم التحقق	0.04256722	7.244	36507.5128	2030.3175	3060	الطابق الأرضي RDC
تم التحقق	0.00212012	0.308	43052.2773	2043.9295	3060	موقف السيارات Sous-sol

جدول 4 : التحقق تأثير P-Δ محور YY

Observation $\Theta \leq 0.10$	Θ_Y	Δ_{ky} [mm]	P_K [KN]	V_{ky} [KN]	h [mm]	الطابق
تم التحقق	0.01085777	6.128	5318.2687	980.9053	3060	الطابق 6
تم التحقق	0.01299018	6.148	10394.5298	1607.689	3060	الطابق 5
تم التحقق	0.01523322	6.008	15470.7909	1994.0193	3060	الطابق 4
تم التحقق	0.01630995	5.58	20665.6833	2310.5207	3060	الطابق 3
تم التحقق	0.015562	4.888	25848.3356	2653.2417	3060	الطابق 2
تم التحقق	0.0131689	3.84	31177.9242	2971.0324	3060	الطابق 1
تم التحقق	0.00900589	2.388	36507.5128	3163.5053	3060	الطابق الأرضي RDC
تم التحقق	0.00178857	0.408	43052.2773	3209.4317	3060	موقف السيارات Sous-sol

تعليق:

بما أن جميع المعاملات أقل من 0.10 ؛ لذلك يمكن تجاهل تأثير P-Δ .

- التحقق من حالة الأحمال الرأسية لنظام الجدران الاستنادية (Vérification de la condition des)

(charges verticales du système de contreventement

[(RPA 99 (version 2003)-Article 3.4]

نظام الدعامة المختار هو: " voiles porteurs " لذا يجب أن تشغل الجدران الاستنادية أكثر من 20٪ من الأحمال العمودية. نعتبر أن الإجهاد الأفقي يتم تناوله فقط من قبل الجدران الاستنادية .

جدول 5 : الأحمال العمودية التي تحملها الجدران الاستنادية

الطوابق	الأحمال التي تحملها الجدران الاستنادية [KN]	الأحمال التي تحملها الأعمدة [KN]	المجموع [KN]	النسبة المئوية [KN]	التحقق
الطابق 6	1201.125	5141.0391	6342.16	20.93872	تم التحقق
الطابق 5	3175.3064	10026.1738	13201.5	24.05265	تم التحقق
الطابق 4	5178.3488	15186.7981	20365.1	25.42751	تم التحقق
الطابق 3	6796.748	20374.4097	27171.2	25.01457	تم التحقق
الطابق 2	8610.2984	25699.3115	34309.6	25.09588	تم التحقق
الطابق 1	9883.0938	31073.2758	40956.4	24.13079	تم التحقق
الطابق الأرضي RDC	11241.7983	36613.1741	47855	23.49139	تم التحقق
موقف السيارات Sous-sol	22884.9829	32137.8791	55022.9	41.59177	تم التحقق

الخلاصة:

بعد إجراء دراسة الزلازل بواسطة (la méthode d'analyse modale spectrale)، قارنا النتائج (الفترة (Période)، والإزاحة، والقوة الزلزالية الناتجة في القاعدة) بالنتائج التي تم الحصول عليها عن طريق

الوحدة السادسة VI : دراسة العناصر الإنشائية
(Etude des éléments structuraux)

الوحدة السادسة VI: دراسة العناصر الإنشائية (Etude des éléments structuraux)

1.VI هيكل الأعمدة (Les portiques): 1.1.VI مقدمة:

يتم حساب التسليحات الطولية والعرضية في الروافد والأعمدة من خلال النظر في الضغوط الناتجة عن أحمال الجاذبية (الأحمال الدائمة والتشغيلية) والزلازل وفقاً لمجموعات الإجراءات المحددة في لوائح الحساب المستخدمة لهذا الغرض ، وهي قواعد الحساب [BAEL91] ؛ والأنظمة [RPA 99 (version 2003)]

➤ مجموعات من الإجراءات (Combinaisons d'actions):

في حالة المباني القياسية ، يتم ملاحظة الإجراءات على النحو التالي:

G : الأحمال الدائمة .

Q : أحمال الاستغلال .

E : جهود الزلازل (Efforts sismiques) .

➤ الروافد والأعمدة (Pour les poutres et poteaux):

[BAEL91] (تركيبات أساسية) → { 1.35G + 1.5Q , G + Q }.

(RPA 99 (version 2003)) (تركيبات عرضية) → { G+Q ±Ex ; G+Q ±Ey ; 0.8G ± Ex ; 0.8G ±Ey }

يتم حساب القوى من خلال أخذ هذه التركيبات في الاعتبار باستخدام برنامج "ETABS".

2.1.VI تسليح الروافد (Ferrailage des poutres):

هناك نوعان من الروافد :

الرافدة الرئيسية (Poutres principales) : $(45 \times 30) \text{ cm}^2$.

الرافدة الثانوية (Poutres secondaires) : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

1.2.1.VI التسليح التنظيمي (Ferrailage réglementaire):

1.1.2.1.VI توصية (Recommandation) (RPA 99 (version 2003))

1 . التسليح الطولي (Armatures longitudinales)

- الحد الأدنى من التسليح : 0.5% B في أي قسم وفي المنطقة II-a ؛ (B: قسم الرافدة).
- التسليح الأقصى (Armatures maximale)

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \Rightarrow (\text{المنطقة الحالية}) \\ 6\% \times B \Rightarrow (\text{منطقة التداخل}) \end{array} \right.$$

- طول الغلاف (Longueur de recouvrement est de) : $\emptyset 40$ للمنطقة II-a.

2. التسليح المستعرض (Armatures transversales)

[(RPA 99 (version 2003)Article7.5.2.2)]

- يتم إعطاء كمية الحد الأدنى من التسليح المستعرض بواسطة: $A_t = 0.003 \times s \times b$.
- يتم تحديد التباعد الأقصى للتسليح العرضي على النحو التالي:
- في المنطقة العقدة (la zone nodale) وفي الامتداد إذا كان التسليح المضغوط ضرورياً:
 $s = \min (h/4; 12\phi)$
- خارج المنطقة العقدة (la zone nodale): $s \leq h/2$

2.1.2.1.VI القواعد (Règlement):

الحد الأدنى من التسليح الطولي في الانحناء البسيط هو (La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est

التسليح المشدود (Pour les armatures tendues) $A_{min} = 0.23 \times f_{t28} \times f_e \times b \times d \Rightarrow$

2.2.1.VI ضغوط الروافد (Les sollicitations des poutres):

باستخدام ملف النتائج المقدم بواسطة برنامج "ETABS" ، يتم الحصول على النتائج التالية:

جدول 1 : ملخص عزوم الانحناء والقوى للروافد.

Moment maximal en (KN.m)						L'effort tranchant en (KN)	القوى المؤثرة (Sollicitation)
E.L.U.		E.L.S.		A.C.C.		E.L.U.	الأنواع (combinaison)
Mt	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Max	
87.5936	-122.2807	63.667	-88.8897	63.9712	-87.933	127.7218	الرافدة الرئيسية
22.0361	-27.6078	15.979	-19.978	39.484	-18.461	330.8145	الرافدة الثانوية

- التسليح الطولي (Armatures longitudinales):

الشروط التي تفرضها [RPA 99 (version 2003)]

الرافدة الرئيسية:

$$A_{min} = 0.005 \times a \times b = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2.$$

الرافدة الثانوية:

$$A_{min} = 0.005 \times a \times b = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2.$$

الشروط التي تفرضها [BAEL91]

الرافدة الرئيسية:

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40.5 = 1.47 \text{ cm}^2.$$

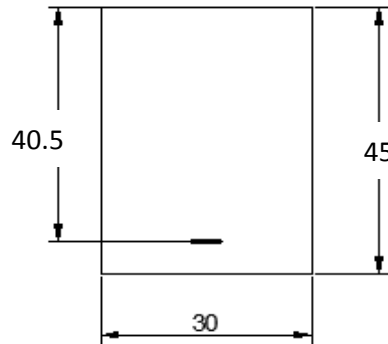
الرافدة الثانوية:

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.97 \text{ cm}^2.$$

3.2.1.VI تحديد التسليح (Détermination des armatures):

مثال حسابي : الرافدة الرئيسية $(45 \times 30) \text{ cm}^2$

1.En travée



الشكل 1 : قسم حساب المقطع العرضي.

- Etat limite ultime (ELU)

$$M_t^u = 87593.6 \text{ N.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8759.36}{14.2 \times 30 \times 40.5^2} = 0.12$$

$$\text{Avec : } d = h - \frac{h}{10} = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.12 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow \text{Á n' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.16$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.936$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{87593.6}{348 \times 0.936 \times 40.5} = 6.64 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$6T12 \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_t^{ser} = 63667 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A_{\bar{z}}$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_{\bar{z}} \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{87593.6}{63667} = 1.375$$

$$\alpha = 0.16 < 0.43$$

التسليحات المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

• **حالة عرضية (ACC)(Situation accidentelle):**

$$M_t^{Acc} = 63971.2 \text{ N.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{63971.2}{18.47 \times 30 \times 40.5^2} = 0.07$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.47 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (المواقف العرضية)}$$

$$\mu = 0.07 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et } ; \varepsilon_s > \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} =$$

$$400 \text{ MPa}$$

وبالتالي:

$$\delta_s = 1 \text{ (المواقف العرضية)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.09$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.964$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_t^{Acc} = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{63971.2}{400 \times 0.964 \times 40.5} = 4.096 \text{ cm}^2$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

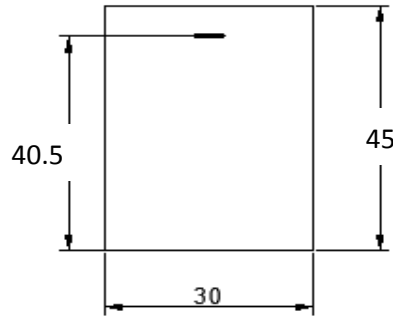
$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 6.64 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$6T12 \longrightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2$$

2.En appuis



الشكل 2: قسم الحساب في الدعم.

• Etat limite ultime (ELU)

$$M_a^u = 122280.7 \text{ N.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{122280.7}{14.2 \times 30 \times 40.5^2} = 0.175$$

$$\text{Avec : } d = h - \frac{h}{10} = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.175 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.242$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.903$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{122280.7}{348 \times 0.903 \times 40.5} = 9.60 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$4T16 + 2 T10 \longrightarrow A = 9.61 \text{ cm}^2$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_a^{ser} = 88889.7 \text{ N.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A \neq \emptyset$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400 Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{122280.7}{88889.7} = 1.375$$

$$\alpha = 0.242 < 0.43$$

التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

• **حالة عرضية (ACC)(Situation accidentelle):**

$$M_a^{Acc} = 87933 \text{ N.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{87933}{18.47 \times 30 \times 40.5^2} = 0.096$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.47 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,096 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} =$$

400 MPa

Avec : $\delta_s = 1$ (situations accidentelles)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,126$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,949$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_a^{Acc} = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{87933}{400 \times 0,949 \times 40,5} = 5,71 \text{ cm}^2$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 9,60 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$4T16 + 2 T10 \longrightarrow A = 9,61 \text{ cm}^2$$

1. فحص قوة القص (Vérification de l'effort tranchant):

$$T_u^{max} = 127.7218 \text{ kN}$$

• التحقق من تأثير قوة القص في محيط الدعامات (Vérification de l'influence de l'effort tranchant)
[CBA93/A.5.1.3]: (au voisinage d'appuis

$$T_u^{max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 40,5 \Rightarrow a = 36,45 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = 127721,8 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

لا يوجد تأثير لقوة القص في محيط الدعامات.

• التحقق من تأثير قوة القص على التسليح الطولي (Vérification de l'influence de l'effort tranchant)
[Article CBA93/A.5.1.3.2] (sur les armatures longitudinales

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u^{\max} + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 9.61 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times 10^{-2} \times \left[127721.8 + \frac{122280.7}{0.9 \times 40.5} \right] = 3.76 \text{ cm}^2$$

• تحقق مما إذا كان التسليح المستعرض متعامد مع الخط المتوسط (Vérification si les armatures)
[Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1] (transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne)

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{127721.8}{30 \times 40.5 \times 100} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{التسليح المستعرض عمودي على الخط الأوسط}$$

• المقطع العرضي والمباعدة بين التسليح A_t (Section et écartement des armatures transversales)
[Article BAEL91/4.2.3]: قطر التسليح العرضي:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1 \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35} ; \frac{30}{10} ; 1 \right) = 1 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

تباعد التسليح المستعرض (L'espacement des armatures transversales)

[Article CBA93/A.5.1.2.2/ A.5.1.2.3]

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,80 \times 3,14 \times 235}{30 \times (1,06 - 0,3 \times 2,1)} = 45,76 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(36,45 ; 40) = 36,45 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 235}{0,4 \times 30} = 61,49 \text{ cm}$$

بحسب ال RPA99 (version 2003)

• منطقة العقدة (Zone nodale):

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1 \right) = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t4} = 11,25 \text{ cm}$$

• المنطقة الحالية (Zone courante) :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 22.5 \text{ cm}$$

Donc : $\begin{cases} \delta_t = 11.25 \text{ cm} & \text{(zone nodale) منطقة العقدة} \\ \delta_t = 22.5 \text{ cm} & \text{(zone courante) المنطقة الحالية} \end{cases}$

1 . التحقق من التسليح المستعرض (Vérification des armatures transversales) :

• منطقة العقدة (zone nodale) :

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 11.25 \times 30 = 1.01 \text{ cm}^2$$

• المنطقة الحالية (zone courante) :

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t5} \times b = 0,003 \times 25 \times 30 = 2.025 \text{ cm}^2$$

2. طول الغلاف (Longueur de recouvrement) : $L_r = 40\phi_{max}$

الخلاصة

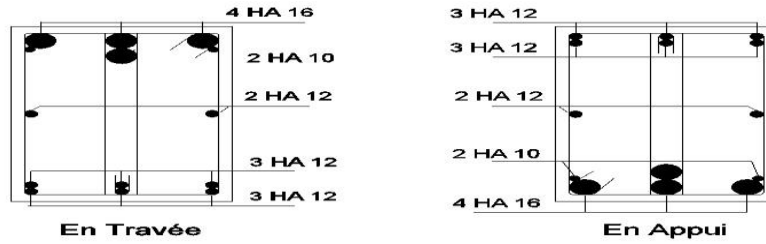
بالنظر إلى أن إجراء التحميل وحساب التسليح هما نفس الإجراءات الموضحة أعلاه ؛ يتم إعطاء قيم التسليحات التي تم العثور عليها واختيار التسليح مباشرة في [الجدول 2] :

جدول 2 : ملخص التسليح الروافد

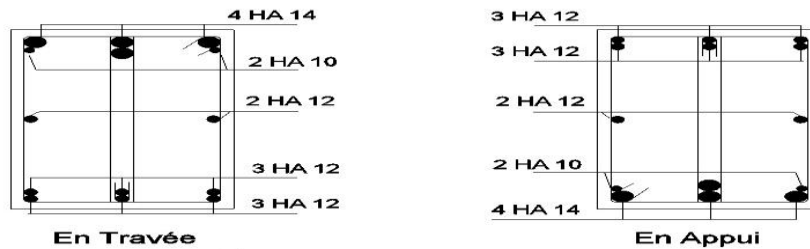
Longueur de recouvrement	اختيار A [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	A _{min} [cm ²]		أنواع الروافد	
			BAEL	RPA		
60	6T12 => A = 6.79	6.64	1.12	6.00	Travée	الرافدة الرئيسية
70	4T16 + 2T10 => A = 9.61	9.60			Appuis	
60	6T12 => A = 6.79	6.10	0.84	4.50	Travée	الرافدة الثانوية
70	4T14 + 2T10 => A = 7.73	7.12			Appuis	

رسم توضيحي لتسليح الروافد:

Ferrailage des poutres principales



Ferrailage des poutres secondaires



الشكل 3: تسليح الروافد.

