بسم الله الرحمن الرحيم

جامعـــــــــة بوليتكنك فلسطيـــــــن

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لمبنى خدماتي (شركة الكهرباء)

فريق العمل

صهيب "محمد كايد" أمام **أبراهيم حمدي دويك**

رأفت هاشم غيث

إشراف

د. ماهر عمرو

فلسطين–الخليل

حزيران - 2017م

بسم الله الرحمن الرحيم

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

حزيران–2017م

التصميم الإنشائي لمبنى خدماتي (شركة الكهرباء)

فريق العمل

صهيب "محمد كايد" أمام **أبراهيم حمدي دويك**

رأفت هاشم غيث

إشراف :

د. ماهر عمرو

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــــة بوليتكنك فلسطيـــــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

الإهـــــــــــــــــــــــــــــداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدا لله

إلى ....من هم أحق منا بالحياة إلى......الشهداء .

إلى ....الأسود الرابضة خلف القضبان ......إلى من كسروا قيد السجان ....الأسرى .

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى......أبي العزيز .

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان إلى......أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي إلى......إخوتي الأعزاء .

إلى....هبة السماء ......أصدقائي الأوفياء .

إلى ....الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى......أساتذتي.

إلى....من عرفتهم في هذا الصرح العلمي ......زملائي وزميلاتي .

إلى....منهل العلم إلى......جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فـريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول و منير الدروب لله عز وجل .

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى بانية الجيل الواعد ...جامعة بوليتكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي و الإداري.

إلى المشرف على هذا البحث المهندس ماهر عمرو.

والشكر موصول لكل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

ملخص المشروع

إن التصميم الإنشائي للمباني ذو أهمية كبيرة ، فبعد إتمام أعمال مسح الأرض المراد إنشاء المبنى عليها وبعد تصميم المبنى معماريا ، يأتي دور التصميم الإنشائي الذي يحول تلك المخططات المعمارية الجميلة الى واقع ملموس يحقق الأمان للإنسان الذي يقطن هذا المبنى ويستخدمه .

في هذا المشروع سنقوم بعمل التصميم الإنشائي **" لمبنى خدماتي (شركة الكهرباء) "** ، الذي يتكون من اربعة طوابق وملحقاتها بمساحة إجمالية (2145) م^2، صُمم هذا المبنى الخدماتي معمارياً على الطراز الحديث ، حيث يُلاحظ وجود الواجهات المنحنية ، وتداخل للطوابق وتراجعات ، ووجود الشرفات المفتوحه ، والممرات المفتوحه والمتصله على بعضها البعض .

كما ذكرنا ، فإن المشروع يتكون من اربعة طوابق ، منها طابق تسوية تحت مستوى الأرض وثلاثة طوابق فوق مستوى الأرض ، حيث احتوى طابق التسوية على مواقف للسيارات ومخازن للملفات المؤرشفة الخاصة بالمواطنين وعلى مرافق عامه ، كما احتوى الطابق الأرضي مكاتب و قاعه الخاصة للمراجعين ، واحتوى الطابق الأول على مكاتب ، واحتوى الطابق الثاني مكاتب وقاعة تدريب،.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الانشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الانشائية التي تكون الهياكل الانشائية للمبنى، من المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية .

من الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_14) ، و تصميم الزلازل حسب الكود UBC97 ، ولا بد من الإشارة إلى انه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :

Autocad2007 ,Atir, Safe ,Etabs , Staadpro ,Sab2000, Revit ,

والله ولـي التوفيق

Abstract

The structural design of the buildings is very important, after finishing the work of the land survey, and architectural design, the structural design comes, which turn the architectural plans into reality, achieving the safety of people who live in the building and use it.

In this project we will make a structural design for a service building ,that contains four floors and their functions with total area 2145 m2 , this building designed based on modern architecture .we notice curved elevations , emerging of floors ,terraces ,and many corridors opened to each other.

As we talked , this project contains four floors , each floor has area equal to 600m2 .one floors of the building are basement , and three floors are above the ground , the basement floors contains car barking and library for save files , ground contains offices and public service center and first floor contain offices and second floor contains many offices , meeting rooms,.

The project will include a detailed structural study and analysis of construction, expected different loads, and the structural design of the elements, then preparation of shop drawings based on the prepared for all the structural elements. It is expected after the completion of the project, to be able to provide structural design of all structural elements.

It is noteworthy that Jordanian code will be used to determine the live loads, and UBC97 to the seismic analysis. For the structural analysis and design of sections we will use the US Code (ACI_318_14), it must be noted that it will rely on some computer programs such as:

Autocad2007, Atir, Safe, Etabs, Staadpro, Sab2000, Revit.

God grants success

الفهرس

	رقم الصفحة
صفحة الغلاف الرئيسية	i
صفحة تقرير المشروع	ii
صفحة الإهداء	iii
صفحة الشكر والتقدير	iv
صفحة ملخص المشروع باللغة العربية	v
صفحة ملخص المشروع باللغة الانجليزية	vi
الفهرس	vii
List of Abbreviations	xi
فهرس الجداول	xii
فهرس الأشكال	xiii

الفصل الأول	المقدمة	رقم الصفحة
1-1	المقدمة	2
2-1	أهداف المشروع	2
3-1	مشكلة المشروع	3
4-1	حدود مشكلة المشروع	3
5-1	المسلمات	3
6-1	فصول مقدمة مشروع التخرج	3
7-1	اجراءات المشروع	4

الفصل الثاني	الوصف المعماري	رقم الصفحة
1-2	مقدمة	6
2-2	لمحة عامة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	6
4-2	أهمية الموقع	7
5-2	حركة الشمس و الرياح	8
6-2	الرطوبة	8

2-7	وصف طوابق المشروع	9
2-7-1	طوابق التسوية	9
2-7-2	الطابق الارضي	10
2-7-3	الطابق الاول	11
2-7-4	الطابق الثاني	12
2-8	الواجهات	13
2-8-1	الواجهة الشمالية الشرقية	13
2-8-2	الواجهة الشرقية الجنوبية	14
2-8-3	الواجهة الجنوبية الشرقية	15
2-8-4	الواجهة الغربية الشرقية	16
2-9	وصف الحركة و المداخل والقطاعات	17
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	رقم الصفحة
3-1	مقدمة	20
3-2	هدف التصميم الإنشائي	20
3-3	الدراسات النظرية للعناصر الانشائية في المبنى	20
3-3-1	الأحمال وتصنيفها	20
3-3-2	الأحمال الميتة	20
3-3-3	الأحمال الحية	21
3-3-4	الأحمال البيئية	22
3-3-4-1	الرياح	22
3-3-4-2	الثلوج	22
3-3-4-3	الزلازل	23
3-4	العناصر الإنشائية المكونة للمبنى	23
3-4-1	العقدات	24
3-4-1-1	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	25
3-4-1-2	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	25
3-4-1-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	26
3-4-1-4	عقدات العصب ذات الاتجاهين	26
3-4-2	الجسور	27

3-4-3	الأعمدة	28
4-4-3	الجدران الحاملة	28
5-4-3	الأساسات	29
6-4-3	الأدراج	30
7-4-3	جدران التسوية	31
8-4-3	فواصل التمدد	31

Chapter Four	Structural Analysis and " "Design	page
4-1	Introduction	34
4-2	Factored Loads	34
4-3	Determination of thickness	35
4-4	Load calculations & Design	36
4-4-1	Design of topping	36
4-4-2	Design of one way Rib slab (R01-3B)	38
4-4-2-1	Design of flexure of rib	41
4-4-2-2	Design of shear of rib (R1)	47
4-5	Design of tow way Rib(R07)	48
4-5-1	Design of the thikcnes	48
4-5-2	Load calculations & Design	51
4-5-2-1	Moments calculating	52
4-5-2-2	check of shear strength	56
4-6	Design of beam (B-5)	58
4-6-1	Load of beam	59
4-6-2	Design of flexure	62
4-6-3	Design of shear	77
4-7	Design of column (G 31)	79

4-7-1	Check for slenderness	**79**
4-7-2	Determine of Euler buckling	**80**
4-7-3	Calculate the moment magnifier	**80**
4-8	Design of stairs	**82**
4-8-1	Check of stair strength	**84**
4-8-2	Calculate the maximum bending and steel reinforcement	**84**
4-8-3	Temperature & shrinkage reinforcement	**85**
4-8-4	Design of landings	**86**
4-9	design the basement wall	**89**
4-10	Design of footing foundation	**94**
4-10-1	Tow way shear (punching shear)	**95**
4-10-2	Design for flexure in short direction	**96**
4-10-3	Design for flexure in long direction	**97**
4-10-4	Design the column – footing joint	**97**
رقم الصفحة	**النتائج والتوصيات**	**الفصل الخامس**
5-1	النتائج	**100**
5-2	التوصيات	**100**
5-3	قائمة المصادر والمراجع	**101**
5-4	الملحقات	**102**

List of Abbreviations

- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **As** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- $\mathbf{C_c}$ **=** compression resultant of concrete section.
- $\mathbf{C_s}$= compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- $\mathbf{f_c'}$ = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction,

measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.

- **LL** = live loads.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ =ratio of steel area .