3.1.VI تسليح الأعمدة (Ferrailage des poteaux):

1.3.1.VI التسليح التنظيمي (Ferrailage réglementaire):

1.1.3.1.VI توصية [RPA 99 (version 2003)]

1. التسليح الطولي (Les armatures longitudinales) [Article 7.4.2.1]

بالنسبة للتسليح الطولي ، يجب استيفاء الشروط التالية:

يجب أن يكون التسليح الطولي عالي الالتصاق ، مستقيماً وبدون خطافات (sans crochets):

- ستكون النسبة المئوية الصغرى : 0.8% en zone II a
- ستكون النسبة المئوية القصوى

{ في المنطقة الحالية (en zone courante) 4%

{ في المنطقة التداخل (en zone de recouvrement) 6%

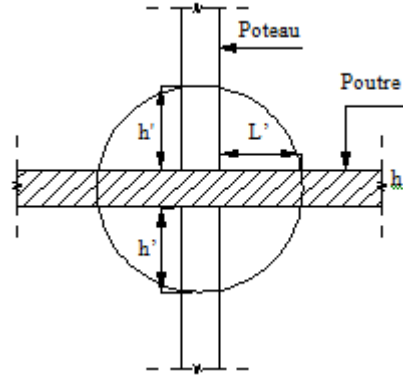
الحد الأدنى للقطر 12mm.

الحد الأدنى لطول التداخل هو: 40 درجة في zone II-a .

يجب ألا تتجاوز المسافة بين القضبان العمودية: 25cm في zone II-a .

يجب عمل المفاصل المتداخلة خارج المنطقة العقدية (المنطقة الحرجة) (zone critique) .

الأطوال التي يجب مراعاتها لكل شريط من التسليحات الطولية:



الشكل 4: منطقة العقدة (La zone nodale).

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) \end{cases}$$

مع العلم :

h : ارتفاع الرافدة .

a.b : قسم الرافدة .

h_e : الارتفاع الواضح بين طابقيين .

2.1.3.1.VI القواعد [BAEL91/Article A.8.1.21]

يجب أن يستوفي قسم A_l من التسليح الطولي الشروط التالية:

$$\begin{cases} A_l \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0.2\% \leq A_l \leq 5\% B \end{cases} \Rightarrow \text{لقسم مضغوط بالكامل}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{لقسم ممتد بالكامل}$$

بالنسبة للأقسام المستطيلة ، يجب أن تستوفي الحد الأقصى للمسافة c لشريطين متجاورين الشرط التالي:

$$c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$$

مع العلم b هو الجانب القصير من المستطيل.

1. التسليح المستعرض (Les armatures transversales):

شروط (RPA99 version 2003)

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

يتم حساب التسليح العرضي للأعمدة باستخدام الصيغة:

مع العلم :

T_u : قوة القص (Effort tranchant).

a : الارتفاع الكلي للجزء الإجمالي (Hauteur totale de la section brute).

f_e : حد مرن للتسليح المستعرض (Limite élastique des armatures transversales).

ρ_a : يعتمد المعامل على النحافة الهندسية λ_g (Coefficient dépend de l'élançement géométrique)

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

δ_t : التباعد بين التسليح المستعرض (Espacement entre les armatures transversales).

في منطقة العقدة:

$$\delta_t \leq \min (10\phi_1; 15 \text{ cm}) \dots \dots \dots \text{(Zone II-a)}.$$

في المنطقة الحالية:

$$\delta_t \leq 15\phi_1 \dots \dots \dots \text{(Zone II-a)}.$$

الحد الأدنى من المقطع العرضي للتسليح (Section minimale des armatures transversales):

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ في } \% \text{ كما يلي}$$

إذا

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{a}$$

مع العلم :

a و **b** : البعد الأصغر لمقطع عرضي للأعمدة .
L_f : طول الانتشاء (Longueur du flambement).

شروط [BAEL91] [BAEL91/A.8.1.3]:

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{lmax} \text{ : يجب أن يكون قطر التسليح المستعرض :}$$

تباعد التسليح العرضي له القيمة التالية (L'espacement des armatures transversales a pour)

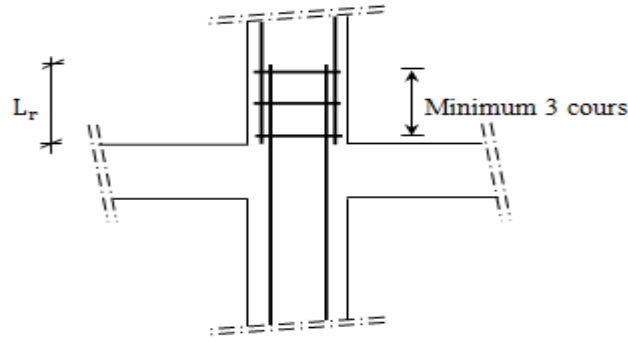
$$\delta_t = \min(15\varphi_{lmin} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm}):(\text{valeur}$$

مع العلم :

b : البعد الأصغر لمقطع عرضي للأعمدة (La plus petite dimension de la section transversale du poteau).

φ_{lmin} : أصغر قطر من التسليح الطولي الضروري للمقاومة (Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance).

في المنطقة المتداخلة من التسليح الطولي ، يجب توفير ثلاث دورات من التسليح العرضي.



الشكل 5: التسليح المستعرض في منطقة التداخل.

جدول 3 : طلبات الحساب (Sollicitations de calcul)

		تركيبات	العمود 55×45	العمود 50×40	العمود 45×35	العمود 40×30	العمود 35×25
1.35G+1.5Q	الحالة 1	N^{\max} (KN)	2501.739	2220.1828	1579.9622	961.1613	351.9878
		M_y (KN.m)	4.6029	5.2245	1.1822	1.8008	1.0819
		M_z (KN.m)	11.8345	34.5907	44.3274	37.8027	28.4733
G+Q±E 0.8G±E	الحالة 2	$M_{y\max}$ (KN.m)	13.8561	20.7311	21.6518	22.1921	15.9423
		N_{corr} (KN)	757.37	1221.3391	812.1046	410.0026	207.1831
	الحالة 3	$M_{z\max}$ (KN.m)	26.6815	46.3524	42.7864	33.9169	36.5845
		N_{corr} (KN)	1577.1667	1365.8942	912.2164	468.8972	204.8485
	الحالة 4	N_{\max} (KN)	1820.6822	1615.8201	1149.9439	699.7491	256.6336
		M_y (KN.m)	3.3576	3.8109	0.8717	1.3256	0.8054
		M_z (KN.m)	8.6324	25.2042	70.0443	27.5198	20.7013
	الحالة 5	N_{\min} (KN)	104.6528	125.1245	0.13	24.9274	4.8195
		M_y (KN.m)	1.5038	0.2117	0.2402	0.0777	0.0122
		M_z (KN.m)	0.1565	0.3208	12.97	0.1157	0.0966

2.3.1.VI حساب التسليح :

مثال حسابي : العمود (55*45) cm²

التسليح الطولي (Les armatures longitudinales):

$$b = 55 \text{ cm} , h = 45 \text{ cm} , d = 40.5 \text{ cm} , c = 4.5 \text{ cm}$$

الحالة الأولى (1^{ère} Cas) :

المحور x-x

$$N = 2501.739 \text{ kN} , M = 4.6029 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4.6029}{2501.739} = 0.0018 \text{ m} = 0.18 \text{ cm}$$

اللامركزية أقل من نصف المسافة من قلب المركز (L'excentricité est inférieure à la moitié de la)

$$\frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} : (\text{distance du noyau central})$$

لدينا ضغط غريب (On a une compression excentrée):

Etat limite ultime (E.L.U.R)

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{2501739 - 100 \times 55 \times 45 \times 14.2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3]}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \Rightarrow \sqrt{12} \times \frac{214,2}{45} = 16.48$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

يتم تحقيق الشرط ← يتم تقليل الحساب إلى حساب نفس القسم في الانحناء المركب المطلوب بواسطة:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0.004 \leq 0.75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N' \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_\alpha \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = 0.81 \times 2501.739 = 2026.408 \text{ kN} \\ M'_1 = 44.17 \text{ kN.m} \\ e_1 = 2,18 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \end{cases}$$

تقع نقطة تطبيق قوة الضغط العادية داخل القسم .

• تحقق مما إذا كان القسم مضغوطاً جزئياً (Vérification si la section est partiellement comprimée):

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq (2) = N_1(d - c_1) - M_1$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) \times 14.2 \times 55 \times 45 \times 10^{-2} \Rightarrow (1) = 4048.704 \text{ kN.m}$$

$$(2) = N_1 \times (d - c) - M_1 \Rightarrow (2) = 264.07 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 20.18 \text{ cm}$$

$$M_1 = 408.929 \text{ kN.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow$$

قسم مضغوط جزئياً ، يتم تقليل الحساب عن طريق الانحناء البسيط لنفس القسم الذي تشدد عليه اللحظة

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section)

(sollicitée par le moment

• التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{408929}{14.2 \times 55 \times 40.5^2} = 0.319$$

$$\mu = 0,319 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{Á n' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,497$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,801$$

• تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{408929}{348 \times 0.801 \times 40.5} = 36.22 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 36.22 - \frac{2501739}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

محور y-y

$$N = 2501.739 \text{ kN} \quad M = 11.8345 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{11.8345}{2501.739} = 0.0047 \text{ m} = 0.47 \text{ cm}$$

اللامركزية أقل من نصف المسافة من قلب المركز (L'excentricité est inférieure à la moitié de la)

$$\frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \quad \text{: (distance du noyau central)}$$

لدينا ضغط غريب (On a une compression excentrée):

Etat limite ultime (E.L.U.R)

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{2501739 - 100 \times 55 \times 45 \times 14.2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3]}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \Rightarrow \sqrt{12} \times \frac{214,2}{45} = 16.48$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

يتم استيفاء الشرط ← يتم تقليل الحساب إلى حساب نفس القسم في الانحناء المركب المطلوب بواسطة:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,004 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N' \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_\alpha \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = 0.81 \cdot 2501.739 = 2026.408 \text{ kN} \\ M'_1 = 50.052 \text{ kN.m} \\ e_1 = 2,47 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \end{cases}$$

تقع نقطة تطبيق قوة الضغط العادية داخل القسم .

• تحقق مما إذا كان القسم مضغوطاً جزئياً (Vérification si la section est partiellement comprimée):

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq (2) = N_1(d - c_1) - M_1$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) \times 14.2 \times 55 \times 45 \times 10^{-2} \Rightarrow (1) = 4048.704 \text{ kN.m}$$

$$(2) = N_1 \times (d - c) - M_1 \Rightarrow (2) = 264.07 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 20.47 \text{ cm}$$

$$M_1 = 414.805 \text{ kN.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow$$

قسم مضغوط جزئياً ، يتم تقليل الحساب عن طريق الانحناء البسيط لنفس القسم الذي تشدد عليه اللحظة

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section)
(sollicitée par le moment

• التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{414805}{14.2 \times 55 \times 40.5^2} = 0,323$$

$$\mu = 0,323 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,506$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,797$$

• تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{414805}{348 \times 0.797 \times 40.5} = 36.92 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 36.96 - \frac{2501739}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

الحالة الثانية (2^{ème} Cas)

$$N = 757.37 \text{ kN} \quad M = 13.8561 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13.8561}{757.37} = 0,018 \text{ m}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la) اللامركزية أقل من نصف المسافة من قلب المركز

$$\frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} : \text{ (distance du noyau central}$$

: (On a une compression excentrée) لدينا ضغط غريب

Etat limite ultime (E.L.U.R)

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{757370 - 100 \times 55 \times 45 \times 14.2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3]}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \Rightarrow \sqrt{12} \times \frac{214,2}{45} = 16.48$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

يتم استيفاء الشرط ← يتم تقليل الحساب إلى حساب نفس القسم في الانحناء المركب المطلوب بواسطة:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,004 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N' \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_\alpha \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = 0.81 * 757.370 = 613.469 \text{ kN} \\ M'_1 = 23.311 \text{ kN.m} \\ e_1 = 3.8 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \end{cases}$$

تقع نقطة تطبيق قوة الضغط العادية داخل القسم.

• تحقق مما إذا كان القسم مضغوطاً جزئياً (Vérification si la section est partiellement comprimée):

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq (2) = N_1(d - c_1) - M_1$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) \times 14.2 \times 55 \times 45 \times 10^{-2} \Rightarrow (1) = 4048.704 \text{ kN.m}$$

$$(2) = N_1 \times (d - c) - M_1 \Rightarrow (2) = 87.112 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 21.8 \text{ cm}$$

$$M_1 = 133.736 \text{ kN.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow$$

قسم مضغوط جزئياً ، يتم تقليل الحساب عن طريق الانحناء البسيط لنفس القسم الذي تشدد عليه اللحظة
 Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section)
 (sollicitée par le moment

• التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{133736}{14.2 \times 55 \times 40.5^2} = 0,104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,137$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,945$$

• تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{133736}{348 \times 0,945 \times 40,5} = 10,04 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 10,04 - \frac{757370}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

الحالة الثالثة (3^{ème} Cas)

$$N = 1577.1667 \text{ kN} \quad M = 26.6715 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{26.6715}{1577.1667} = 0,016 \text{ m}$$

اللامركزية أقل من نصف المسافة من قلب المركز (L'excentricité est inférieure à la moitié de la)

$$\frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} : \text{ (distance du noyau central)}$$

لدينا ضغط غريب (On a une compression excentrée):

Etat limite ultime (E.L.U.R)

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{1577166.7 - 100 \times 55 \times 45 \times 14.2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3]}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \Rightarrow \sqrt{12} \times \frac{214,2}{45} = 16.48$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

يتم استيفاء الشرط ← يتم تقليل الحساب إلى حساب نفس القسم في الانحناء المركب المطلوب بواسطة:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,003 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N' \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_\alpha \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = 0.81 * 1577.1667 = 1277.505 \text{ kN} \\ M'_1 = 45.99 \text{ kN.m} \\ e_1 = 3.6 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \end{cases}$$

تقع نقطة تطبيق قوة الضغط العادية داخل القسم .