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1 - 1	الجدول الزمني للمشروع	**4**
1 - 3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	**21**
2 -3	الأحمال الحية في المباني المختلفة	**21**
3-3	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	**23**
1-4	***Calculation of Total load for topping***	**37**
2-4	**Calculation of the Total Dead load for rib**	**38**
3-4	**Calculation of the Total Dead load for two way rib slab (25)**	**51**
4-4	**Flight dead load computation**	**82**
5-4	**Landing dead load computation**	**83**

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
1-2	صورة جوية للموقع	**7**
2-2	مسقط طوابق التسوية	**9**
3-2	مخطط الطابق الارضي	**10**

4-2	مخطط الطابق الاول	11
5-2	مخطط الطابق الثاني	12
6-2	الواجهة الشمالية الشرقية	13
7-2	الواجهة الشرقية الجنوبية	14
8-2	الواجهة الجنوبية الشرقية	15
9-2	الواجهة الغربية الشرقية	16
10-2	Section A-A	17
11-2	Section B-B	18
1-3	تاثير احمال الرياح على المباني	22
2-3	انتقال الاحمال داخل المنشاة	24
3-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	25
4-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	26
5-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	26
6-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	27
7-3	شكل الجسور المسحورة و المدلاة	27
8-3	بعض أشكال الأعمدة	28
9-3	جدار القص	29
10-3	مقطع طولي و مسقط افقي في الأساس	30
11-3	الدرج	30
12-3	جدار التسوية	31
13-3	تفصيلة لفاصل التمدد	32
1-4	**Span location of rib(R1-3B)**	35
2-4	**One way rib slab**	36
3-4	**Topping of one way rib slab**	36
4-4	**Geometry of Rib (R1-3b*)***	39
5-4	**Service load of rib 1**	39
6-4	**Moment & Shear Envelope of rib 1-3B**	40
7-4	Tow way ribbed slab	49

50	Typical section in ribbed slab	**8-4**
51	Two way ribbed slab	**9-4**
58	Beam geometry	**10-4**
59	Reaction from rib 1	**11-4**
59	Reaction from rib 2	**12-4**
60	Reaction from rib 3	**13-4**
60	Reaction from rib 4	**14-4**
61	**Position of beam**	**15-4**
61	**Load of beam (B-5)**	**16-4**
62	**Moment & shear envelope for beam (B-3B,09)**	**17-4**
77	**Shear envelope for beam (B-3B,09)**	**18-4**
88	**Section – stairs and landing**	**19-4**
89	**Geometry of basement**	**20-4**
93	**Reinforcement for basement**	**21-4**

1

الفصل الأول

المقدمة

1-1 المقدمة.

1-2 أهداف المشروع.

1-3 مشكلة المشروع.

1-4 حدود مشكلة المشروع.

1-5 المسلمات.

1-6 فصول المشروع.

1-7 إجراءات المشروع.

1-1 المقدمة : -

لقد اقتضت متطلبات الحياة العصرية وتطور جميع جوانب حياة الإنسان أن يقوم بالتفكير وتصميم منشآت جديدة تلبي احتياجاته ، والتي توفر العديد من المتطلبات للاستمرار في التواصل مع الفن وتطوير خبرات مستخدمي هذا المبنى وهواة الإبداع ، مع تأمين الراحة والأمان للاستخدام المناسب لهذه المباني وذلك من خلال التصميم الجيد لها والإحاطة بجميع الأمور المتعلقة بإنشاء مثل هذه الأبنية.

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدمية المختلفة ببعضها البعض ، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار. كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمباني خدماتي (شركة الكهرباء) - حيث يتكون من اربعة طوابق- من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

1-2 أهداف المشروع : -

نأمل من هذا البحث بعد إكماله أن نكون قد وصلنا إلى الأهداف التالية:

1. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات ، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

1-3 مشكلة المشروع : -

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمباني خدماتي (شركة الكهرباء)، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

1-4 حدود مشكلة المشروع : -

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والصيفي من السنة الدراسية 2016-2017 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الصيفي.

1-5 المسلمات : -

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الانشائي لكافة العناصر (ACI-318-08).
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Staad pro, Safe, Etabs) .
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & PowerPoint.

1-6 فصول المشروع : -

1. الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.
2. الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3. الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4. الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

1-7 إجراءات المشروع : -

1. دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية، وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها.
2. دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل يتوافق مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان .
3. تحديد النظام الإنشائي المناسب ومن ثم تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
4. تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.
5. التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
6. إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال مقدمة المشروع والزمن اللازم لكل نشاط خلال الفصل الدراسي الثاني من السنة الدراسية 2016- 2017م .

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الصيفي من السنة الدراسية (2016-2017)

الأسابيع / النشاط	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة وأنواع العقدات																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي (عقدات ، جسور)																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

2

الفصل الثاني

الوصف المِعمَاري

2-1 المقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

2-3 موقع المشروع.

2-4 أهمية الموقع.

2-5 حركة الشمس والرياح.

2-6 الرطوبة.

2-7 وصف طوابق المشروع.

2-8 الواجهات.

2-9 وصف الحركة والمداخل.

2-10 صور توضيحية للمبنى ثلاثية الأبعاد .

2-1 المقدمة : -

إن الدراسة المعمارية للمشاريع بشكل عام، لها أهمية كبيرة. فبالدراسة المعمارية للمشروع يتم توزيع الفراغات داخل المساحة الفعالة للمشروع، وهي التي تحدد العلاقات بين هذه الفراغات و كيفية ترتيبها بالشكل الذي يوفر أفضل استغلال للمساحة وأفضل توزيع ممكن لتلك الفراغات، و ذلك عن طريق تحليل الوظائف العامة للفراغات هذه، ومن ثم دراسة الحركات داخل المبنى سواء أكانت هذه الحركات افقية للتنقل بين الفراغات داخل الطابق الواحد، أو عمودية للتنقل بين الطبقات.

2-2لمحة عامة عن المشروع : -

المشروع عبارة عن مبنى خدماتي ، ويقوم المشروع على فكرة جعل المبنى جزء لا يتجزأ من البيئة المحيطة.

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على محاكاة الطبيعة من خلال احترام طبوغرافية الأرض ، لإنتاج بيئة تتصل فيها التكنولوجيا مع البيئة اتصالاً جوهريا ، وتهدف هذه الفكرة أيضا إلى تحقيق أقصى قدر من التكامل بين المبنى والمناظر الطبيعية في الخارج ، لذلك تم استخدام الواجهات الزجاجية الواسعة . وكما تم التركيز على توفير الراحة وسهولة الوصول واستعمال المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها .

يتكون هذا المبنى الخدماتي من اربعة ادوار (طوابق) ، واحد منها تحت مستوى سطح الأرض وهي مخصصه كمكاتب لأرشف الملفات ومواقف سيارات لخدمة المبنى الخدماتي ، وثلاثة طوابق تحتوي على خدمات مختلفة ، وجميعها مقامة على قطعة أرض تبلغ مساحتُها حوالي 1900 م^2 . ويوجد تفاوت وتداخل في أجزاء المبنى وكتلته ما يضفي عليه مظهراً جميلاً

2-3موقع المشروع : -

يقع المشروع في مدينة الخليل ، في منطقة الحرايق ، ما بين مفرق جامع صلاح الدين الى مفرق سوق الخضار المركزي، حيث يعتبر موقع المشروع في منطقة نشطه من مدينة الخليل ، ويمتاز بسهولة الوصول إليه من قبل وسائل النقل العام . حيث يتم الوصول للموقع من خلال عدة شوارع ، وأهمها الشارع الواصل الى الحاووز " دوار التحرير " ، يذكر أن الموقع ليس بالبعيد عن وسط البلد ومركزها .

الشكل (1-2) : صورة جوية للموقع.

2-4أهمية الموقع :-

إن عملية اختيار ارض لإقامة مبنى خدماتي " شركة الكهرباء" لا تقام بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل بأنها تقام على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لبناء مبنى خدماتي" شركة الكهرباء " :

- جغرافية الموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.
- شبكه المواصلات: بالإضافة الى تعدد الطرق المؤدية للموقع فهناك طرق فرعية تحيط بالأرض.

- الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات.
- أنماط المباني المحيطة و نوعها: تجارية، صناعية، سكنية، أم خدماتية، وكيفية تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه.

2-5 حركة الشمس والرياح : -

تتعرض محافظة الخليل بشكل عام، ومدينة الخليل بشكل خاص إلى الرياح الجنوبية الغربية التي تجلب الامطار واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الشرقية التي تكون باردة شتاء، ونظرا لموقعها الجغرافي فإن الرياح الجنوبية الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما، إذ تجعل الهواء معتدلا جافاً، كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

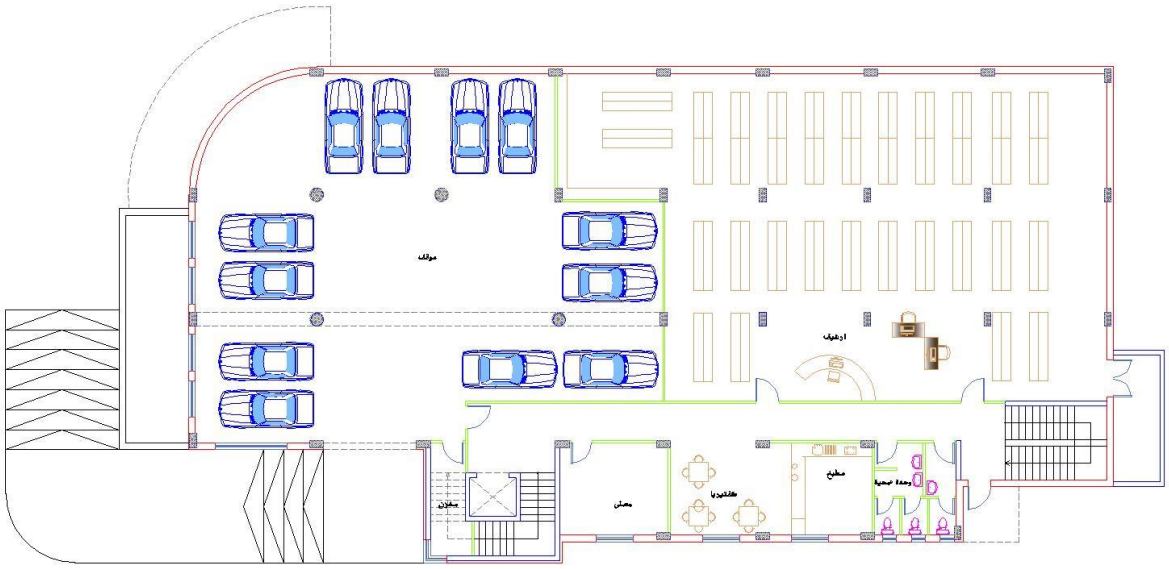
2-6 الرطوبة : -

يتراوح معدل الرطوبة في مدينة الخليل من 64- 84% في فصل الشتاء، ولارتفاع المدينة عن سطح البحر أثرٌ في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر، حيث يقدر ارتفاع مدينة الخليل حول 1000 متر عن سطح البحر.