• تحقق مما إذا كان القسم مضغوطاً جزئياً (Vérification si la section est partiellement comprimée):

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq (2) = N_1(d - c_1) - M_1$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) \times 14.2 \times 55 \times 45 \times 10^{-2} \Rightarrow (1) = 4048.704 \text{ kN.m}$$

$$(2) = N_1 \times (d - c) - M_1 \Rightarrow (2) = 87.112 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 21.6 \text{ cm}$$

$$M_1 = 275.941 \text{ kN.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow$$

قسم مضغوط جزئياً ، يتم تقليل الحساب عن طريق الانحناء البسيط لنفس القسم الذي تشدد عليه اللحظة

(Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section)

(sollicitée par le moment

• التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{275941}{14.2 \times 55 \times 40.5^2} = 0.215$$

$$\mu = 0,215 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,306$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,877$$

• تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{275941}{348 \times 0,877 \times 40,5} = 22,32 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 22,32 - \frac{1577166,7}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

: الحالة الرابعة (4^{ére} Cas)

المحور x-x

$$N = 1820,6822 \text{ kN} \quad M_y = 3,3576 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,3576}{1820,682} = 0,0018 \text{ m} = 0,18 \text{ cm}$$

اللامركزية أقل من نصف المسافة من قلب المركز (L'excentricité est inférieure à la moitié de la)

$$\frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} : \text{ (distance du noyau central)}$$

: لدينا ضغط غريب (On a une compression excentrée)

Etat limite ultime (E.L.U.R)

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{1820,6822 - 100 \times 55 \times 45 \times 14,2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3]}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \Rightarrow \sqrt{12} \times \frac{214,2}{45} = 16,48$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

يتم استيفاء الشرط ← يتم تقليل الحساب إلى حساب نفس القسم في الانحناء المركب المطلوب بواسطة:

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{L_e}{250}\right) = 2\text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,004 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N' \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_\alpha \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = 0,81 \cdot 1820,6822 = 1474,752\text{ kN} \\ M'_1 = 32,149\text{kN.m} \\ e_1 = 2,18\text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5\text{ cm} \end{cases}$$

تقع نقطة تطبيق قوة الضغط العادية داخل القسم .

• تحقق مما إذا كان القسم مضغوطاً جزئياً (Vérification si la section est partiellement comprimée):

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq (2) = N_1(d - c_1) - M_1$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 55 \times 45 \times 10^{-2} \Rightarrow (1) = 4048,704\text{ kN.m}$$

$$(2) = N_1 \times (d - c) - M_1 \Rightarrow (2) = 264,07\text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 20,18\text{ cm}$$

$$M_1 = 298,21\text{ kN.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow$$

قسم مضغوط جزئياً ، يتم تقليل الحساب عن طريق الانحناء البسيط لنفس القسم الذي تشدد عليه اللحظة

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section)

(sollicitée par le moment

• التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{298210}{14,2 \times 55 \times 40,5^2} = 0,232$$

$$\mu = 0,232 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,334$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,866$$

• تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{298210}{348 \times 0.866 \times 40.5} = 24.43 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 24.43 - \frac{1820682.2}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

محور y-y

$$N=1820.6822 \text{ kN} \quad M= 8.632 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{8.632}{1820.6822} = 0,0047 \text{ m} = 0,47 \text{ cm}$$

اللامركزية أقل من نصف المسافة من قلب المركز (L'excentricité est inférieure à la moitié de la)

$$\frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} \quad \text{: (distance du noyau central)}$$

لدينا ضغط غريب (On a une compression excentrée):

Etat limite ultime (E.L.U.R)

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{1820682.2 - 100 \times 55 \times 45 \times 14.2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3]}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{214,2}{45} = 16.48$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

يتم استيفاء الشرط ← يتم تقليل الحساب إلى حساب نفس القسم في الانحناء المركب المطلوب بواسطة:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,004 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N' \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_\alpha \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = 0.81 * 1820.6822 = 1474.7525 \text{ kN} \\ M'_1 = 36.42 \text{ kN.m} \\ e_1 = 2,47 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \end{cases}$$

تقع نقطة تطبيق قوة الضغط العادية داخل القسم

• تحقق مما إذا كان القسم مضغوطاً جزئياً (Vérification si la section est partiellement comprimée):

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq (2) = N_1(d - c_1) - M_1$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) \times 14.2 \times 55 \times 45 \times 10^{-2} \Rightarrow (1) = 4048.704 \text{ kN.m}$$

$$(2) = N_1 \times (d - c) - M_1 \Rightarrow (2) = 264.07 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 20.47 \text{ cm}$$

$$M_1 = 301.881 \text{ kN.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow$$

قسم مضغوط جزئياً ، يتم تقليل الحساب عن طريق الانحناء البسيط لنفس القسم الذي تشدد عليه اللحظة

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section)

:(sollicitée par le moment

• التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{301881}{14.2 \times 55 \times 40.5^2} = 0,235$$

$$\mu = 0,235 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,339$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,864$$

• تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{301881}{348 \times 0.864 \times 40.5} = 24.79 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 36.96 - \frac{1820682.2}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

الحالة الخامسة (5^{émé} Cas)

محور X-X

$$N=104.6528 \text{ kN} \quad M= 1.5038 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.5038}{104.6528} = 0,014 \text{ m} = 1.4 \text{ cm}$$

اللامركزية أقل من نصف المسافة من قلب المركز (L'excentricité est inférieure à la moitié de la)

$$\frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} : (\text{distance du noyau central})$$

لدينا ضغط غريب (On a une compression excentrée):

Etat limite ultime (E.L.U.R)

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{104652.8 - 100 \times 55 \times 45 \times 14.2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3]}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \Rightarrow \sqrt{12} \times \frac{214,2}{45} = 16.48$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

يتم استيفاء الشرط ← يتم تقليل الحساب إلى حساب نفس القسم في الانحناء المركب المطلوب بواسطة:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,031 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N' \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_\alpha \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = 0.81 * 104.652 = 84.768 \text{ kN} \\ M'_1 = 3.55 \text{ kN.m} \\ e_1 = 3.4 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \end{cases}$$

تقع نقطة تطبيق قوة الضغط العادية داخل القسم .

• تحقق مما إذا كان القسم مضغوطاً جزئياً (Vérification si la section est partiellement comprimée):

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq (2) = N_1(d - c_1) - M_1$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) \times 14.2 \times 55 \times 45 \times 10^{-2} \Rightarrow (1) = 4048.704 \text{ kN.m}$$

$$(2) = N_1 \times (d - c) - M_1 \Rightarrow (2) = 264.07 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 21.4 \text{ cm}$$

$$M_1 = 18.14 \text{ kN.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow$$

قسم مضغوط جزئياً ، يتم تقليل الحساب عن طريق الانحناء البسيط لنفس القسم الذي تشدد عليه اللحظة

Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section)

(sollicitée par le moment

• التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18140}{14.2 \times 55 \times 40.5^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

• تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18140}{348 \times 0,993 \times 40.5} = 1.29 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1.29 - \frac{2501739}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

محور y-y

$$N=104.652 \text{ kN} \quad M= 0.156 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0.156}{104.652} = 0,0049 \text{ m} = 0,47 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la) اللامركزية أقل من نصف المسافة من قلب المركز

$$\frac{h}{12} = 3.75 \text{ cm} : \text{ (distance du noyau central}$$

: (On a une compression excentrée) لدينا ضغط غريب

Etat limite ultime (E.L.U.R)

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_2}$$

$$A'_1 = \frac{104652 - 100 \times 55 \times 45 \times 14.2}{100 \times 348} \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

Etat limite de stabilité de forme (E.L.S.F)

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \text{ avec : } l_f = 0,7 \times L_0 \text{ [BAEL91/VI.3]}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} \Rightarrow \sqrt{12} \times \frac{214,2}{45} = 16.48$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

يتم استيفاء الشرط ← يتم تقليل الحساب إلى حساب نفس القسم في الانحناء المركب المطلوب بواسطة:

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = 0,004 \leq 0,75$$

$$\begin{cases} N_1 = \alpha_1 \cdot N' \\ M'_1 = N_1 \cdot e_1 \\ e_1 = e + e_\alpha \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_1 = 0.81 \cdot 104.652 = 84.76 \text{ kN} \\ M'_1 = 2.11 \text{ kN.m} \\ e_1 = 2,49 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \end{cases}$$

تقع نقطة تطبيق قوة الضغط العادية داخل القسم

• تحقق مما إذا كان القسم مضغوطاً جزئياً (Vérification si la section est partiellement comprimée):

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq (2) = N_1(d - c_1) - M_1$$

$$(1) = (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4.5) \times 14.2 \times 55 \times 45 \times 10^{-2} \Rightarrow (1) = 4048.704 \text{ kN.m}$$

$$(2) = N_1 \times (d - c) - M_1 \Rightarrow (2) = 264.07 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e' \text{ avec : } e' = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 20.49 \text{ cm}$$

$$M_1 = 17.367 \text{ kN.m}$$

$$(1) > (2) \Rightarrow$$

قسم مضغوط جزئياً ، يتم تقليل الحساب عن طريق الانحناء البسيط لنفس القسم الذي تشدد عليه اللحظة
 Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section)
 (sollicitée par le moment

• التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17367}{14.2 \times 55 \times 40.5^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{Á n' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

• تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17367}{348 \times 0,993 \times 40,5} = 1.24 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1.24 - \frac{104652}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

: الحد الأدنى من التسليح (Armatures minimales)

Selon le BAEL91 : $A_{\min} \geq \max \left[0,2 \times \frac{b \times h}{100} ; 8 \times \frac{b+h}{100} \right]$

Selon le RPA : $0,8\%B = 0.008 \times B$

$B = b \times h$

جدول 4 : التسليح حسب BAEL و RPA / V2003.

A_{BAEL} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	h [cm]	b [cm]	الأقسام [cm ²]	الأنواع
8	19.8	45	55	55x45	1
7.2	16	40	50	50x40	2
6.4	12.6	35	45	45x35	3
5.6	9.6	30	40	40x30	4
4.8	7	25	35	35x25	5

التحقق من قوة القص (Vérification de l'effort tranchant):

$$T_u^{\max} = 113,703 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{113703}{55 \times 40.5 \times 10^2} = 0,51 \text{ MPa}$$

يمكن أن يكون التكسير ضارًا (Fissuration peut nuisible):

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

قطر التسليح العرضي (Diamètre des armatures transversales):

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = 0,67 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

لذا سنأخذ $\phi_1 = 8 \text{ mm}$ مع درجة فولاذ FeE235.

تباعد التسليح المستعرض (Espacement des armatures transversales):

وفقًا لقواعد BAEL 91

$$\delta_t = \min(15\phi_{l\min}, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

وفقًا لقواعد (zone II-a): RPA 99 (version 2003)

في منطقة العقدة:

$$\delta_t \leq \min(10\phi_1; 15\text{cm}) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

في المنطقة الحالية:

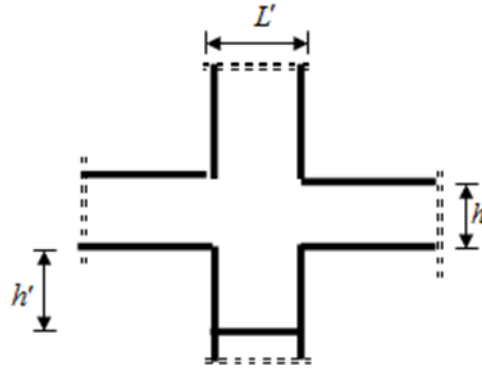
$$\delta_t \leq 15\phi_1 = 24\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

الحد الأدنى من تسليح المستعرض (Armatures transversales minimales):

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{55} = 3.89$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,0058\% \times b \times \delta_t = 3,48 \text{ cm}^2$$

تحديد منطقة العقدة (Détermination de la zone nodale):



الشكل 6: منطقة العقدة.

تتكون المنطقة من عُقد الروافد - الأعمدة

$$L' = 2 \times h = 90 \text{ cm}$$

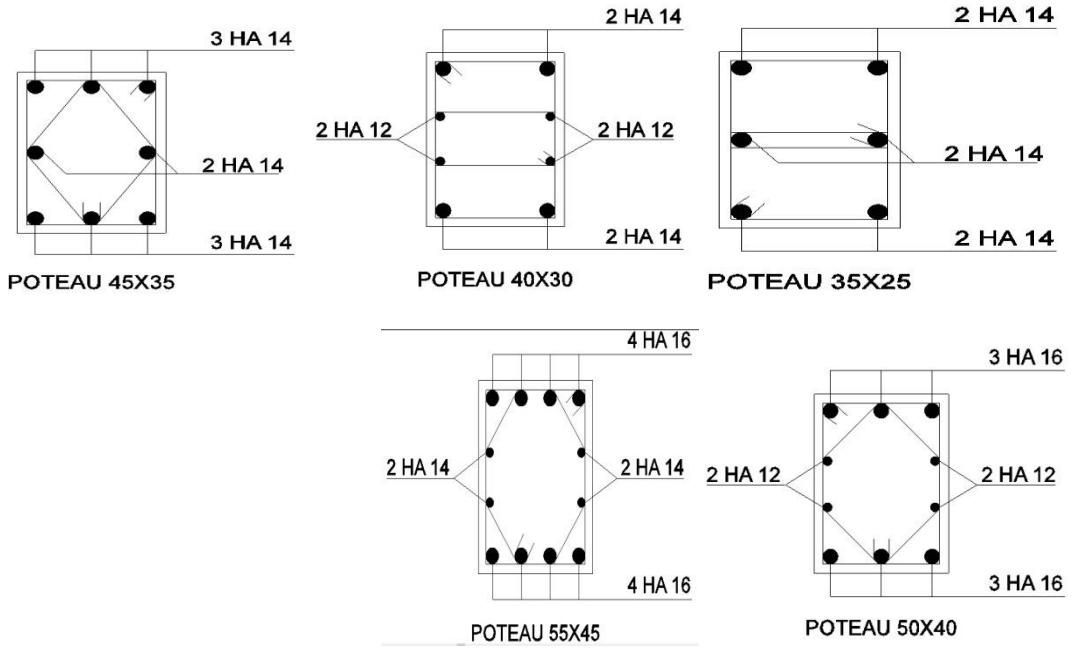
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40\phi_{\text{max}}$

جدول 5 : ملخص لجميع تسليحات الأعمدة

Recouvrement	اعتمد A [cm ²]	اختيار	A _{RPA} [cm ²]	A _{cal} [cm ²]	الأقسام [cm ²]
80	22.24	8T16+4T14	19.8	0	55*45
80	16.58	6T16+4T12	16	0	50x40
80	12.32	8T14	12.6	0	45x35
70	10.68	4T14+4T12	9.6	0	40x30
70	9.24	6T14	7	0	35x25

رسم توضيحي لتسليح الأعمدة:



الشكل 7: تسليح الأعمدة.

الوحدة السابعة VII : دراسة الجدران الإستنادية
(Etude des voiles)

الوحدة السابعة VII : دراسة الجدران الإستنادية (Etude des voiles)

1.VII مقدمة :

الجدران الاستنادية عبارة عن عناصر خرسانية مسلحة حيث يكون الطول على الأقل أكبر 4 مرات من العرض.

الدور الرئيسي للجدران الاستنادية هو أخذ القوى الأفقية (الزلازل ، دفع الأرض) وكذلك جزء من القوى والأحمال العمودية من أجل صلاية المبنى.

الضغوط الناتجة على الجدران الاستنادية هي:

* لحظة الانحناء والقوة الحادة الناجمة عن عمل الزلازل (Moment fléchissant et effort tranchant) (provoqués par l'action du séisme).

* جهد عادي بسبب الجمع بين الأحمال الدائمة والعمليات والحمل الزلزالي (Effort normal due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique).

في هيكلنا ، هناك نوعان من الجدران الاستنادية:

- جدران استنادية (Voile de contreventement).
- جدران استنادية أرضية موجودة تحت سطح الأرض (Voile périphérique du sous-sol).

ستتم تقوية الجدران الاستنادية حسب اللائحة BAEL91 والفحوصات حسب اللائحة مقاومة الزلازل الجزائرية RPA 99 (version 2003).

2.VII تسليح الجدران الاستنادية (Ferrailage des voiles de contreventement):

وفقاً للمادة (7.7.4 من RPA 99 (version 2003)) ، سيتم حساب الجدران الاستنادية حصرياً في اتجاه مستوى سطحها المتوسط من خلال تطبيق القواعد الكلاسيكية للخرسانة المسلحة ("CBA93" "DTR-BC-2.41") إذاً يجب التحقق من الشروط التالية:

* استيفاء شروط الأبعاد المحددة في (RPA 99 (version 2003)).

* يتم ترتيب الجدران الاستنادية في اتجاهين متعامدين.

بالنسبة لهيكلنا ، يتم استيفاء الشرطين السابقين.

سيتم حساب طلبات الحساب باستخدام مجموعات الإجراءات التالية:

$$- 1.35G + 1.5Q$$

$$- G \pm Q \pm E$$

$$- 0.8G \pm E$$

[RPA 99 (version 2003)/V.5.2]

يتم ضغط الأشرطة في اتجاهين ، وسيتم حسابها في الانحناء المركب بقوة القص [RPA 99 (version 2003)/ 7.7.4].

الوصف المتعلق بالجدران الاستنادية (Description relative aux armatures des voiles):

بالنسبة لقسم الجدران الاستنادية في الإنحناء المركب ، سنستمر على النحو التالي:

1- تحديد الضغوط حسب الاتجاه المعتبر (Détermination des sollicitations suivant le sens) (considéré).

2- تحديد طبيعة القسم (Détermination de la nature de la section).
في الانحناء المركب ، يمكن أن تنشأ ثلاث حالات اعتماداً على موضع المحور المحايد الذي يمكن أن يمر إما بين التسليح أو خارج التسليح.

- إما ممتد بالكامل (Soit entièrement tendue).
- إما مضغوط جزئياً (Soit partiellement comprimée).
- إما مضغوط بالكامل (Soit entièrement comprimée).

مع الاعتراف بما يلي (Tout en admettant que):

- $N < 0$ قوة الضغط (est un effort de compression).
- $N > 0$ قوة الشد (est un effort de traction).

1.2.VII الترتيب البنائي للتسليح (Disposition constructives des armatures):

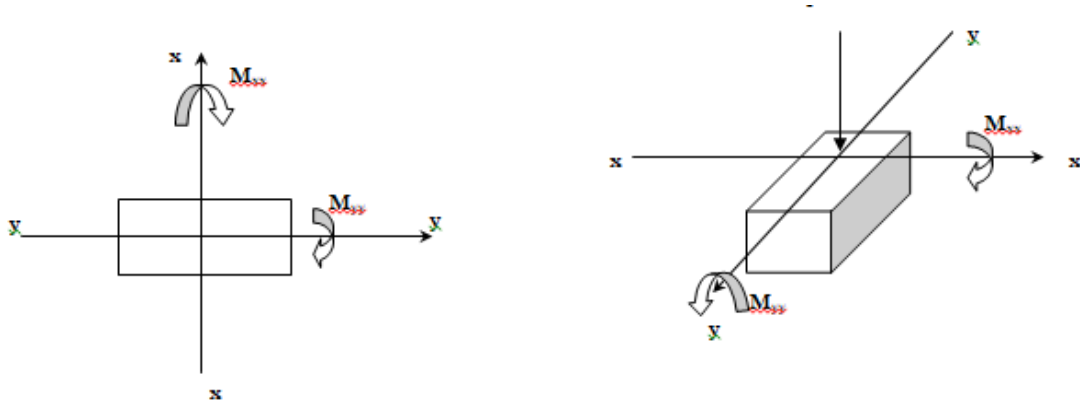
يجب أن تكون التسليحات التالية متاحة [RPA 99 (version 2003)/ 7.7.4]:

- التسليحات العمودية (Les armatures verticales).
- التسليحات الأفقية (Les armatures horizontales).

التسليحات العمودية (Les armatures verticales):

حالة [RPA 99 (version 2003)/ 7.7.4.1]:

سيتم ترتيب التسليح الرأسي بطريقة تأخذ معوقات الانحناء المركب.
يجب تسليح قوة الشد المتولدة في جزء من الجدار بالكامل بواسطة التسليحات ، والتي يكون الحد الأدنى للنسبة المئوية 0.20 ٪ من القسم الأفقي لخرسانة الشد.
إذا كانت قوى الضغط الكبيرة تعمل في النهاية ، فيجب أن تتوافق الأشرطة العمودية مع الشروط المفروضة على الجدران الاستنادية.
يجب ربط الأشرطة الرأسية للمناطق الطرفية بإطارات أفقية ، ويجب ألا يكون التباعد أكبر من سمك الجدران الاستنادية.
في كل طرف من طرفي الجدار ، يجب تقليل التباعد بين الأشرطة بمقدار (1/10) من عرض الجدار ، ويجب أن يكون هذا التباعد على الأكثر 15cm.
يجب أن تكون القضبان الرأسية لهذا الأخير مزودة بخطافات (تقاطع متداخل)(jonction de recouvrement).



الشكل 1: التماس لحساب الجدار الاستنادي (Sollicitations de calcul d'un voile)

محور x-x :

N_z, M_x : مقطع من التسليح الرأسي في نهاية الجدار.

محور y-y :

N_z, M_y : قسم التسليح الرأسي الموازي للجدار الاستنادي.

في كل طرف من طرفي الجدار الاستنادي $AV \geq 4HA10$.

في المنطقة الحالية (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile)

$$A_1 = [(L - 2a)] \times 0.10 \%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2AV.$$

$$A'V = \max (A1 ; A2).$$

التسليح الحد الأدنى (Ferrailage minimal):

عندما يكون قسم الفولاذ المحسوب صفرًا أو صغيرًا جدًا ، تفرض اللوائح المختلفة الحد الأدنى من أقسام الصلب.

يتم إعطاء الحد الأدنى من نسبة التسليح الرأسي والأفقي للأرصفة على النحو التالي:

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Globalement dans la section du voile : } A_{\min} = 0,15\% \cdot h \cdot b \\ - \text{En zone courant : } A_{\min} = 0,10\% \cdot h \cdot b \end{array} \right\} (RPA99/verssion2003)$$

يجب أن يكون تباعد الشرائط الأفقية والرأسية أقل من القيمتين التاليتين:

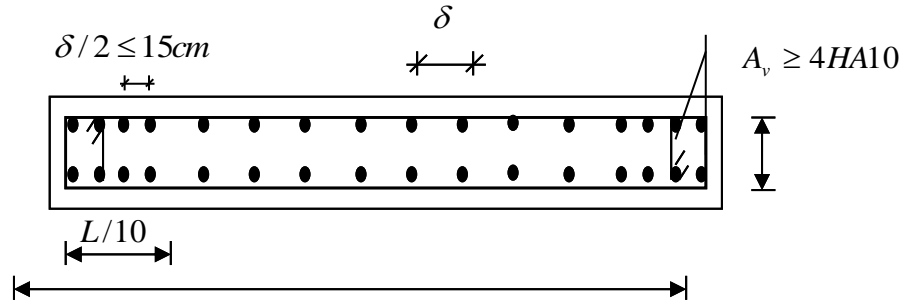
$$\delta \leq \min(1,5 \cdot e ; 30cm) \rightarrow \text{في المنطقة الحالية}$$

يجب توصيل طبقتين من التسليح بأربعة دبابيس على الأقل لكل m^2 .

في كل m^2 (مفرش طاولة) ، يجب ترتيب القضبان الأفقية للخارج.

يجب ألا يتجاوز قطر القضبان الرأسية والأفقية للجدران الاستنادية (باستثناء مناطق النهاية) $L/10$ من سمك

الجدار الاستنادي، ويجب أن يكون هذا التباعد النهائي 15 cm على الأكثر.



الشكل 2 : ترتيب التسليحات العمودية في الجدران الاستنادية.

التسليحات الأفقية (Les armatures horizontales):

1- ترتيب التسليحات (Disposition des armatures):

التسليحات الأفقية عبارة عن إطارات مرتبة وفقاً لارتفاع الجدار الاستنادي مما يسمح بخياطة الشقوق المائلة عند 45 درجة الناتجة عن قوة القص ، ويجب تزويد هذه القضبان بخطاف عند 135 درجة بعرض 10 درجات.

يجب ربط الأشرطة الرأسية للمناطق النهائية بإطارات أفقية ، ويجب ألا يتجاوز التباعد سمك الجدار. ويجب أن تحتوي الأشرطة العمودية للمستوى الأخير على خطافات 90 درجة في الأعلى ، ولا تحتوي جميع الأشرطة الأخرى على خطافات (تقاطع تداخل)(jonction par recouvrement) .

2- الحد الأدنى لنسبة التسليح الطولي (Le pourcentage minimal d'armatures)

(longitudinales est

- بشكل عام في قسم الجدار الاستنادي يساوي 0.15%.

- في المنطقة الحالية يساوي 0.10%.

- تباعد القضبان الأفقية والرأسية S_t هو $S_t \leq (1.5e, 30\text{ cm})$.

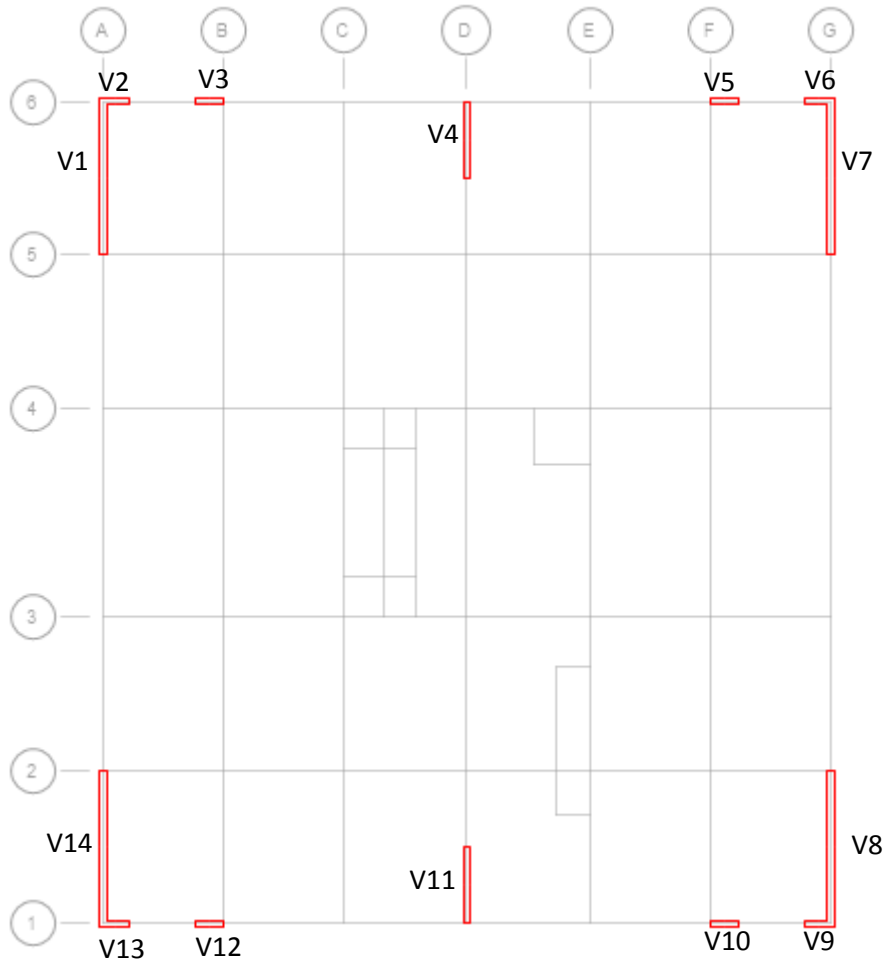
- يجب توصيل طبقتين من التسليح على الأقل أربعة دبابيس لكل متر مربع ، في كل مفرش طاوله ، ويجب ترتيب القضبان الأفقية للخارج.

3- يجب أن تكون أطوال التداخل مساوية لـ (Les longueurs de recouvrement doivent être

(égale à

$\Phi 40$ للقضبان الموجودة في المناطق التي يمكن فيها عكس علامة الإجهاد تحت تأثير تركيبات مختلفة.

$\Phi 20$ للقضبان الموجودة في مناطق مضغوطة تحت تأثير جميع الأحمال الممكنة.

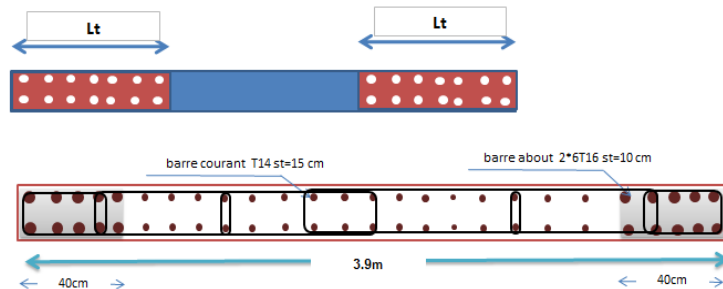


الشكل 3: ترتيب الجدران الاستنادية.

مثال حسابي (v1):

نستخدم لحساب الجدران الاستنادية جدول عملي في (Excel) بحيث يقوم بإجراء مجموعة من الحسابات وإعطاء التسليح على النحو الآتي:

VOILE	Vy1	Vy2
N S	SPC	SPC
L(m)	0.98	5.6
b(m)	0.25	0.25
I(m ⁴)	0.019608	3.65866667
S(m ²)	0.245	1.4
Y(m)	0.49	2.8
M(KN.m)	3151.9	2151.9
N(KN)	1126.67	1100.67
σ_b (KN/m ²)	-74166.03	-860.66939
σ_a (KN/m ²)	83363.33	2433.0551
Lt(m)	0.461391	1.46331261
T(KN)	4277.447	157.428546
AS _{cal} (cm ²)	122.9766	4.52607069
AS _{req} (cm ²)	2.306957	7.31656304
A _{min} (cm ²)	3.675	21
AV _{max} (cm ²)	122.9766	21
AV _{max} (MLitt)	133.2671	7.17550026
AV _{lit}	130.6017	40.1828015
barre courant	10T14	T14
barre about	2*6T12	2*6T16
St courant (cm)	15cm	15
S _{about} (cm)	8cm	10
AV _{adoptant} (cm ²)	10 cm	8



الشكل 4: تسليح الجدار الاستنادي.

3.VII التسليح (Ferrailages des linteaux):

(des linteaux) هي عناصر تشكل الجدران الاستنادية مع فتحات ، دورها هو ربط (les trumeaux). يؤدي هذا الاتصال إلى التجاوب في نهاياتها على (les trumeaux). يجب أن تتحمل (des linteaux) الضغط الذي يطبق عليها ويعمل بشكل خاص على القص الناتج عن القوى الأفقية.