2-7 وصف طوابق المشروع : -

1-7-2 طابق التسوية 1 :

تبلغ مساحة كل طابق من طوابق التسوية هذه 740 متراً مربعا ، ويقع مستوى طابق التسوية تحت مستوى أرضية الطابق الأرضي 0.00 بمستوى 3.5- م ،. ويحتوي هذا الطابق بمجمله على مواقف للسيارات التي تخدم عملاء وموظفي المبنى الخدماتي " شركة الكهرباء " ، كما وأنه يحتوي على وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموجودة في هذه الطابق كما ويحتوي على مستودع يستخدم لأرشفة ملفات العملاء ، ، ، كما هو موضح في المخطط التالي :

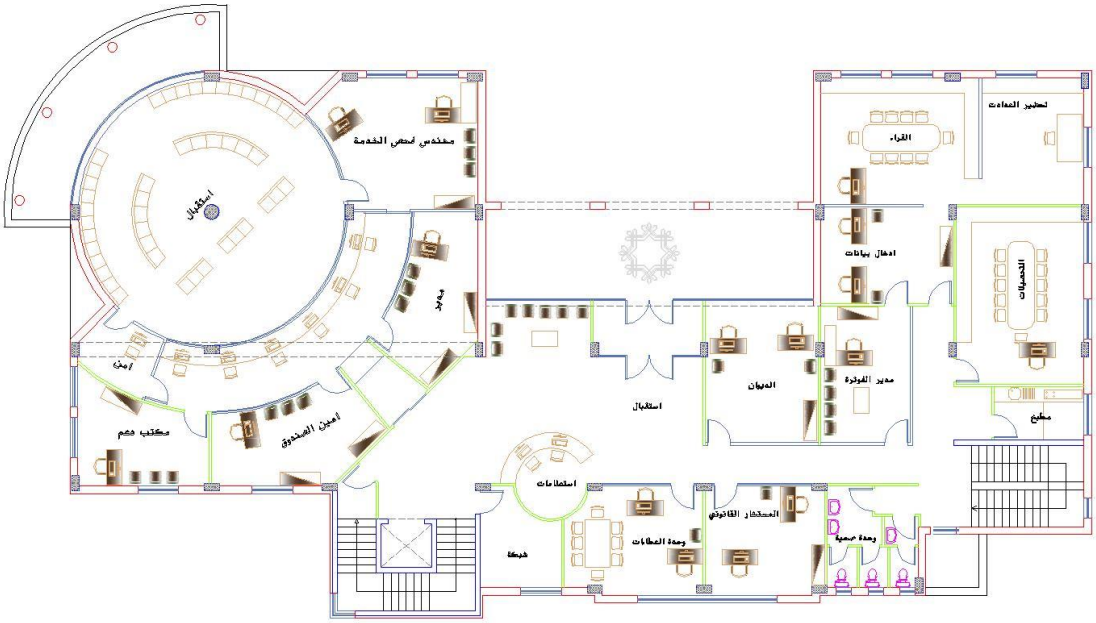


مسقط طابق التسوية

الشكل (2-2) : مخطط طابق التسوية .

2-7-2 الطابق الأرضي :

تبلغ مساحة هذا الطابق 625 متراً مربعاً ، ويقع مستوى هذا الطابق أعلى مستوى سطح الأرض بمقدار 3.75 م ، ويحتوي على مدخل رئيسي في الجهة الشمالية الشرقية للمبنى ، ويحتوي هذا الطابق على قاعة استقبال للمراجعين ووحدة العطاءات وعدة مكاتب ، كما انه يحتوي على وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية والسفلية من خلال الأدراج العادية والمصعد الموزع في هذا الطابق ، كما هو موضح في المخطط التالي :

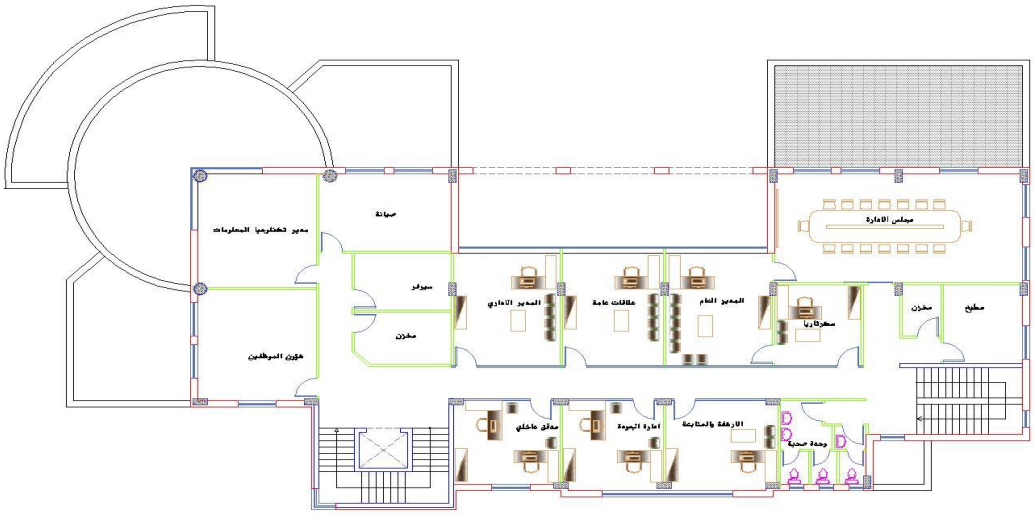


مسقط الطابق الارضي

الشكل (2-3) مخطط الطابق الأرضي.

4-7-2 الطابق الأول :

تبلغ مساحة هذا الطابق 440 متراً مربعا ، حيثُ يحتوي على بعض البروزات والتراجعات الواضحة مما جعل مساحته تختلف عن مساحة الطابق الأرضي ، حيث يحتوي هذا الطابق على المكاتب الادارية مثل المدير العام والمدير الاداري ومجلس الادارة وشوؤن الموظفين وعدة مكاتب اخرى ، ويحتوي على مرافق عامه تخدم الطابق بالأضافة الى وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية والسفلية من خلال الأدراج العادية والمصعد الموزع في هذا الطابق ، كما هو موضح في المخطط التالي :



مسقط الطابق الاول

الشكل (2-4) مخطط الطابق الأول.

5-7-2 الطابق الثاني :

تبلغ مساحة هذا الطابق 340 متراً مربعا ، حيثُ يحتوي على بعض البروزات والتراجعات الواضحة مما جعل مساحته تختلف عن مساحة الطوابق الأخرى ، حيث يحتوي هذا الطابق بمجمله على قاهة تدريب للموظفين وكاتب للمهندسين والمدير الماليي وعدة مكاتب اخرى ويحتوي على مرافق عامه تخدم الطابق بالأضافة الى وسائل إيصال إلى الطوابق العلوية والسفلية من خلال الأدراج العادية والمصعد الموزع في هذا الطابق ، كما هو موضح في المخطط التالي :

مسقط الطابق الثاني

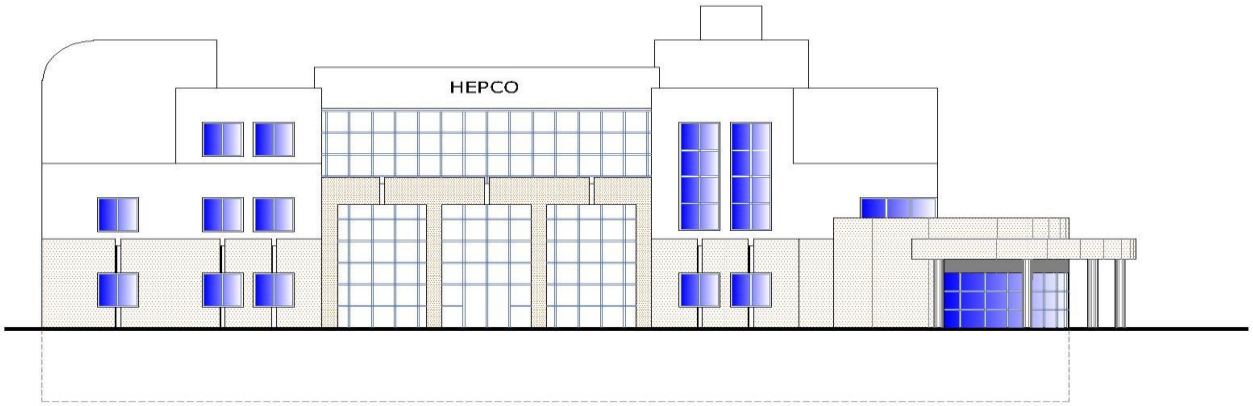
الشكل (2-5) مخطط الطابق الثاني.

2-8 الواجهات : -

إنّ المهندس المعماري يهتم بالواجهات بشكل كبير فهو بذلك يرسل رسالة بابداعه وفنه إلى الأشخاص الذين لا يدخلون المبنى، و يرونه من الخارج فقط ، ويعمد المعماري الى خلق توازن مقبول بين الواجهات و طبيعة المبنى واستخداماته، لذا كان لزاما عليه مراعاة كل تفصيلة من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب والتراجعات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

2-8-1 الواجهة الشمالية الشرقية :

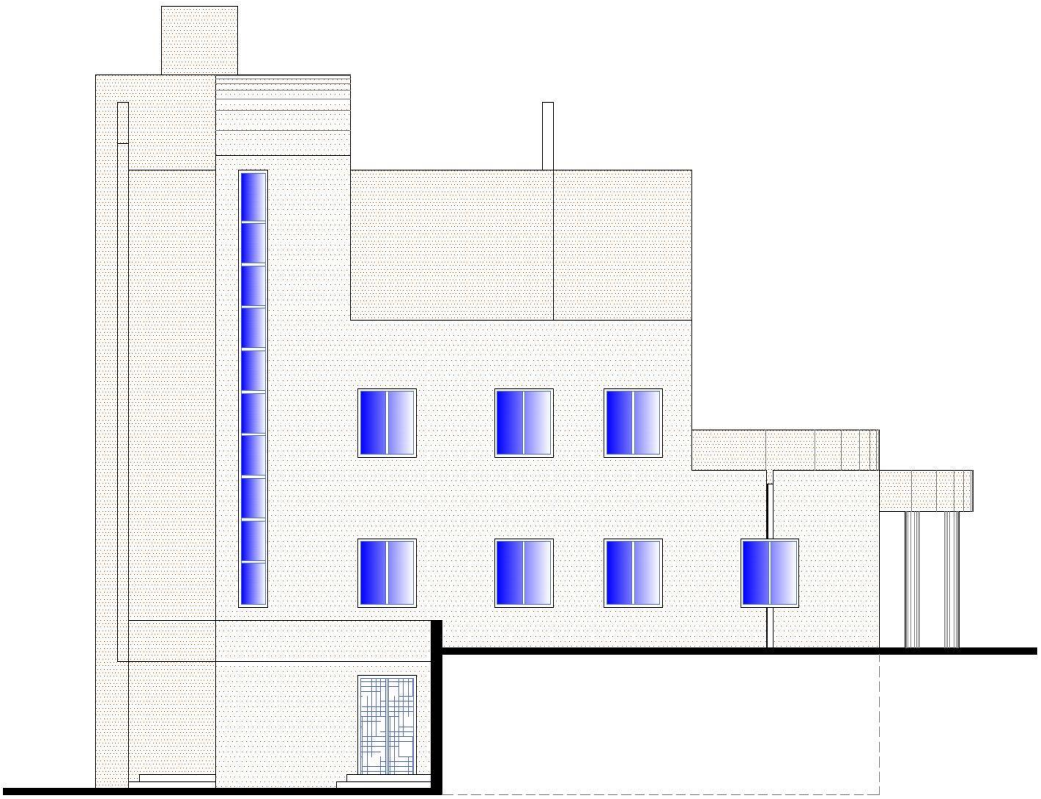
وهي عبارة عن الواجهة الرئيسية للمبنى ، والتي تُظهر المدخل الرئيسي المؤدي إلى داخل المبنى ، كما أن الجزء الأكبر لهذه الواجهة يظهر من خلال النوافذ الزجاجية الكبيرة نوعا ما ، ما يضفي مظهراً جماليا ومعماريا للمبنى الخدماتي ، كما يظهر من خلال هذه الواجهة تداخل الكتل في المبنى ويظهر أيضا البروزات ما يضفي إلى المبنى منظرا جماليا يسر الناظرين ، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر والزجاج ، كما يظهر في الشكل التالي :