يجب أن يكون لدينا :

- الانحناء الطولي (Al).

- الفولاذ المستعرض (At).

- فولاذ شائع جزئياً (فولاذ جلدي) (Ac).

التسليح الطولي A_L (Les armatures longitudinales A_L):

يتم حساب الفولاذ الطولي العلوي والسفلي بواسطة الصيغة:

$$A_1 \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

$$\text{Si : } \tau_b = V / b_0 \times d \leq 0.06 \times f_{c28}$$

مع العلم :

$$z = h - 2d' = 0.8 h$$

h: الارتفاع الكلي (du linteau).

b₀ = سماكة (du linteau).

V: قوة القص القصوى (V = 1.4 × Vu cal).

d': مسافة الطلاء.

M: عزم قوة القص (V̄ = 1.4 Vu calcul).

Fe: إجهاد حد مرن من الفولاذ (contrainte limite élastique d'acier).

1. إذا : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

2. التسليحات المستعرضة (cadre At)

$$A_t \geq 0, 15\% \times b \times s \quad \text{si: } \tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}$$

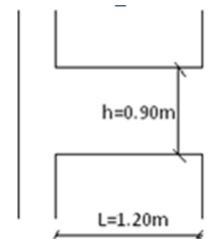
$$A_t \geq 0, 25\% \times b \times s \quad \text{si: } \tau_b > 0,025 \times f_{c28}$$

التسليحات القطرية A_D (Les armatures diagonales):

وهي إلزامية إذا: $\tau_b > 0.06 \times f_{c28}$

$$A_D = V / (2 \times f_e \times \sin \alpha)$$

$$\text{tg} \alpha = h - 2d' / L$$



الشكل 5: (linteau le plus)

تسليح الحد الأدنى (Le ferrailage minimal):

$$A_{min} = 0.15.b.h$$

التسليح في الجزء المشترك (armatures de peau A_c):

$$A_c = 0.20\% \times b \times h$$

التسليح المتبادل ومباعدة الإطار (Ferrailage transversal et espacement des cadres):
الحالة الأولى:

linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$s = \frac{A_t \cdot f_e \cdot 0,8h}{V} \quad \text{لدينا:}$$

مع العلم:

s : تباعد دورات التسليح المستعرض (espacement des cours d'armatures transversales).

A_t : قسم من دورة التسليح المستعرض (section d'un cours d'armatures transversales).

$$h - 2d' = z$$

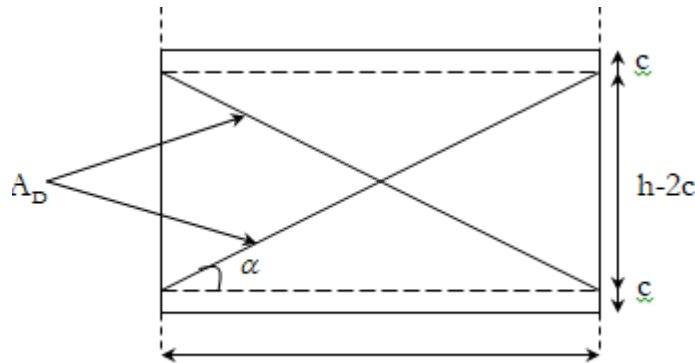
V = قوة القص في القسم المعني (effort tranchant dans la section considérée).

l = (portée du linteau).

الحالة الفرعية الثانية:

linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e} \quad \text{يجب أن يكون لدينا}$$



الشكل 6: تسليح (linteaux courts)

مع العلم:

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci}, M_{cj} : عزوم "المقاومة النهائية" للأقسام النهائية على اليسار وعلى يمين عتب الامتداد l_{ij} وتحسب

$$M_c = A_l \cdot f_c \cdot z$$

$$z = h - 2d'$$

الحالة الثانية :

$$\tau_b > 0.06 \times f_{c28}$$

$$1.11 \text{ MPa} < 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa} \quad \text{donc } A_D = 0 \text{ cm}$$

4.VII دراسة الجدران الاستنادية الأرضية (Etude des voiles périphériques):

وفقاً لـ RPA 99 (version 2003) مقالة 10.1.2 ، يجب أن تتضمن الإطارات الموجودة أسفل المستوى الأساسي ، والمكونة من أعمدة قصيرة ، حجاب طرفي مستمر بين مستوى الأساسات ومستوى الأساس .

يجب أن يكون لهذا الجدار الاستنادي الحد الأدنى من الخصائص أدناه:

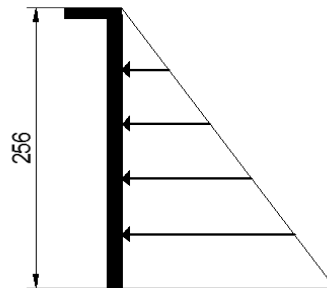
- سمك $\leq 15 \text{ cm}$.

- تتكون الإطارات من طبقتين.

- الحد الأدنى لنسبة التسليح 0.10 في الاتجاهين (أفقي ورأسي).

- يجب ألا تقلل الفتحات الموجودة في هذا الجدار الصلابة بشكل كبير (Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante).

تحديد الضغوط (Détermination des sollicitations):



الشكل 7: إجهاد الجدران الاستنادية الأرضية.

➤ حساب دفع الأرض (Calcul de la poussée des terres)

K_a : معامل دفع الأرض (Coefficient de poussée des terres).

$\varphi = 35^\circ$ (Angle de frottement) زاوية الاحتكاك

h : ارتفاع الجدار الاستنادي (hauteur du voil)

$$h = H - 50 \Rightarrow h = 256 \text{ cm}$$

H : ارتفاع الطابق (la hauteur d'étage)

$\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3$ (Masse volumique des terres) كثافة الأرض

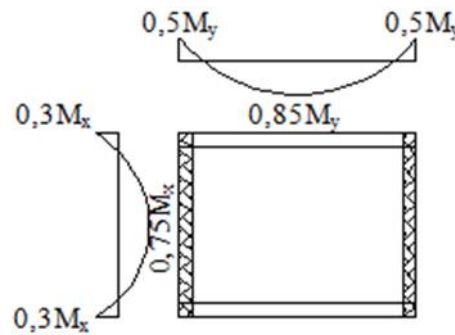
K_p : استخدم جداول Caquot و Kérisel.

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_a = 0,271$$

$$\sigma_i = K_a \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 256 \Rightarrow \sigma_1 = 0,271 \times 1600 \times 2,56 = 11,10 \text{ kN/m}^2$$



الشكل 8 : لوحة مستخدمة مع مخطط لعزم الانحناء.

$$\xi = \frac{l_x}{l_y} ; \text{ avec } l_x \leq l_y \Rightarrow \xi = \frac{256}{390} = 0,65 \rightarrow 0,4 \leq \xi \leq 1$$

نعتبر الجدار الاستنادي بمثابة لوحة تميل إلى 4 جوانب بحمل موزع بشكل موحد q .

$$q = \frac{\sigma_1 + \sigma_0}{2} \Rightarrow q = 5.55 \text{ kN/m}^2$$

➤ مزيج أساسي (Combinaison fondamentales):

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_u = 1,35 \times 5.55 = 7.472 \text{ KN/m}^2$$

pour une bande de 1m de largeur:

$$q_u = q_u \times 1 = 7.472 \text{ kN/m}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_s = 5.55 \text{ kN.m}$$

pour une bande de 1m de largeur:

$$q_s = q_s \times 1 = 5.55 \text{ kN/m}$$

➤ حساب الضغوط (Calcul des sollicitations):

$$\text{ELUR : } \begin{cases} \mu_x^u = 0,0918 \\ \mu_y^u = 0,250 \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} \mu_x^{\text{ser}} = 0,0957 \\ \mu_y^{\text{ser}} = 0,391 \end{cases}$$

• **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x^u = 4.49 \text{ kN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \Rightarrow M_y^u = 1,122 \text{ kN.m}$$

• **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_x^{\text{ser}} = 3,480 \text{ kN.m}$$

$$M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} \Rightarrow M_y^{\text{ser}} = 1,361 \text{ kN.m}$$

حساب الطلاء: يعتبر التكسير ضار ← $a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \text{سننخذ } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

مرتفعات مفيدة (Les hauteurs utiles):

$$d_x = h - C_x = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 20 - 3,5 = 16,5 \text{ cm}$$

أقصى تباعد تقويمي (Espacement maximal des armatures) [المادة BAEL IV.5.c]:

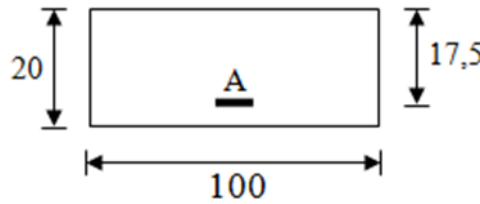
$$\delta \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ (Ecartement des armatures) تباعد التسليح}$$

جدول 1 : ملخص لطلبات الجدران الاستنادية الأرضية

المحاور	محور x-x		محور y-y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Ma(daN.m)	-1.347	-1.044	-0.561	-0.680
Mt(daN.m)	3.367	2.61	0.953	1.156

➤ En travées

محور x-x :



الشكل 9: قسم الحساب في الامتداد x-x.

• Etat limite ultime(ELU) :

$$M_{tx}(u) = 3367 \text{ N.m}$$

التحقق من وجود التسليح المضغوط (Vérification de l'existence des armature comprimées)

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3367}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.007$$

$$\mu = 0,007 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A}N \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,008$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,996$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures)

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3367}{348 \times 0,996 \times 17,5} = 0,55 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité)

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.60 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures)

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{tx}^{ser} = 2610 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,590 \Rightarrow D = 0,590$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 0,590 = 20,63 \Rightarrow E = 20,63$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,99 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 12877 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2610}{12877} = 0,202 \Rightarrow K = 0,202$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,805 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 40,935 \text{ MPa}$$

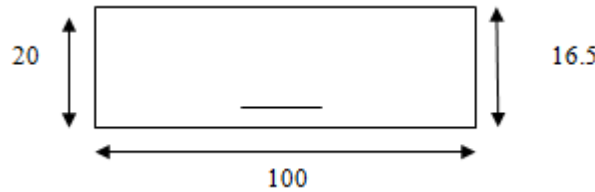
تكسير ضار (Fissuration préjudiciable):

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta = 150 \times 1,6\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,805 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 40,935 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{ELUR مع المحسوبة على التسليحات المحسوبة مع}$$

محور y-y :



الشكل 10: قسم الحساب في الامتداد y-y.

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{ty}(u) = 953 \text{ N.m}$$

التحقق من وجود التسليح المضغوط (Vérification de l'existence des armature comprimées):

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{953}{14,2 \times 100 \times 16,5^2} = 0,002$$

$$\mu = 0,002 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{ÁN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,002$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,999$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{953}{348 \times 0,999 \times 16,5} = 0,16 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.60 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T10 \rightarrow A=3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 1156 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,590 \Rightarrow D = 0,590$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17,5 \times 0,590 = 20,63 \Rightarrow E = 20,63$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,99 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 12877 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{1156}{12877} = 0,089 \Rightarrow K = 0,089$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,358 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 16,7 \text{ MPa}$$

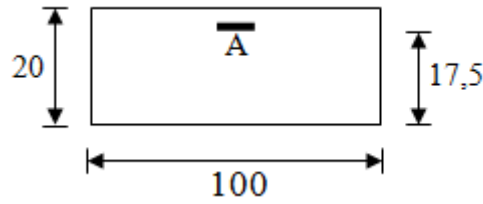
تكسير ضار (Fissuration préjudiciable):

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,358 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 16,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{ELUR سيتم الحفاظ على التسليحات المحسوبة مع}$$

➤ En appuis



الشكل 11 : قسم الحساب في الدعم.

محور X-X :

• Etat limite ultime (ELU) :

$$\text{Max}(u) = -1347 \text{ N.m}$$

التحقق من وجود التسليح المضغوط (Vérification de l'existence des armature comprimées)

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{1347}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.003$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.998$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures)

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{1347}{348 \times 0.998 \times 17.5} = 0.22 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité)

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal} ; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1.60 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures)

$$5T10 \rightarrow A=3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Etat limite de service (ELS)

$$M_{ax}^{ser} = -1044 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.590 \Rightarrow D = 0.590$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16.5 \times 0.590 = 19.45 \Rightarrow E = 19.45$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 11335 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{1044}{11335} = 0,081 \Rightarrow K = 0,092$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,355 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 17,443 \text{ MPa}$$

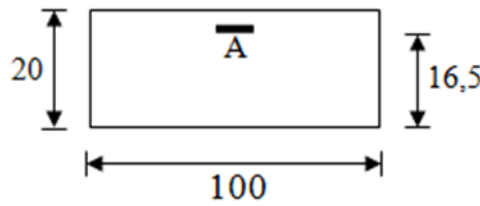
تكسير ضار (Fissuration préjudiciable):

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,355 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 17,443 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{سيتم الحفاظ على التسليحات المحسوبة مع ELUR}$$

محور y-y :



الشكل 12: قسم الحساب في الدعم.

• **Etat limite ultime(ELU) :**

$$M_{ay}(u) = -561 \text{ N.m}$$

التحقق من وجود التسليح المضغوط (Vérification de l'existence des armature comprimées):

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{561}{14,2 \times 100 \times 16,5^2} = 0,001$$

$$\mu = 0,001 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,001$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \Rightarrow \beta = 0,999$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{561}{348 \times 0,999 \times 17,5} = 0,09 \text{ cm}^2.$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,60 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T10 \rightarrow A=3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ay}^{\text{ser}} = -680 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,590 \Rightarrow D = 0,590$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16,5 \times 0,590 = 19,45 \Rightarrow E = 19,45$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow Y_1 = 3,86 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A(d - Y_1)^2 \Rightarrow I_1 = 11335 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{680}{11335} = 0,324 \Rightarrow K = 0,059$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0,231 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - Y_1) \Rightarrow \sigma_s = 11,18 \text{ MPa}$$

تكسير ضار (Fissuration préjudiciable):

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

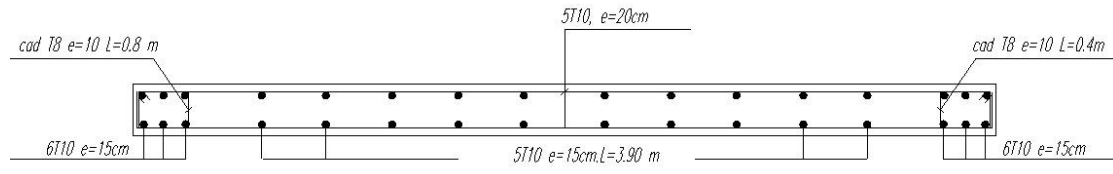
$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 0,231 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 11,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \text{ELUR مع التسليحات المحسوبة}$$

الخلاصة :

سيكون التسليح طبقتين ، وتبعد T10 مسافة 15 cm عن التسليح الرأسي.
بالنسبة للتسليح الأفقي ، يتم اعتماد طبقتين من T10 ، متباعدتين بفارق 20 cm .