الشكل (2-6) الواجهة الشمالية الشرقية.

2-8-2 الواجهة الشرقية الجنوبية :

يظهر في هذه الواجهة البروزات والتراجعات الواضحة للمبنى بحيث أضافة لمسة معمارية جميلة لهذا المبنى ، وفي هذه الواجهة يظهر أيضا نوافذ بيوت الدرج التي تحتوي الأدراج التي تُسهل عملية التنقل بين الطوابق المختلفه ، كما هو مبين في الشكل التالي :



الشكل (2-7) الواجهة الشرقية الجنوبية

2 -8-3 الواجهة الجنوبية الشرقية :

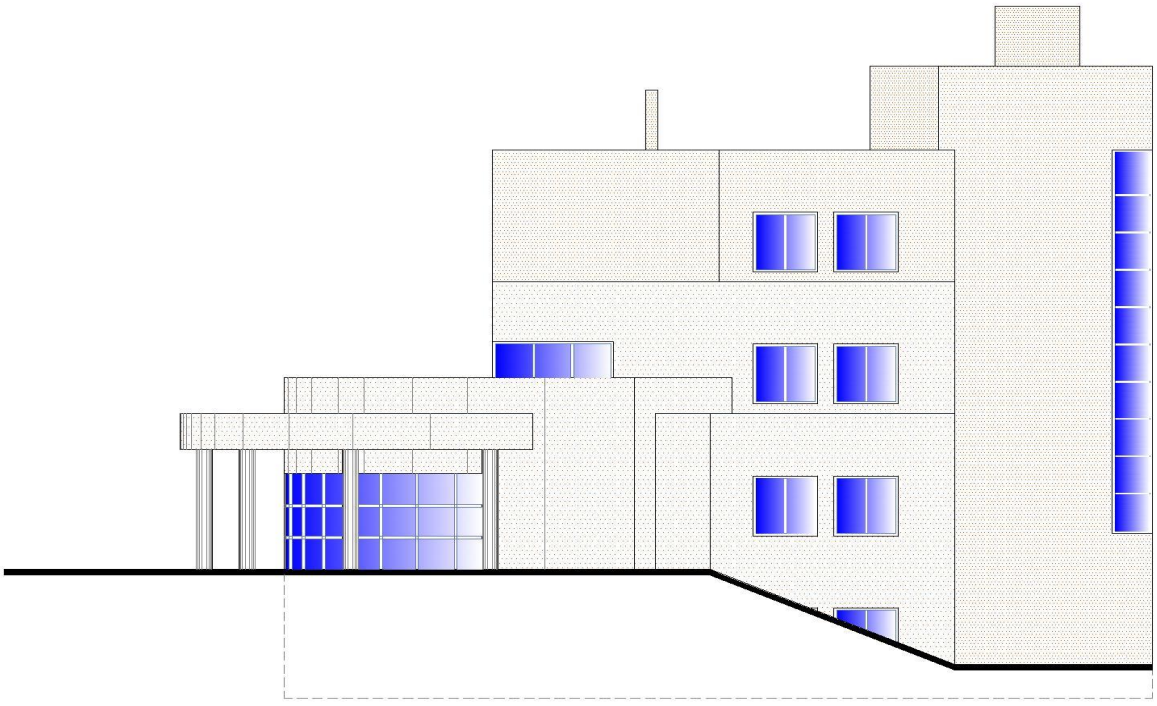
يظهر في هذه الواجهة بشكل واضح الواجهات الزجاجية الكبيرة ، والتي أعطت المبنى ووهبته المنظر المعماري الجميل ، والتي خدمت الموقع أيضاً من ناحية توفير التهويه الطبيعية عن طريق نظام ميكانيكي معماري مدروس ومتقن ، وظهرت التراجعات والبروزات أيضاً بشكل واضح ، وهذا كله يظهر ومُبين في الشكل التالي :

SOUTH-EAST ELEVATION

الشكل (8-2) الواجهة الجنوبية الشرقية .

4-8-2 الواجهة الغربية شرقية :

كباقي الواجهات في المبنى اتحدت مجموعة من العناصر بشكل متناغم ومتناسق لتبرز الجمال المعماري لهذه الواجهة ، ونجد التراجعات واختلاف المناسيب ، جميع هذه العناصر أبرزت الجمال والروعة المعمارية للواجهة ، كما هو مبين في الشكل التالي :



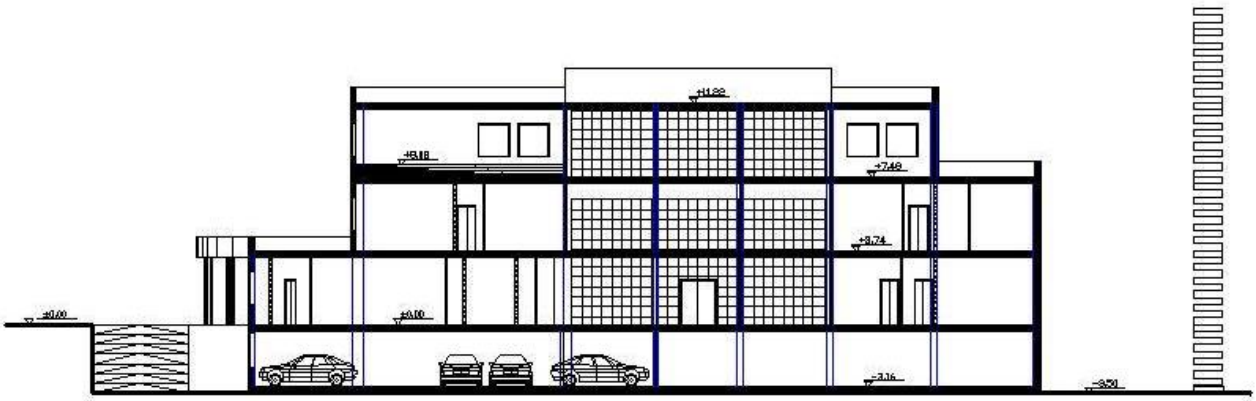
WEST-SOUTH ELEVATION

الشكل (9-2) الواجهة الغربية الشرقية.

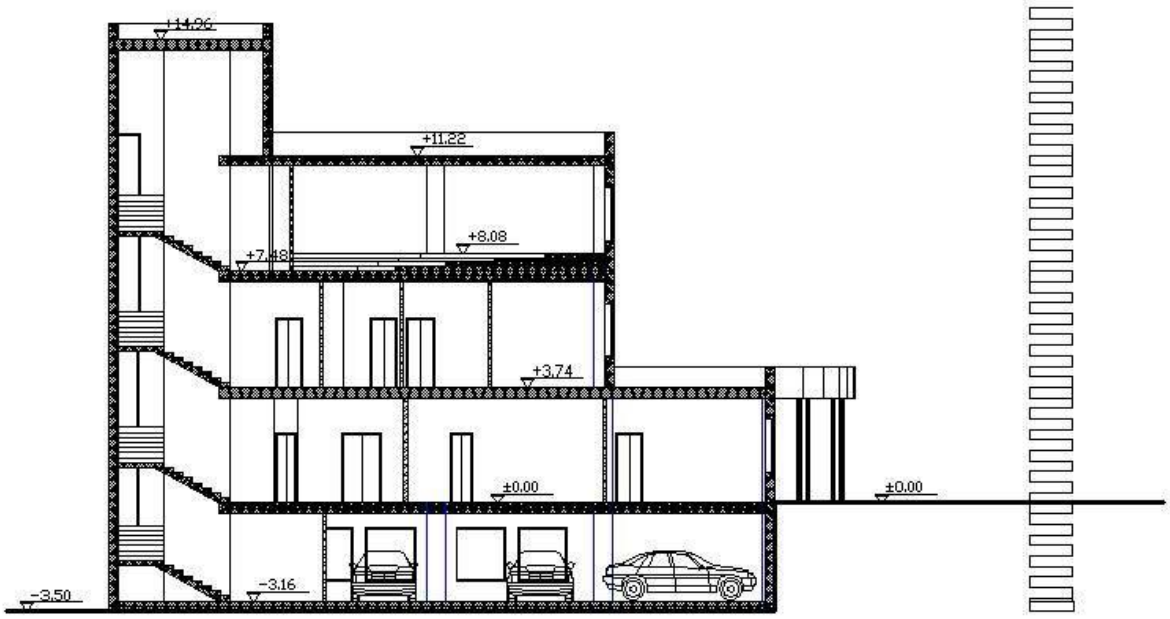
9-2 وصف الحركة والمداخل :-

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المبنى و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية ، الموقع المرفق يبين سلاسة الحركة خارج المبنى وتعدد الطرق الموصلة إليه أما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج المختلفة .

وفي المقاطع التالية توضيح للوسائل المستخدمة في التنقل داخل المبنى :



الشكل (2-10) Section A-A.