رسم توضيحي لتسليح الجدران الاستنادية الأرضية:



voiles périphériques

الشكل 13: تسليح الجدران الاستنادية الأرضية.

الوحدة الثامنة VIII : دراسة البنية التحتية
(Etude de l'infrastructure)

الوحدة الثامنة VIII : دراسة البنية التحتية (Etude de l'infrastructure)

1.VIII مقدمة (Introduction):

الأساسات هي الأعمال التي تستخدم لنقل الأحمال القادمة من البنية الفوقية إلى الأرض ، وهي: الوزن الذاتي ،أحمال التشغيل والأحمال الزائدة ، الأحمال الزائد وهي القوى الأفقية الناتجة عن المناخ والزلازل.

يعتمد اختيار نوع الأساس على عدة معاملات:

- طبيعة و وزن البنية الفوقية.
- نوعية وكمية الأحمال المطبقة على البناء.
- جودة التربة الأساسية.

حساب الأساسات (Calcul des semelles)

1) الأبعاد (Dimensionnement):

بالنسبة لأبعاد القاعدة ، من الضروري أن:

- تكون القاعدة صلبة بما يكفي ليصبح رد فعل التربة متجانسًا ؛
- المقاومة لقوة القص مضمونة (La résistance à l'effort tranchant soit assurée) : من الضروري توفير الفولاذ العمودي.
- الضغط على الأرض متوافق مع مقاومته.
- تقلص (Les tassements) لا تسبب اضطرابات في البنية الفوقية ويجب أن تتوافق مع شروط الاستخدام.

2) دور الأساسات:

تقوم بتأمين دورين أساسيين:

- تلقي الأحمال الثابتة و المتغيرة .
- نقل الأحمال إلى التربة في ظروف جيدة بحيث يتم المحافظة على توازن المبنى.

3) اختيار نوع الأساسات (Choix du type de fondation):

يعتمد اختيار نوع الأسس بشكل أساسي على العوامل التالية:

- قدرة تحمل التربة.
- الأحمال المرسلّة إلى الأرض.
- المسافة بين محاور الدعامات.
- عمق التربة الجيدة.

لاختيار نوع الأساس ، يتم فحص الأسس ، بدءاً من القاعدة البسيطة (قاعدة معزولة (semelles isolées) ، وقاعدة مستمرة (semelles filantes) والأرضية العامة (le radier général)). -وفقاً لنسبة التربة ، فإن الإجهاد المسموح به هو 2.5 bar ، وساحة القواعد المعزولة والمستمرة بالنسبة لمساحة سطح المبنى.

لهذا يجب علينا التحقق من عدم وجود تداخل بين القواعد (معزول ومستمر) ، وهذا يعني أن:

$$\frac{\text{مساحة قاعدة}}{\text{مساحة المبنى}} \leq 50 \%$$

قاعدة معزولة (Semelle isolé)

مستطيل البعد a x b

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{a \cdot a} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

قاعدة مستمرة (Semelles filantes)

الأبعاد B . L

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

مثال حسابي (Exemple du calcul):

القاعدة من المركز (Semelle de centre)

$$N = 2501.739 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bars.}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \text{ Avec: } \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

لذا :

$$A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \text{ avec : } a = 55 ; b = 45 \text{ cm} \Rightarrow A = 3.5 \text{ m } B = 2.8 \text{ m}$$

بعد دراسة تطبيق القاعدة المعزولة على مركز العمود (55 x 45) تبين بأن القاعد تأخذ أكثر 50 % مساحة

سطح الهيكل ، ولذلك لم تطبق دراسة القواعد تحت الجدران الاستنادية وباقي الأعمدة.

استنتاج:

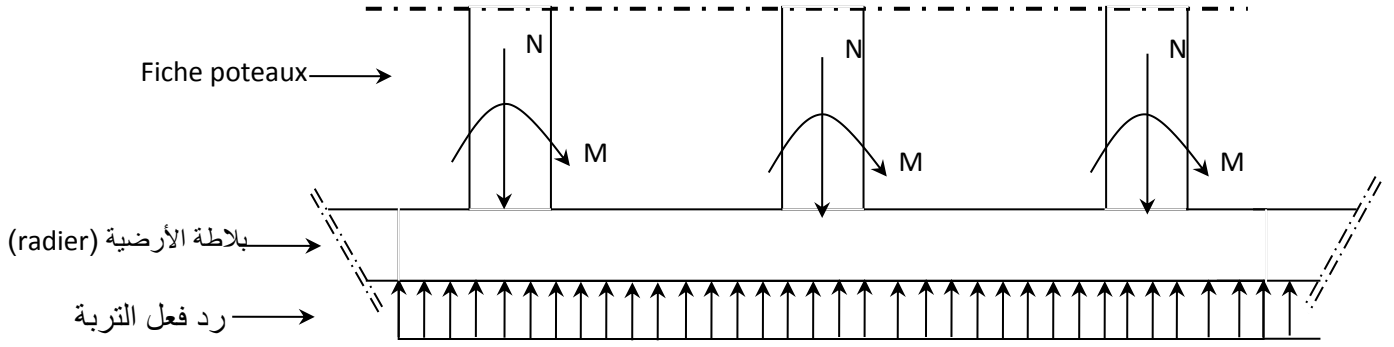
تحتل أسطح القواعد أكثر من 50 % من مساحة سطح الهيكل ، لذلك نختار البلاطة الأرضية عامة كأساس.

2.VIII دراسة البلاطة الأرضية (Etude du radier)

تعتبر البلاطة الأرضية عبارة عن لوح صلب مقلوب قائم على الأضلاع ، سيخضع لرد فعل الأرض و تقوم

بالعمل كبلاطة انتقال حيث تقوم بتوزيع الإجهادات على التربة.

ويتم تقديم الحساب التالي (Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable):



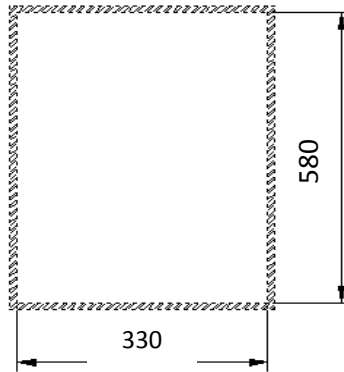
الشكل 1: البلاطة الأرضية (radier)

1.2.VIII أبعاد البلاطة الأرضية (Pré-dimensionnement du radier):

لأسباب "صب الخرسانة" العملية ، ستمتد البلاطة لأكثر من 50 cm على كل جانب.

ارتفاع البلاطة (Hauteur du radier):

تتمثل الأبعاد في تحديد ارتفاع البلاطة بحيث تقاوم القوى التي جلبتها البنية الفوقية وتلك الناتجة عن تأثير الضغط ، ويجب أن يستوفي هذا الارتفاع الشروط الأربعة التالية:



الشكل 2: اللوحة الأكثر استخدامًا في البلاطة الأرضية

- 1- حالة ثابتة (Condition forfaitaire).
- 2- حالة الصلابة (Condition de rigidité).
- 3- حالة عدم القص (Condition de non cisaillement).
- 4- حالة عدم التنقيب (Condition de non poinçonnement).

تعليق:

وفقًا للحساب الذي تم الحصول عليه للوحة الصلبة ، فإن اللوحة الأكثر إجهادًا للبلاطة تتمثل بالأبعاد:

$$L_x = 3.30 \text{ m} ; L_y = 5.80 \text{ m}$$

- حالة ثابتة (Condition forfaitaire):

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,725m \leq h \leq 1,16 m$$

• حالة الصلابة (Condition de rigidité):

لكي تكون الأرضية صلبة ، من الضروري أن:

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et } \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et } D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : معامل مرونة التربة (coefficient d'élasticité du sol).

لتربة متوسطة الكثافة ، $K = 50 \text{ MN} / \text{m}^3$ [هنري ثونير] ؛ تصميم وحساب هياكل البناء.

E : معامل يونغ للخرسانة (module d'Yong du béton) ($E = 3.104 \text{ MPa}$) ؛

I : الجمود في البلاطة الأرضية (inertie du radier) ؛

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,78 m$$

• حالة عدم القص (Condition de non cisaillement) [CBA A.5.2.2 / A5.1.1]:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \quad (\text{تكسر ضار})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max} ; T_y^{\max})$$

لألواح بلاطة ذات شكل منتظم (Pour les panneaux de dalle de forme régulière):

حساب q_u :

سطح المبني (La surface du bâtiment):

$$S_b = L_{xT} \times L_{yT} = 24.70 \times 21.75 = 537.22 \text{ m}^2$$

مساحة الأرضية هي (La surface du radier):

$$S_r = S_b + (\text{débordement}) \Rightarrow (L_{xT} + 1) \times (L_{yT} + 1) = 25.70 \times 22.75$$

$$S_r = 584.684 \text{ m}^2$$

وزن البنية الفوقية (Le poids de superstructure):

$$G = 42823.137 \text{ kN} ; Q = 5 \text{ kN}$$

$$q_u = 1.35 \times \frac{G}{S_r} + 1.5Q \Rightarrow q_u = 106.376 \text{ kN}$$

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 158.309 \text{ KN [BAEL91/4.1.2]}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 29.158 \text{ KN [BAEL91/4.1.2]}$$

$$T_x = 158.309 \text{ kN} ; \quad T_y = 29.158 \text{ kN} \Rightarrow T^{\max} = 158.309 \text{ kN}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = 0.15\text{m} \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

• شرط عدم التفتيب (Condition de non poinçonnement) [CBA 93 / A.5.2.4.2]:

$$Q_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

Q_u : الحمل الأقصى المطبق من قبل الأعمدة على البلاطة الأرضية ، محسوباً في ELU.

U_C : محيط (Périmètre du contour) على مستوى الورقة المتوسطة .

h : السماكة الكلية للبلاطة الأرضية (Epaisseur totale du radier).

لهيكلنا :

$$N_{u\max} = 2501.739 \text{ kN}$$

يتم تطبيقه بواسطة عمود مقطع مستطيل $(55 \times 45) \text{ cm}^2$.

$$U_C = 4\bar{a} \text{ Avec : } \bar{a} = h + a \Rightarrow \bar{a} = 0.6 + h$$

a : المقطع العرضي لأكثر الوظائف ضغطاً (section du poteau le plus sollicité).

$$N_u \leq 0.045 \times 2 \times (0.55 + 0.45 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

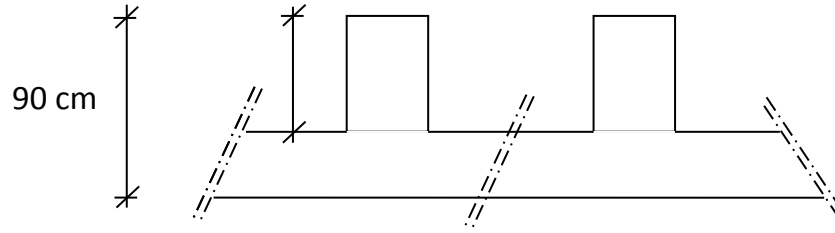
$$N_u \leq 0.045 \times 2 \times (0,55 + 0,45 + 2h) \times h \times 16.67$$

$$3h^2 + 1,5h - N_u \geq 0$$

$$N_u = 2501.739 \text{ KN} = 2.501739 \text{ MN}$$

$$L'inegalité (1) \text{ devient : } 3000h^2 + 1500h - 2501.739 \geq 0 \Rightarrow h > 0.53\text{m}$$

ملاحظة: للوفاء بالشروط التالية ، نأخذ $h = 90 \text{ cm}$.



الشكل 3: أبعاد البلاطة الأرضية.

ارتفاع الأضلاع (La hauteur des nervures)

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow e = 58 \text{ cm} \Rightarrow \text{نأخذ } e = 90 \text{ cm.}$$

سمك البلاطة (Epaisseur de la dalle)

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow e = 29 \text{ cm} \Rightarrow \text{نأخذ } e = 40 \text{ cm.}$$

2.2.VIII أبعاد الروافد (Pré dimensionnement des poutres)

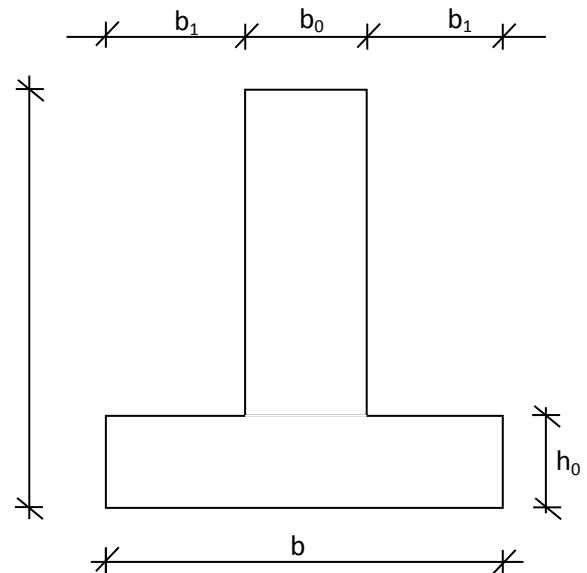
يجب أن تستوفي أبعاد الروافد الشروط التالية:

$$0.3 h \leq b_0 \leq 0.5 h \text{ [BAEL91]}$$

$$0.3 \times 90 = 27 \leq b_0 = 30 \leq 0.5 \times 90 = 45$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{330}{10} = 33 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{580 - 30}{2} = 275 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L_x = 330 \text{ cm} ; L_y = 580 \text{ cm.}$$



الشكل 4: قسم الحساب.

جدول 1 : ملخص لأبعاد الروافد

B [cm]	b ₁ [cm]	b ₀ [cm]	h ₀ [cm]	h [cm]	نوع الرافدة
100	35	30	40	90	الرافدة الرئيسية
100	35	30	40	90	الرافدة الثانوية

3.VIII تحديد الضغوط (Détermination des sollicitations):

خصائص البلاطة الأرضية (Caractéristiques du radier):

$$h = 90 \text{ cm} ; e = 40 \text{ cm} ; h_n = 40 \text{ cm}.$$

$$S_r = 584.684 \text{ m}^2 \text{ : سطح البلاطة}$$

$$I_{XX} = 19749.5 \text{ m}^4 ; I_{YY} = 30893.7 \text{ m}^4$$

V_X و V_Y: الإحداثيات مركز ثقل لبلاطة الأرضية:

$$V_X = \frac{L_x}{2} = 11.37 \text{ m} ; V_Y = \frac{L_y}{2} = 12.85 \text{ m}.$$

حساب الوزن الذاتي للبلاطة الأرضية p_r (Calcul du poids propre du radier):

$$p_1 = S_r \times e \times \gamma_b \text{ : (Poids du radier sans poutres) وزن البلاطة الأرضية بدون الروافد}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b \text{ : (Poids des poutres principales) وزن الروافد الرئيسية}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b \text{ : (Poids des poutres secondaires) وزن الروافد الثانوية}$$

L : مجموع أطوال جميع الروافد الرئيسية.