الشكل (2-11) Section B-B.

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشَائِي

1-3 مقدمة.

2-3 هدف التصميم الإنشائي.

3-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية.

4-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى .

3-1 مقدمة: -

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه، وإنما يكون بالوصف والتعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعتبر جزأ لا يتجزأ منه. فبعد التجوال الموجز في الجانب المعماري للمبنى ، والتعرف على مقتضياته الجمالية ، كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على الجانب الإنشائي ، ليصبح بالإمكان تشغيله مع مراعاة السلامة والأمان.

إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره.

3-2 هدف التصميم الإنشائي: -

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- الأمان (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة وكافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) وتجنب ظهور التشققات (Cracks) بشكل يؤثر سلبيا على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

3-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى: -

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

3-3-1 الأحمال وتصنيفاتها : -

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

3-3-2 الأحمال الميتة: -

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية والتجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة المسلحة	25
4	الطوب	10
5	القصارة	22
6	الرمل	17
7	القواطع الداخلية	2.3(KN/m^2)

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

3-3-3 الأحمال الحية: -

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة، أو استعمالات جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، وهي تشمل:

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
3. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة والأثاث والأجهزة والمعدات.

والجدول (3-2) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	9.0
2	المدارس	5.0
3	المستشفيات	5.0
4	الفنادق	2.5
5	المطاعم	5.0
6	المباني السكنية	2.5

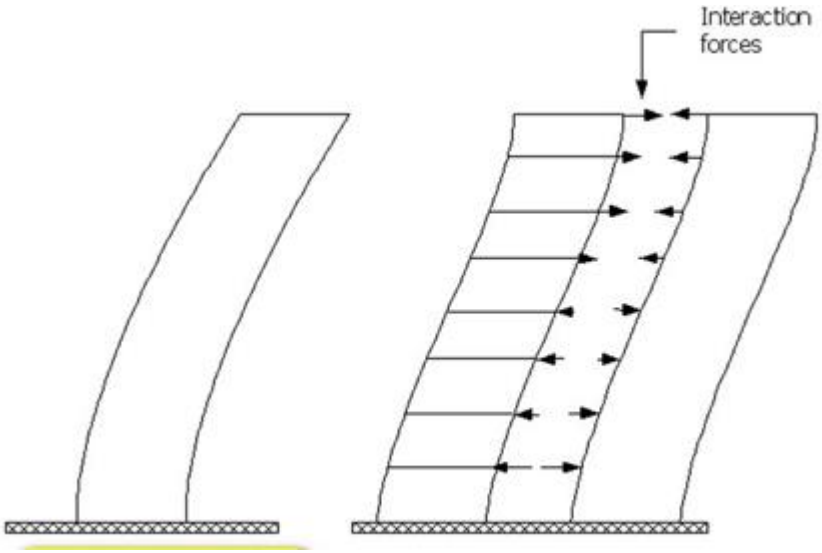
الجدول (3-2) الأحمال الحية في المباني الختلفة.

4-3-3 الأحمال البيئية : -

وتتمثل في الأحمال الناجمة من المصادر الطبيعية وهي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أن نأخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

1-4-3-3 الرياح: -

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة وتصمم جدران القص حسب سرعة الرياح التصميمية لهذه المنطقة.



الشكل (3-1): تأثير أحمال الرياح على المباني .

2-4-3-3 الثلوج: -

هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج اعتماداً على الأسس التالية:

1. ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
2. ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

والجدول (3-3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
H < 250	0
500 > H > 250	(H-250) /800
1500 > H > 500	(H-400) / 320

الجدول (3-3) : قيمة أحمال الثلوج حسب الإرتفاع عن سطح البحر .

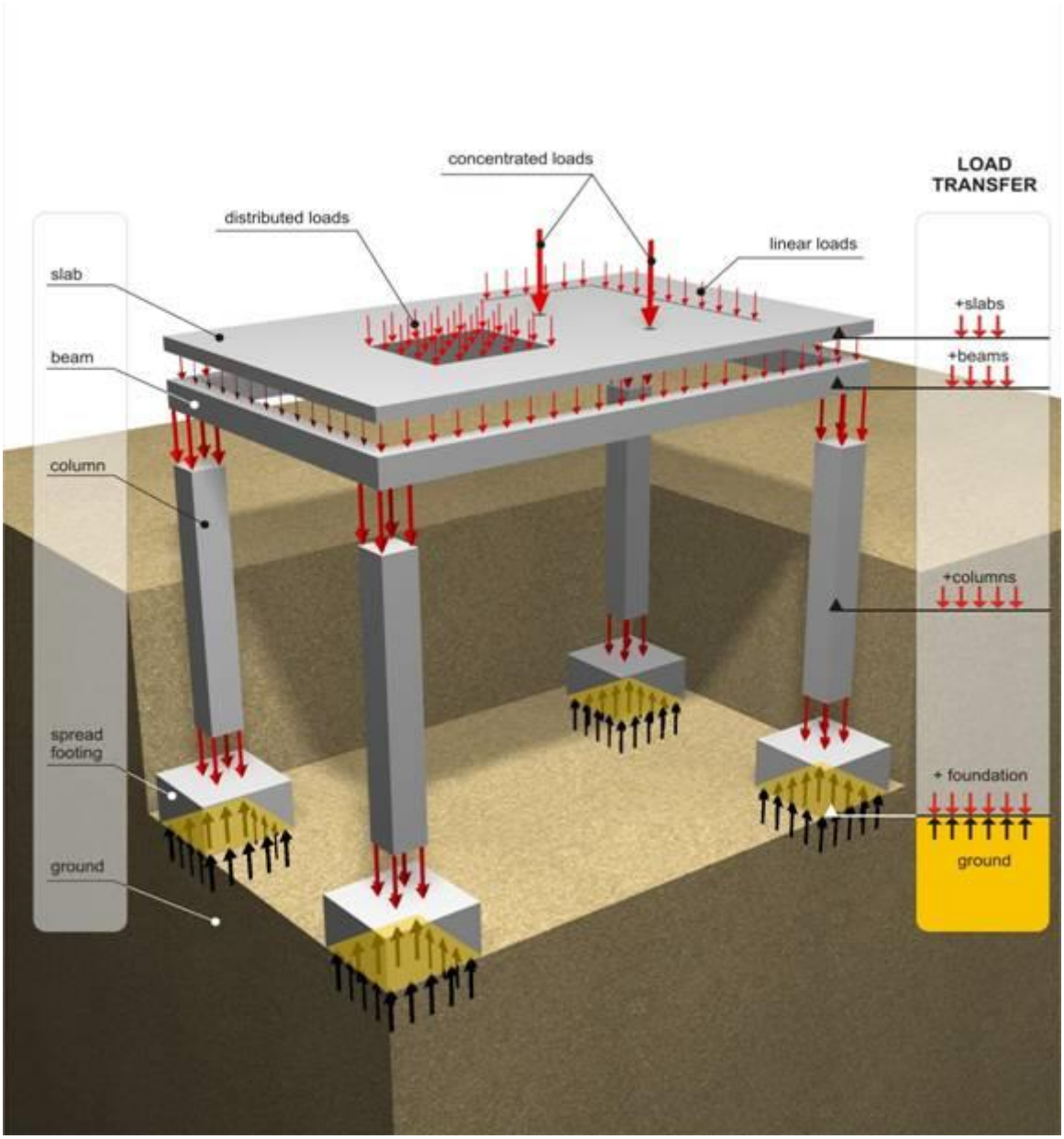
3-4-3-3 الزلازل:

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن قوى أفقية ورأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات وتسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل.

3-4 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى :-

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض، لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي شائبة منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

إن جميع العناصر الإنشائية تعمل كوحدة واحدة، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ومن ثم إلى الأعمدة والجدران الحاملة لكي تنتهي أخيرا إلى الأساسات، وفيما يلي صورة توضح كيفية انتقال الأحمال في المنشأة.



الشكل (2-3): انتقال الاحمال داخل المنشأة.

3-4-1 العقدات:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

ويتم اختيار النوع الأمثل بالاعتماد على عدة عوامل أهمها:

1. التكلفة.
2. السهولة، الوقت، قوالب للعقدات.
3. الفضاءات بين الأعمدة.
4. وظيفة المنشأ.

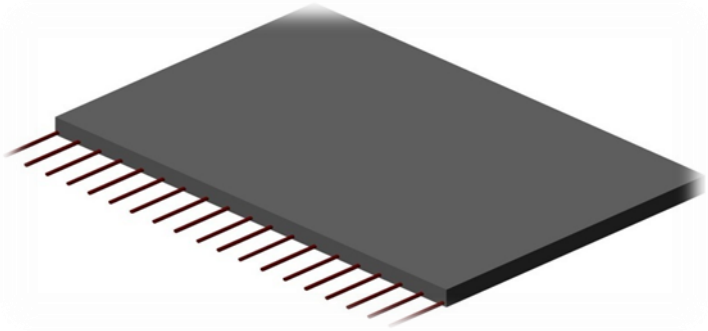
توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

حيث تم استخدام البلاطات المفرغة باتجاه واحد في المشروع ، والعقدة المصمتة في اتجاه واحد في مطالع الإدراج.

3-1-4-1 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

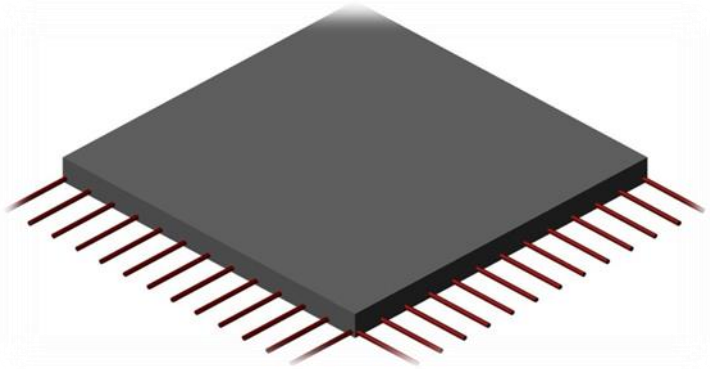
تستخدم في حال أن طول البلاطة يساوي أو يتجاوز ضعف عرضها، عندها يكون السلوك الإنشائي للبلاطة كأنها تعمل باتجاه وحيد (باتجاه الطول الأقصر)، وفي هذه الحالة يتم حساب التسليح للبلاطة على الاجهادات بالاتجاه القصير (تسليح باتجاه واحد)، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، ويتم استخدامها في عقده الدرج.