L' : مجموع أطوال جميع الروافد الثانوية.

$$p_1 = S_r \times e \times \gamma_b = 584.684 \times 0.4 \times 25 = 5846.84 \text{ kN}$$

$$p_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 172.9 \times (0.9 - 0.4) \times 0.30 \times 25 = 678.375 \text{ kN}$$

$$p_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 130.5 \times (0.9 - 0.4) \times 0.30 \times 25 = 489.375 \text{ kN}$$

$$p_r = p_1 + p_p + p_s = 5846.84 + 678.375 + 489.375 = 7014.59 \text{ kN}$$

أحمال التشغيل الزائدة Q_R (Surcharges d'exploitation):

$$Q_r = 5 \times S = 5 \times 584.684 \Rightarrow Q_r = 2923.42 \text{ kN} \cdot m$$

مجموعات من الإجراءات (Combinaisons d'actions):

Etat limite ultime (E.L.U.R)

$$G = 42823.137 \text{ kN}, Q=5 \text{ KN}$$

$$N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35G + 1,5Q ; N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r$$

$$N_u^1 = 57818.734 \text{ kN}$$

$$N_u^2 = 1,35p_r + 1,5Q_r = 13854.781 \text{ kN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 71673.515 \text{ kN}$$

$$M_x = 5.5373 \text{ kN.m} ; M_y = 22.2511 \text{ kN.m}$$

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

: (Situation accidentelle) (ACC) القطع العرضي

$$[(G + Q \pm E) + (p_r + Q_r)] \text{ et } [(0,8G \pm E) + 0,8 p_r]$$

$$N_a^{r1} = 33131.43 \text{ kN}$$

$$M_x = 57.6855 \text{ kN}$$

$$M_y = 232.1073 \text{ kN}$$

Etat limite service (E.L.S) : (G + Q) + (P_r + Q_r)

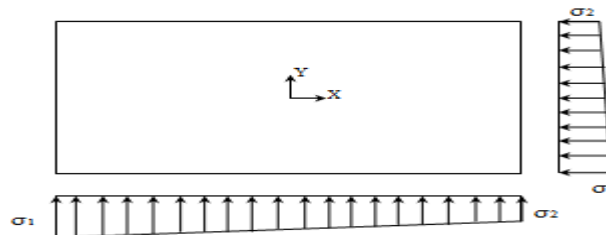
$$N_s^1 = G + Q \Rightarrow N_s^1 = 42828.137 \text{ kN}$$

$$N_s^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_s^2 = p_r + Q_r = 9938.01 \text{ kN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 42828.137 + 9938.01 = 52766.147 \text{ kN}$$

$$M_x = 4.033 \text{ kN} ; M_y = 16.211 \text{ kN}$$

: (Vérification des contraintes sous radier) التحقق من الضغوط تحت البلاطة الأرضية



الشكل 5: رسم تخطيطي لقيود التربة.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: ضغوط التربة تحت الهيكل.

Etat limite ultime (E L U)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_u = 71673.515 \text{ kN}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003[10.1.4.1]

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 5 \text{ bars}$$

محور x-x

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{71673.515}{584.68} \pm \frac{5.537}{19749.5} \cdot 11.37 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.22 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1.22 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

: (La contrainte moyenne) الإجهاد المتوسط

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.22 \text{ bars}$$

محور y-y

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{71673.515}{584.68} \pm \frac{22.251}{30893.7} \cdot 12.85 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,22 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1,22 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

: (La contrainte moyenne) الإجهاد المتوسط

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.22 \text{ bars}$$

Etat limite service (E L S)

$$N_s = 52751.147 \text{ kN}$$

محور x-x

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{52751.147}{584.68} \pm \frac{4.033}{19749.5} \cdot 11.375 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,90\text{bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 0,90\text{bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

: (La contrainte moyenne) الإجهاد المتوسط

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,90\text{bars}$$

محور y-y

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{52751.147}{584.68} \pm \frac{16.211}{30893.7} \cdot 12.85 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,90\text{bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 0,90\text{bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

: (La contrainte moyenne) الإجهاد المتوسط

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,90 \text{ bars}$$

: (Situation accidentelle) حالة عرضية

$$N_a = 33131.43 \text{ kN}$$

محور x-x

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{33131.43}{584.68} \pm \frac{57.685}{19749.5} \cdot 11.375 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.56\text{bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 0.56\text{bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

: (La contrainte moyenne) الإجهاد المتوسط

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.56 \text{ bars}$$

محور y-y

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{33131.43}{584.68} \pm \frac{232.107}{30893.7} \cdot 12.85 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.56\text{bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 0.56\text{bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

: (La contrainte moyenne) الإجهاد المتوسط

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.56 \text{ bars}$$

: (Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement) التحقق من جهد الرفع

يجب التحقق من أنه تحت الضغط الهيدروستاتيكي لا يرفع المبنى:

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

مع العلم :

P : وزن المبنى (Poids du bâtiment) ؛

S : مساحة القاعدة الأرضية (Surface d'assise du bâtiment).

z : (L'ancrage).

γ : كثافة الماء (Poids volumique de l'eau) ؛ $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

من أجل دراسة الهيكل (Pour la structure étudier):

$$P = G + p_r = 49837.72 \text{ kN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 584.68 \times 10 \times 3,00 = 26310.6 \text{ kN}$$

. الهيكل مستقر ، لا يوجد خطر الرفع $\Rightarrow p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$

4.VIII تسليح البلاطة الأرضية (Ferrailage du radier):

1.4.VIII تسليح البلاطة (Ferrailage de la dalle):

• يتم الحساب لشريط بعرض 1m في انحناء بسيط.

• يعتبر التكسير ضارًا.

تحديد الجهود (Détermination des efforts):

لشريط 1m : $q = \sigma_m \times 1m$

جدول 2 : توزيع الأحمال

محور	E.L. U.R (KN/m)	E.L.S. (KN/m)	A.C.C (KN/m)
X-X	q=1.22	q=0.90	q=0.56
Y-Y	q=1.22	q=0.90	q=0.56

• limite ultime (ELUR)

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 = 0,0836 \times 122 \times 3,60^2 = 132.181 \text{ kN.m}$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} = 0,2822 \times 132.181 = 37.301 \text{ kN.m}$$

• Etat limite service (ELS)

$$M_{x \text{ ser}} = \mu_{x \text{ ser}} \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 = 0,0884 \times 90 \times 3,50^2 = 97.461 \text{ kN.m}$$

$$M_{y\text{ ser}} = \mu_{y\text{ ser}} \times M_{x\text{ ser}} = 0,4565 \times 97.461 = 44.49 \text{ kN.m}$$

جدول 3 : جدول ملخص لحظات الانحناء في [kN.m]

ELU				`ELS			
Sens x-x		Sens y-y		Sens x-x		Sens y-y	
M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t
66.09	112.353	18.65	31.705	48.73	82.841	22.245	37.816

حساب التسليح (Calcul des armatures):

حساب الطلاء (Calcul de l'enrobage):

$$a = 2 \text{ cm} \leq \text{يعتبر التكسير ضارًا}$$

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{h_0}{10}$$

$$h_0 = 40 \text{ cm مع العلم}$$

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{سنستخدم } \phi = 4 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{4}{2} = 4 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 4 + \frac{4}{2} = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 3 = 36 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 8 = 32 \text{ cm}$$

حساب تسليح البلاطة الكاملة (Calcul du ferrailage de la dalle pleine):

➤ محور x-x

1. En travée

- Etat limite ultime (ELUR)

$$M_{\text{tx}}^u = 112.353 \text{ kN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{112353}{14.2 \times 107 \times 36^2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{ÁN' existe pas et ; } n1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,073$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,970$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{112353}{348 \times 0,970 \times 36} = 9.50 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2 \text{ للبلاطة:}$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 9.5 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T14 \longrightarrow A=10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e=20\text{cm})$$

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{tx}^{ser} = 82.841 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10.05}{100} = 1.5 \text{ cm}$$

$$E = (2 \times d_x \times D) = 2 \times 36 \times 1.5 = 108 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.5 + \sqrt{1.5^2 + 108} = 9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9^3}{3} + 15 \times 10.05 \times (36 - 9)^2 = 134196.75 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{82841}{134196.75} = 0,61$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,61 \times (36 - 9) = 247.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies$$

التسليح المحسوب في ELUR غير مناسب لـ ELS.

تحديد التعزيزات في حالة حد الخدمة (Détermination des armatures à l'état limite de service):

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{82841}{240 \times 100 \times 36^2} = 0,0026$$

$$\mu_1 = 0.0026 \longrightarrow \beta_1 = 0.917 \longrightarrow K_1 = 43.82$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{43.82} = 5.47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ An'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{82841}{240 \times 0.917 \times 36} = 10.45 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$6T16 \longrightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

2. En appuis

• Etat limite ultime (ELUR)

$$M_{ax}^u = 66.09 \text{ kN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{66090}{14.2 \times 100 \times 36^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_{AB} = 0,392 \implies \text{N'existe pas et } ; n1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \implies \alpha = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,982$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{66090}{348 \times 0,982 \times 36} = 5,37 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,20 \text{ cm}^2 \text{ للبلاطة:}$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 5,45 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T14 \longrightarrow A=7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e=20\text{cm})$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ax}^{ser} = 48,73 \text{ kN. m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,15 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 37 \times 1,15 = 85,47 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,15 + \sqrt{1,15^2 + 85,47} = 8,166 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8,166^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (36 - 8,166)^2 = 107632,758 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{48730}{107632,758} = 0,45$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,45 \times (36 - 8,166) = 187,87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$$

التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

محور y-y ➤

1.En travée• **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_{ty}^u = 31.705 \text{ kN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{31705}{14.2 \times 100 \times 32^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et } ; n1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} =$$

$$348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{31705}{348 \times 0,989 \times 32} = 2.87 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,20 \text{ cm}^2 \text{ للبلاطة:}$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 3.20 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T12 \longrightarrow A=5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T12 \longrightarrow e=20 \text{ cm})$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ty}^{ser} = 37.816 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = 0.847 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 32 \times 0.847 = 54.208 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.847 + \sqrt{0.847^2 + 54.208} = 6.56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.94^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (32 - 6.56)^2 = 64259.67 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{37816}{64259.67} = 0.58$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.58 \times (32 - 6.56) = 221.328 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$$

التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

2. En appuis

- **Etat limite ultime (ELUR)**

$$M_{ay}^u = 18.65 \text{ kN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{18650}{14.2 \times 100 \times 32^2} = 0,012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ; } n1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} =$$

$$348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{18650}{348 \times 0,994 \times 32} = 1.68 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,20 \text{ cm}^2 \text{ للبلطة:}$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t^u = 3.20 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T12 \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ay}^{ser} = 22.245 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = 0.847 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 32 \times 0.847 = 54.208 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.847 + \sqrt{0.847^2 + 54.208} = 6.56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 6.56^3}{3} + 15 \times 5.65 \times (32 - 6.56)^2 = 64259.67 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ex}^{ser}}{I} = \frac{22245}{64259.67} = 0.34$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.34 \times (32 - 5.94) = 132.906 \text{ MPa}$$

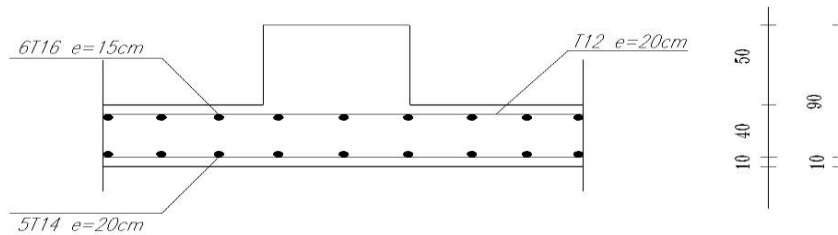
$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies$$

التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS .

رسم توضيحي لتسليح البلاطة الأرضية:

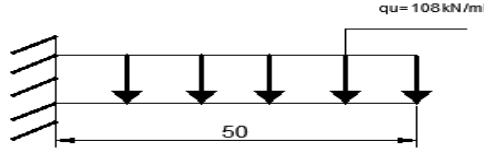
Ferrailage du radier



الشكل 6: تسليح البلاطة الأرضية.

2.4.VIII تسليح الفائض (Ferrailage du débordement):

الفائض 50 cm على كل جانب:



الشكل 7: مخطط ثابت للتدفق.

Etat limite ultime (E L U)

$$\sigma_m = 108 \text{ kN/m}^2$$

لاستنزاف 1 m من العرض (Pour une bonde de 1m de largeur):

$$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ m} = 108 \text{ kN/ml.}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -108 \times \frac{0,50^2}{2} = -13,50 \text{ kN.m}$$

• **Etat limite ultime (ELU):**

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13500}{14.2 \times 100 \times 36^2} = 0,007$$

$$\mu = 0,007 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{ÁN' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} =$$

$$348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,008$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,996$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13500}{348 \times 0,996 \times 36} = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{m \text{ in}} = 0,0008 \times b \times h = 3,20 \text{ cm}^2 \text{ للبلطة:}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_t^u = 3,20 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$5T14 \longrightarrow A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T14 \longrightarrow e=20\text{cm})$$

- **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = -9,625 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.70}{100} = 0.68 \text{ c m}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 36 \times 0,68 = 48.96 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,68 + \sqrt{0,68^2 + 48.96} = 6,35 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = 68139.434 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{9625}{68139.434} = 0,14 \text{ s}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 62.265 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies$$

التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

3.4.VIII تسليح الروافد (Ferrailage des poutres):

الحمل المكافئ (Charge équivalente):

لتسهيل حساب الروافد ، يتم استبدال الأحمال المثلثة وشبه المنحرفة بأحمال مكافئة موحدة (لكل وحدة طول). يتم الحصول على هذا عن طريق مساواة الضغوط القصوى (T ، M) الناتجة عن التحميل الفعلي والضغوط التي يتم الحصول عليها من خلال حمولة محددة (q مكافئ).

عرضي (Accidentelle):

الرافدة الرئيسية (Poutre principale):

$$q_{ep}^a = \left[q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

مع العلم :

$$q_1 = \sigma_m \times 1 = 114 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ep}^a = \left[114 \times \frac{4.80 + (4.80 - 3.30)}{2} \right] \times \frac{3.30}{4.80}$$

$$q_{ep}^a = 246.881 \text{ kN}$$

الرافدة الثانوية (Poutre secondaire):

$$q_{es}^a = \left[q_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$$

مع العلم :

$$q_1 = \sigma_m \times 1 = 114 \text{ kN/ml}$$

$$q_{es}^a = \left[114 \times \frac{3.30^2}{2} \right] \times \frac{2}{3.30}$$

$$q_{es}^a = 188.1 \text{ kN}$$

- **Etat limite de service (ELS)**

الرافدة الرئيسية (Poutre principale):

$$q_{ep}^s = \left[q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

مع العلم :

$$q_1 = \sigma_m \times 1 = 77 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ep}^s = \left[77 \times \frac{4.80 + (4.80 - 3.30)}{2} \right] \times \frac{3.30}{4.80}$$

$$q_{ep}^s = 166,753 \text{ kN}$$

الرافدة الثانوية (Poutre secondaire):

$$q_{es}^s = \left[q_1 \times \left(\frac{L_x}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{L_x}$$

$$\text{Avec : } q_1 = \sigma_m \times 1 = 77 \text{ kN/ml}$$

$$q_{es}^s = \left[77 \times \left(\frac{3.30}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{3.30}$$

$$q_{es}^s = 127.05 \text{ kN}$$

- **Etat limite ultime (ELU)**

الرافدة الرئيسية (Poutre principale):

$$q_{ep}^u = \left[q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

مع العلم :

$$q_1 = \sigma_m \times 1 = 108 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ep}^u = \left[108 \times \frac{4.80 + (4.80 - 3.30)}{2} \right] \times \frac{3.30}{4.80}$$

$$q_{ep}^u = 233.887 \text{ kN}$$

الرافدة الثانوية (Poutre secondaire):

$$q_{es}^u = \left[q_1 \times \left(\frac{L_x}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{L_x}$$

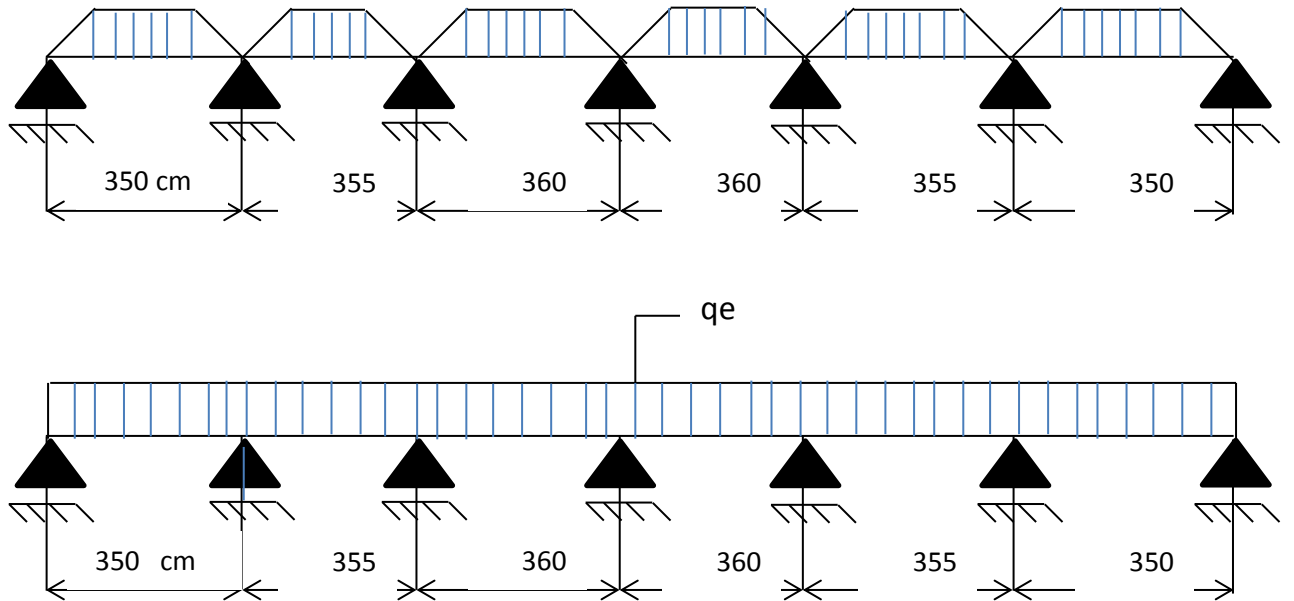
Avec : $q_1 = \sigma_m \times 1 = 108 \text{ kN/ml}$

$$q_{es}^u = \left[108 \times \left(\frac{3.30}{2} \right)^2 \right] \times \frac{2}{3.30}$$

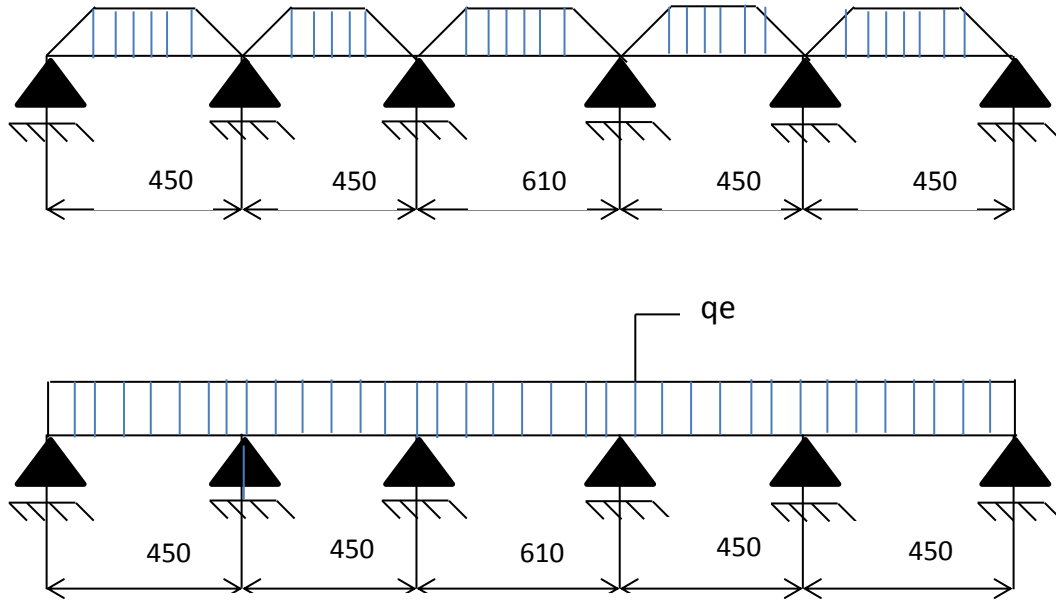
$$q_{es}^u = 178.2 \text{ kN}$$

جدول 4 : جدول ملخص للأحمال المختلفة في [kN]

ELU	ELA	الأحمال	نوع الرافدة
233.887	246.881	[kN] q _e	الرافدة الرئيسية
178.2	188.1	[kN] q _e	الرافدة الثانوية
166,753			



الشكل 8: توزيع الأحمال على الروافد الثانوية.



الشكل 9: توزيع الأحمال على الروافد الرئيسية.

مع:

 q_e : الأحمال المكافئة (Charges équivalentes)

تعليق:

يتم حساب الضغوط بواسطة برنامج **RDM6** وفقاً لتحميل الروافد المذكورة أعلاه.

نتائج العزوم ملخصة في الجدول التالي.

جدول 5: جدول لعزم الانحناء وقوى القطع

Combinaisons	الرافدة الرئيسية		الرافدة الثانوية	
	Travée Mt [kN.m]	Appuis Ma [kN.m]	Travée Mt [kN.m]	Appuis Ma [kN.m]
ELU	479	608.8	169.1	232.4
ELS	341.5	434.1	120.5	165.7
ELA	505.7	642.7	178.4	245.3
T[kN]	713.4		378.2	

حساب التسليح (Calcul des armatures):

مثال لحساب الحزمة الرئيسية مع العلم أن القسم عبارة عن قسم T.

Etat limite ultime (ELUR)

1.En travée

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$M_u = 479 \text{ kN.M}$$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 14.2 \times 100 \times 40 \times \left(81 - \frac{40}{2}\right) \times 10^{-3} = 3464.8 \text{ kN.m}$$

المحور المحايد موجود في جدول الضلع وقسم الحساب سيكون مقطع مستطيل من (b × h)

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{479000}{14.2 \times 100 \times 81^2} = 0,051$$

$$\mu = 0,051 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN} \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,065$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{479000}{348 \times 0,966 \times 81} = 17.44 \text{ cm}^2.$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = 341.5 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A \neq

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{479}{341.5} = 1,40$$

$$\alpha = 0,042 < 0,401$$

لذلك: التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

• الموقف العرضي (Situation accidentelle) (ACC):

$$M_a = 505.7 \text{ kN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{505700}{18.47 \times 100 \times 81^2} = 0,041$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.47 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (المواقف العرضية)}$$

$$\mu = 0,041 > \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,052$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,979$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{505700}{400 \times 0,979 \times 81} = 15.94 \text{ cm}^2$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 9.78 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 17.44 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$6T20 \longrightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2$$

$$(T20 \longrightarrow e=15\text{cm})$$

2.En appuis

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$M_u = 608.8 \text{ kN.M}$$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 14.2 \times 100 \times 40 \times \left(81 - \frac{40}{2}\right) \times 10^{-3} = 3464.8 \text{ kN.m}$$

المحور المحايد موجود في جدول الضلع وقسم الحساب سيكون مقطع مستطيل من $(b \times h)$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{608800}{14.2 \times 100 \times 81^2} = 0,065$$

$$\mu = 0,065 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,966$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{608800}{348 \times 0,966 \times 81} = 22.35 \text{ cm}^2.$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = 434.1 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A_{\bar{z}}$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{608.8}{434.1} = 1,40$$

$$\alpha = 0,042 < 0,401$$

لذلك: التسليح المحسوب في ELUR مناسب لـ ELS.

• الموقف العرضي (ACC) (Situation accidentelle):

$$M_a = 642.7 \text{ kN.m}$$

التحقق من وجود التسليحات المضغوطة (Vérification de l'existence des armatures comprimées):

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{642700}{18.47 \times 100 \times 81^2} = 0,053$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.47 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (المواقف العرضية)}$$

$$\mu = 0,053 > \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{Á N' existe pas}; \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,972$$

تحديد التسليح (Détermination des armatures):

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{642700}{400 \times 0,972 \times 81} = 20.40 \text{ cm}^2$$

حالة عدم الهشاشة (Condition de non fragilité):

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 9.78 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 22.35 \text{ cm}^2$$

اختيار التسليح (Choix des armatures):

$$6T20+2T14 \longrightarrow A = 22.87 \text{ cm}^2$$

$$(T20 \longrightarrow e=15\text{cm})$$

جدول 6: تسليح الروافد

الرافدة الرئيسية		الرافدة الثانوية		التسليح
Appuis	Travée	Appuis	Travée	
22.35	17.44	22.35	17.44	A_u [cm ²]
20.40	15.94	20.40	15.94	A_{acc} [cm ²]
9.78	9.78	9.78	9.78	A_{min} [cm ²]
22.35	17.44	22.35	17.44	الاختيار
6T20+2T16=> 22.87cm ²	6T20=>18.85cm ²	6T20+2T16=> 22.87cm ²	6T20=>18.85cm ²	اختيار التسليح

التحقق من قوة القص (Vérification de l'effort tranchant):

: (Poutre principale) الرافدة الرئيسية

1. التحقق مما إذا كان التسليح المستعرض عمودياً على متوسط الخط (Vérification si les armatures

[المادة A.5.1.1 / A.5.1.1.1 / CBA93 / transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

لدينا :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{713400}{120 \times 118 \times 100} = 0,50 \text{ MPa}$$

تفسير ضار قليلاً (Fissuration peu nuisible):

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2 \text{ MPa}$$

التسليح المستعرض عمودي على الخط الأوسط $\tau = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa} \Rightarrow$

الرافدة الثانوية (Poutre secondaire):

1. التحقق مما إذا كان التسليح المستعرض عمودياً على متوسط الخط (Vérification si les armatures)

[المادة A.5.1.1 / A.5.1.2.1.1 / CBA93] (transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne)

لدينا :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{441940}{120 \times 118 \times 100} = 0,31 \text{ MPa}$$

تفسير ضار قليلاً (Fissuration peu nuisible):

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2 \text{ MPa}$$

التسليح المستعرض عمودي على الخط الأوسط $\tau = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa} \Rightarrow$

رسم توضيحي لتسليح الروافد الأرضية:

NERVURES



الشكل 10: تسليح الروافد الأرضية.

خاتمة العامة

في ختام مذكرتنا نتمنى أن نكون وفقنا إلى حد بعيد في إبراز كل ما يتعلق بشروط انجاز وإنشاء المباني ودراسة جميع أجزاء المبنى.

فمن الضروري أن تأخذ المنشأة شكلها مع ضمان مقاومتها للأحمال إضافة لوزن المبنى مع الأخذ بعين الاعتبار الرياح والزلازل والتلوج وتأثيرات درجات الحرارة وجميع القوى والأحمال الممكنة.

في الواقع، يمكننا القول أن مشروعنا هو مرحلة مهمة في الدورة التدريبية للمهندسين الطلاب ، وهي أفضل فرصة للطلاب لتسليط الضوء على معرفته النظرية المكتسبة خلال الخمس سنوات.

ساعدنا دراسة المشروع على وضع جميع معارفنا المكتسبة خلال دورة التدريب الرئيسية لدينا لتعميق معرفتنا بناءً على المستندات الفنية وحتى تطبيق اللوائح لتسليط الضوء على بعض المبادئ الأساسية التي يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار في تصميم هياكل الجدران الإستنادية.

سمح لنا هذا المشروع من جهة باستيعاب تقنيات وبرامج الحساب المختلفة وكذلك اللوائح التي تحكم مبادئ التصميم وحساب الأعمال في قطاع البناء، وقد قمنا في استخدام برامج لحساب مختلف عناصر المبنى مثل:

.ETABS 2017, AUTOCAD 2016, RDM6

التركيز الأساسي لنا في هذه المذكرة انصب حول كيفية إيجاد أو حساب قيمة الحمولة التي سيتحملها المنشأ ليقاوم أثناء فترة وجوده و ضمان الأمان و الاستقرار.

وفقاً للدراسة التي قمنا بها ، يجب التأكيد على التصميم الزلزالي، بحيث من المهم جداً أن يعمل المهندس المدني والمعماري بتعاون وثيق من بداية المشروع لتجنب جميع التصميمات الغير كافية وتحقيق سلامة الزلازل التي تم تحقيقها دون تكلفة إضافية كبيرة، لأن معظم المشاكل التي واجهتنا كانت في التأكد من تحقيق شروط دراسة الزلازل من أجل الحفاظ على صلابة المبنى وعدم تأثره بالقوى الخارجية.

في نهاية هذا المشروع ، وهو تجربتنا الأولى ، حصلنا على معلومات مهمة يتم تطبيقها في الحياة العملية، وفي الختام نتمنى أن يرقى هذا العمل إلى مستوى إعجاب و رضي الأساتذة الكرام عامة و الأستاذ المشرف خاصة وادارة الجامعة وجميع طلاب الهندسة المدنية.

كما نرجو أن تكون ثمرة مجهوداتنا هذه، فائدة و مرجع لطلبة السنوات المقبلة.

قائمة المراجع والمصادر

المراجع:

الخرسانة المسلحة في الحالات الحديدية (BAEL 91) القواعد الفنية لتصميم وحساب هياكل وأعمال خرسانية مسلحة، الإصدار منشور 62 ، العنوان 1 من CCTG - قسم الأعمال 1: الخرسانة المسلحة.

قواعد لتصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة CBA93 (D.T. R. - B.C. 2-41) ، إصدار مشترك OPU/CGS ، وزارة الإسكان.

وزارة الوثيقة الفنية التنظيمية المونل DTR B C 2 48 القواعد الجزائرية (REGLES PARASISMQUES / RPA 99 (ALGERIENNES) الإصدار 2003 مركز البحوث الوطنية المطبقة. Cour du béton armé (ENTP).

ديناميكا الهيكلية ((dynamique des structures (tome1 : principes fondamentaux)) ، المؤلف Ray William Clough ، النشر (Paris: Éditions Pluralis, 1980).

البرامج:

AUTOCAD 2016

ETABS 2017

RDM6

Office 2010