الشكل (3-3): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

3-1-4-2 العقدات المصمتة ذات الإتجاهين (Two way solid slab) :

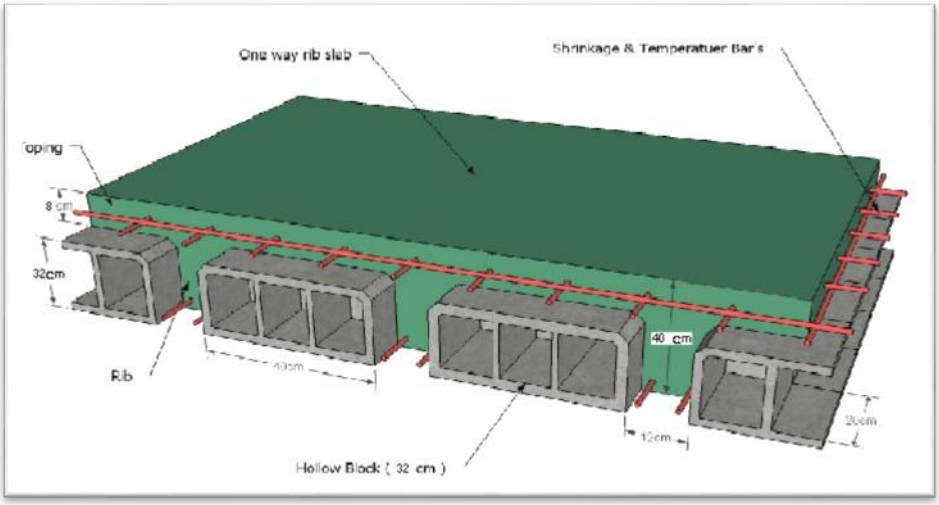
تستخدم اذا كانت الابعاد تسمح بذلك ($L_{long}/L_{short}<2$) في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع تحمله عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد مقاومتها ، أو في حال وجود أحمال ديناميكية على هذه العقدة ، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين كما هو موضح في الشكل (3-4) . لم يتم استخدام هذا النوع من العقدات في هذا المشروع .



الشكل (3-4): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين .

3-1-4-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

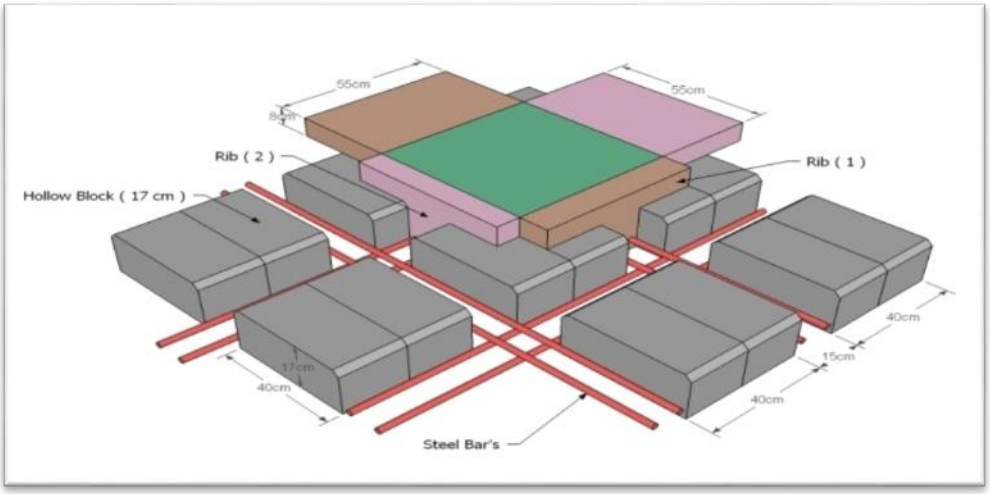
تتكون هذه العقدات من صف من الطوب يليه العصب ، ويكون التسليح باتجاه الطول الأقصر من طول العقدة أو عرضها ، وقد تم استخدام هذه العقدة في معظم طوابق هذا المشروع لخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (3-5): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3-1-4-4 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة ، تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3- 6) ، ولم يتم استخدام هذا النوع من العقدات في مشروعنا .

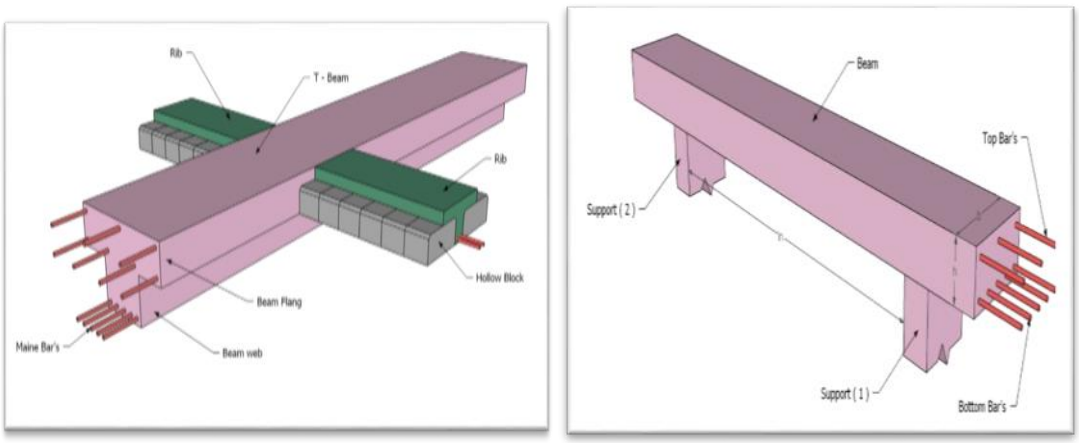


الشكل (3-6): عقدات العصب ذات الاتجاهين .

3-4-2 الجسور : -

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين :

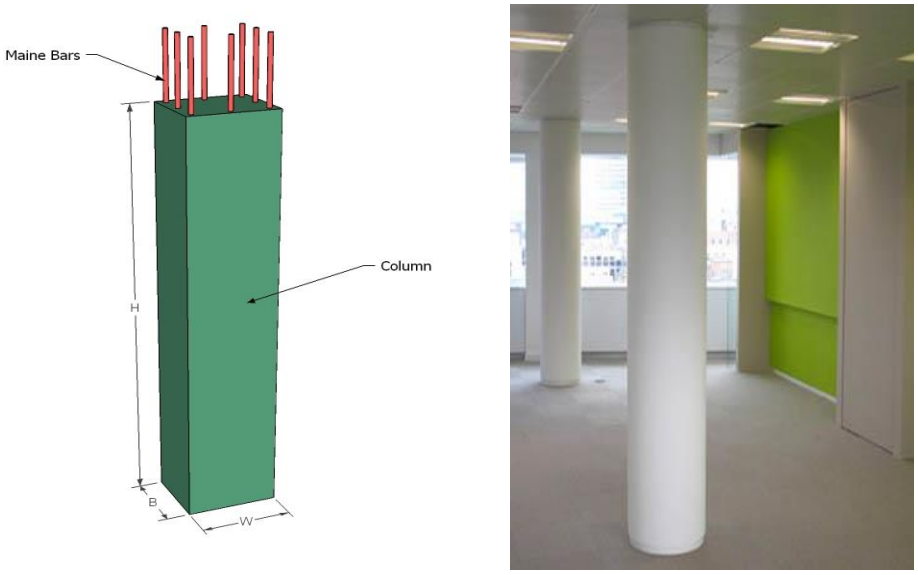
1. جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة ، ويتم استخدامها في حالة العقدات ذات العصب , وتغطي مسافات ليست بعيدة نظرا لان ارتفاعها يكون بارتفاع العقدة ، وتم استخدام هذه الجسور بشكل كبير في المشروع .
2. الجسور المدلاه "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل أو الأعلى ، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فضلاً عن الأحمال الواقعة ، فإن عدد كبير من جسور هذا المشروع ستكون مدلاه وخصوصا حول الفتحات في العقدات .



الشكل (3-7) الجسور المسحورة والمدلاة .

3-4-3 الأعمدة: -

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات ، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى؛ لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين ، الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة ، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المجمع فهي متنوعة من حيث الطول , فهناك الأعمدة الطويلة , بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة , ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل , ويبين الشكل (3-8) بعض أشكال الأعمدة .



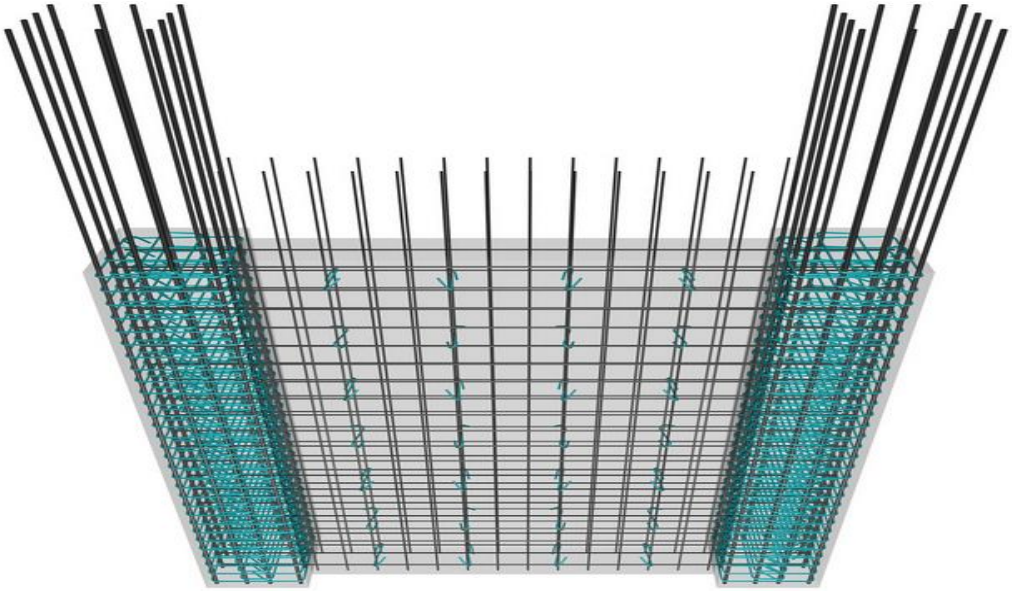
الشكل (3-8): بعض أشكال الأعمدة.

3-4-4 الجدران الحاملة (جدران القص) : -

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد نظراً لأن الأحمال الواقعة عليها (الرياح والزلازل) تأتي من جهة وفي المرة القادمة قد تأتي من الجهة الأخرى .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ , ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن للتقليل من عزم اللي الناتج عن القوى الأفقية والمسافة بين مركز الثقل للمبنى ومركز مقاومة القص , ويشترط أن لا يقل عددها عن ثلاثة جدران وأن لا تتقاطع في نفس النقطة , وأن تبدأ من الاساس وتنتهي مع آخر عقدة في المبنى.

وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصل القادم إن شاء الله , وتتمثل هذه الجدران , بجدران بيت الدرج , وجدران المصاعد , والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .

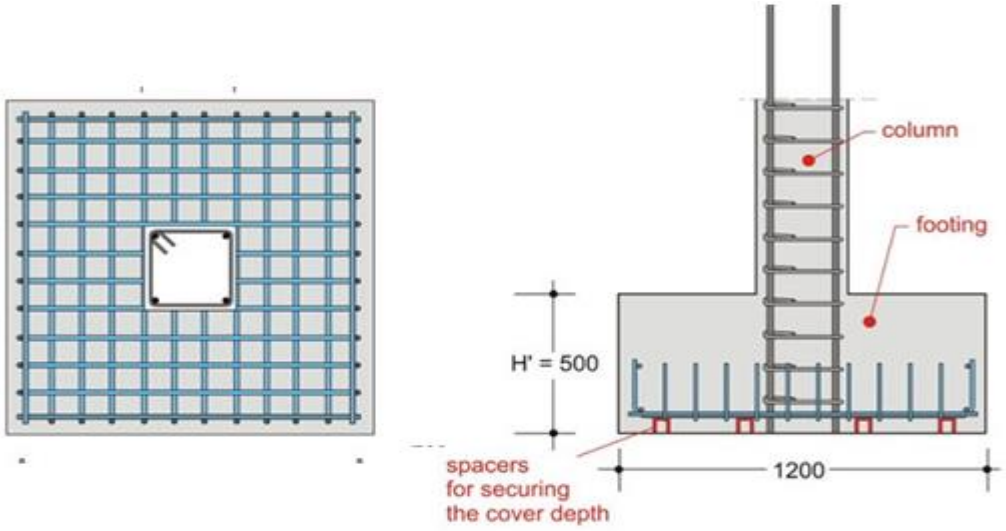


الشكل (9-3): جدار القص

5-4-3 الأساسات : -

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى.

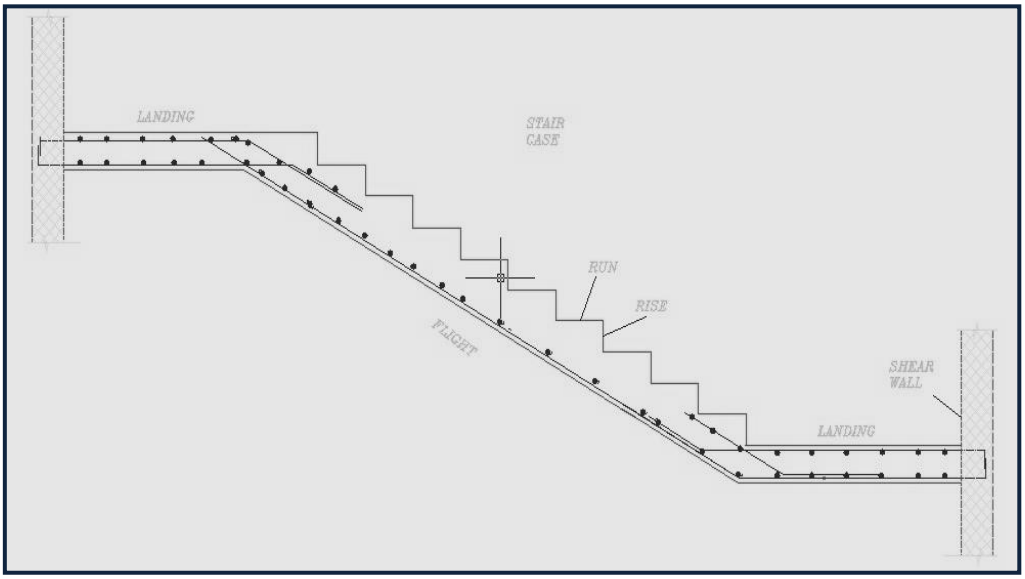
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



الشكل رقم (3-10) مقطع طولي ومسقط أفقي في الأساس .

6-4-3 الأدراج : -

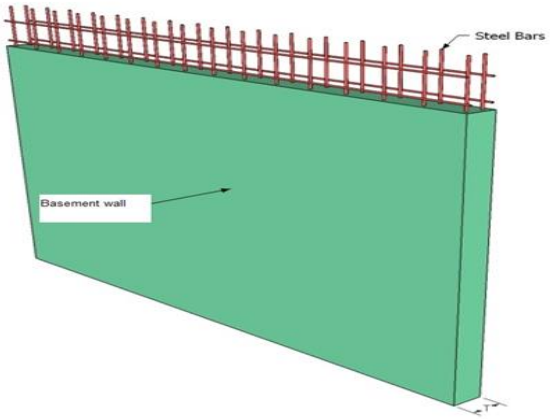
الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع . والشكل (3-11) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (3-11) الدرج

7-4-3 جدران التسوية (Basement wall) :

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع ، كان لا بد من استخدام جدران تسوية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق وتشكل جزاً من الجدران الخارجية للمبنى . و تنفذ جدران التسوية من الخرسانة المسلحة ، وتم استخدامها في طوابق التسوية .



الشكل (3-12) جدار تسوية .

8-4-3 فواصل التمدد (Expansions Joints): -

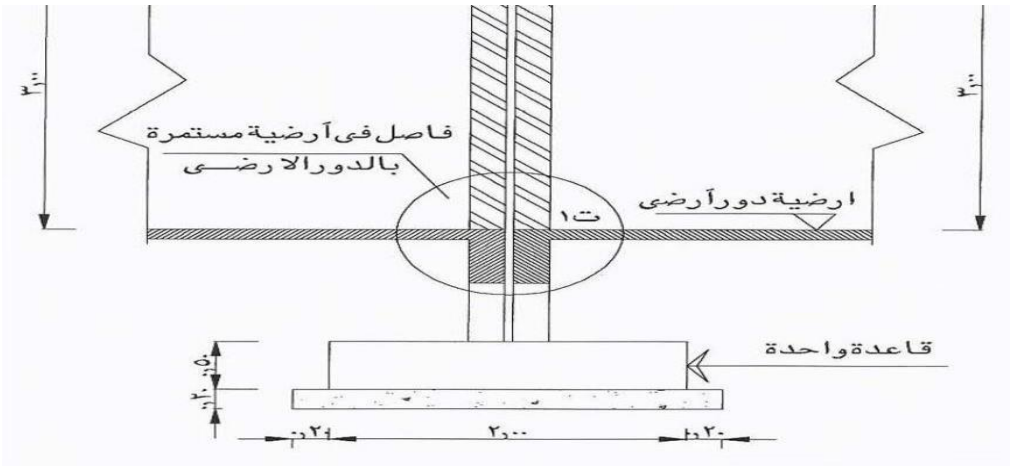
تنفذ في كل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط ، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً , و يتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (35-40) متر , و لذلك للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات و تقليل الحديد الناتج عن التمدد الحراري للمبنى.

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد ، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. و يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- (50m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.
- يكون فاصل التمدد من 2 - 5 سم .

بعض الاشتراطات :

- أن تكون هذه المسافة الفاصلة في كل طابق أكبر من مجموع الإزاحة الأفقية الطابقية لكلا الطابقين الناتجة من الاحمال الأفقية السابق ذكرها .
- أن يتم تثبيته في جانب واحد فقط بحيث يكون الجانب الآخر حراً .
- أن يفصل المبنيين كليا باستثناء الأساس (يفصل البلاط , القصارة , الحجر...) .



الشكل (13-3) تفصيلة فاصل التمدد .

4

Chapter 4
Structural Analysis & Design

4.1 Introduction.

4.2 Factored Loads.

4.3 Determination of thickness.

4.4 Load Calculation & Design of one way ribbed slab.

4.5 Load Calculation & Design of tow way ribbed slab.

4.6 Design of Beam (B-5).

4.7 Design of Column (G31).

4.8 Design of Stairs.

4.9 Design of Basement Wall.

4.10 Design of footing foundation.

4.11 Design of mat foundation.

4.1 Introduction:

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are many type of slabs such that “one way ribbed slab”,. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "Beamed- Software” to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs , and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-318-11 code.

4.2 Factored loads:

The factored loads used in the structural analysis and design, is determined as follows:

$$\mathbf{Q_u = 1.2Dl + 1.6LL} \qquad ACI - 318 - 11\ (9.2)$$

DL: Dead Load .
LL: Live Load .

4.3 Determination of thickness :-

Determination of thickness for one way rib slab:

According to ACI-Code-318-11,Table (9.5.a) , the minimum thickness computed as follow of non prestressed beams or one way slabs (unless deflections are calculated):

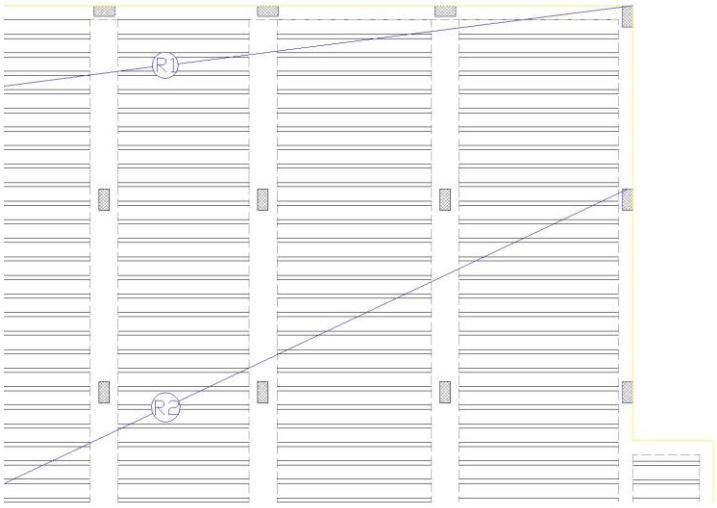


Fig. (4-1) Spans location

of rib (R1-3B)

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

h_{min} for one-end continuous = L/18.5

= 534 /18.5 = 28.86 cm.

h_{min} for both-end continuous = L/21

= 540/21 = 25.71cm

The controller slab thickness is 28.86 cm.

Select Slab thickness **h= 32cm** with block 24cm & Topping 8cm

4.4 Load Calculation & Design :-

One way ribbed slab:

For the one-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

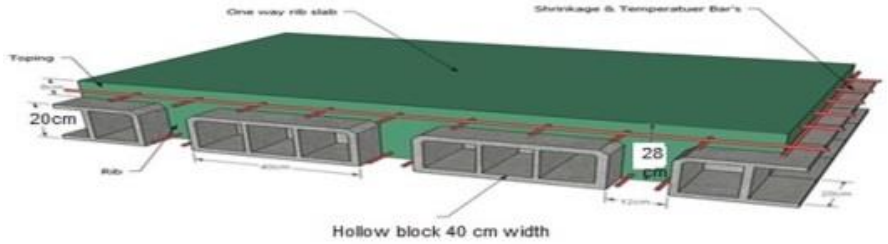


Fig. (4-2) One way rib slab

4.4.1 Design of Topping:-

Design of Topping for Ribbed Slab as a Plain Concrete Section :-

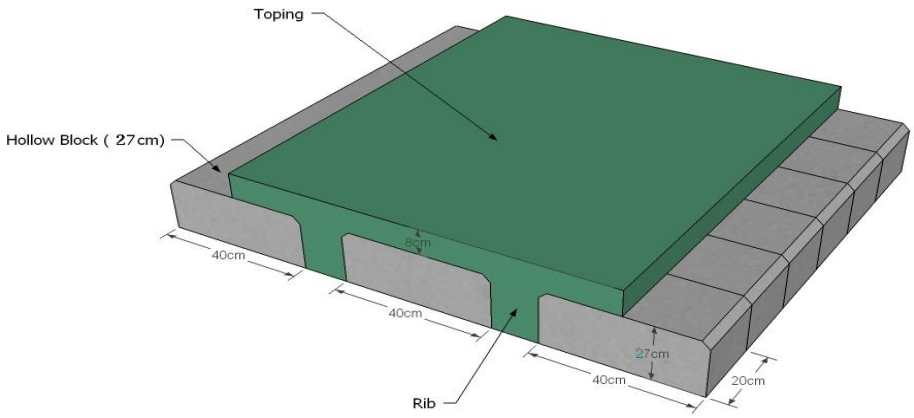


Fig. (4-3)Topping of One way rib slab

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab topping.

No.	Material	Quality Density KN/m^3	DL (KN/m)
1	**Topping**	25	**0.08×25 ×1= 2**
2	**Sand**	17	**0.07×17×1 = 1.19**
3	**Mortar**	22	**0.03×22×1 =0.66**
4	**Tile**	23	**0.03×23×1 =0.69**
5	**Partition**	2.3	**2.3*1=2.3**
		∑ =	**6.84**	**KN/m**

(assume a strip 1 m long with 0.4 m width) .
From Jordanian code LL = 4 KN/m^2 .

$W_u = 1.2\times DL+1.6\times LL$

$= 1.2\times 6.84 + 1.6\times 4 = 13.81$ KN/m. (Total Factored Load) .

$$\rightarrow Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 13.81 * 0.4^2 / 12$$

$$= 0.184 KN.m/m.$$

$$\rightarrow Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{24'} * \frac{1000*80^2}{6} * 10^{-6} = 2.19 KN.m.$$

$$\rightarrow \phi * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.21 KN.m.$$

$$\phi * Mn = 1.21 > Mu = 0.1841 KN.m.$$

No structural reinforcement is needed . Therefore , shrinkage and temperature reinforcement must be provided.
For the shrinkage and temperature reinforcement :-
$\rho = 0.0018$

$As = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2$.

Number 0f Ø8= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50.3} = 2.87 \rightarrow$ Spacing(S) = $\frac{1}{2.87}$ = 35cm = 350 mm.

Step (s) is the smallest of :-

1-S ≤ 380 $(\frac{280}{fs})$ – 2.5 × $C_c \leq$ 300 $(\frac{280}{fs})$

= 380 × $(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$ – 2.5× 20 ≤ 300 × $(\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$

= 380 × $(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420})$ – 2.5 × 20 = 330 mm

S ≤ 300 × $(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420})$ = 300 mm.

2- S≤ 3 × h = 3× 80 = 240 mm……..controlled.

3- S≤ 450 mm.

∴**Select Ø 8 @ 20 C/C cm in both directions.** S= 200 mm < S_{max} = 240 mm - ok .

4.4.2 Design of one way- ribbed slab (R1-3B)

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Material	Quality Density KN/m^3	DL (KN/m)/Rib
1	**Topping**	25	**0.52×0.08×25 = 1.04**
2	**Rib**	25	**0.12×0.24×25 = 0.720**
3	**Sand**	17	**0.52×0.07×17 = 0.619**
4	**Mortar**	22	**0.52×0.03×22 =0.343**
5	**Tiles**	23	**0.52×0.03×23 =0.359**
6	**Plaster**	22	**0.52×0.03×22 =0.343**
7	**Block**	10	**0.40×0.24×10 = 0.960**
	Partition	2.3	**0.52*2.3=1.196**
		∑ =	**5.58**	**KN/m /Rib**

Total Dead load= 5.58 KN/m / Rib.
Total live load=4×0.52= 2.08 KN/m / Rib.

By using **BeamD** program we get the envelope moment and shear force diagram as the follows:-

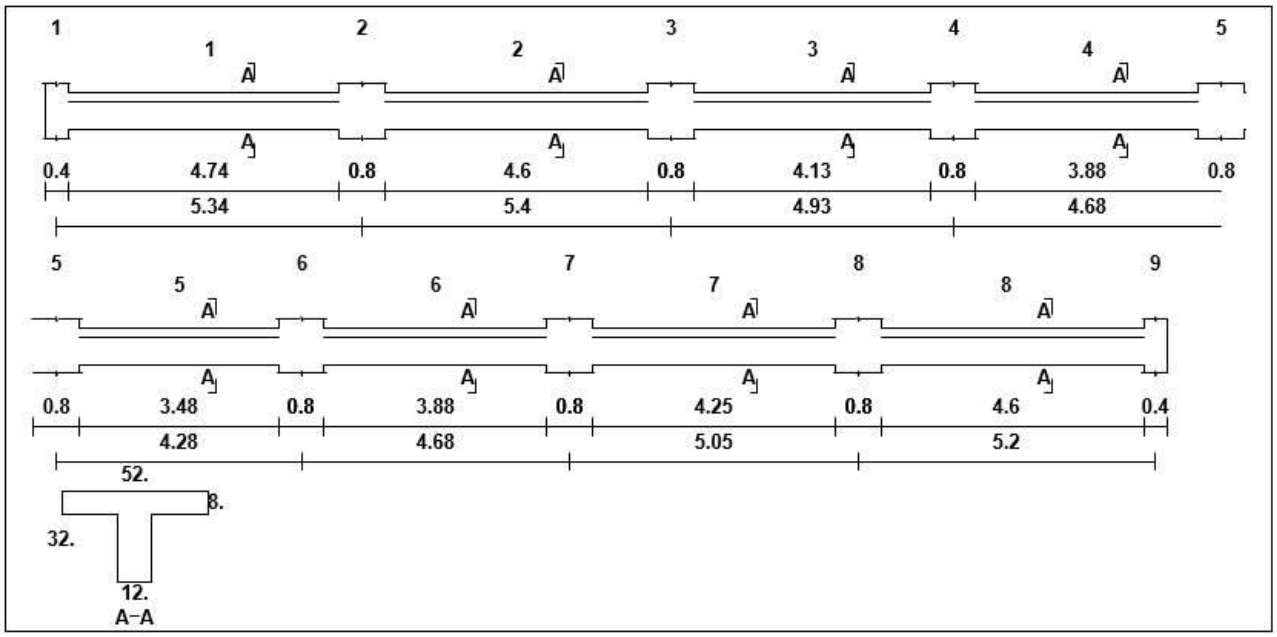


Fig. (4-4) Geometry of rib 1-3 b

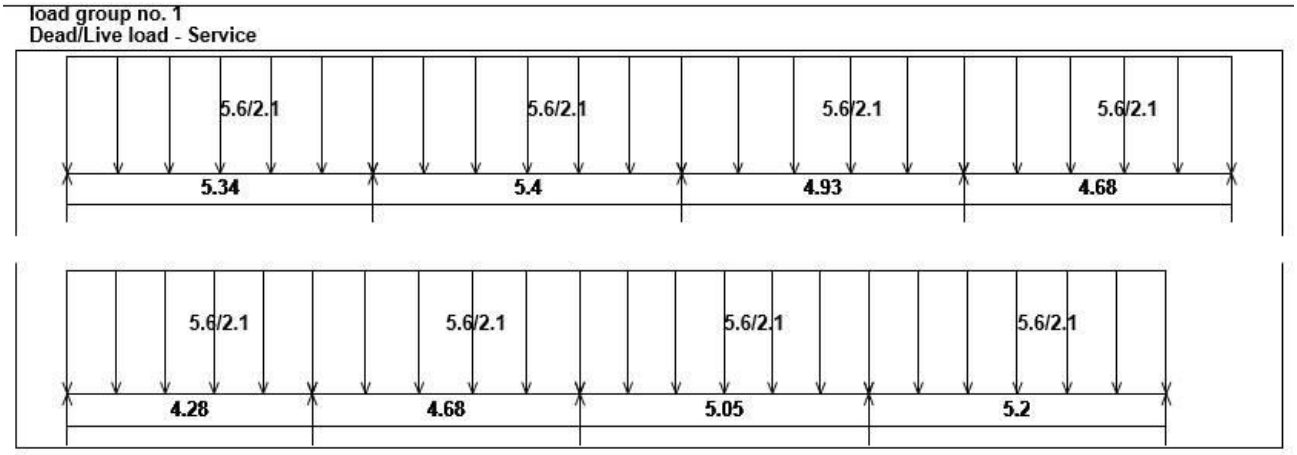


Fig. (4-5) Service loading of rib 1

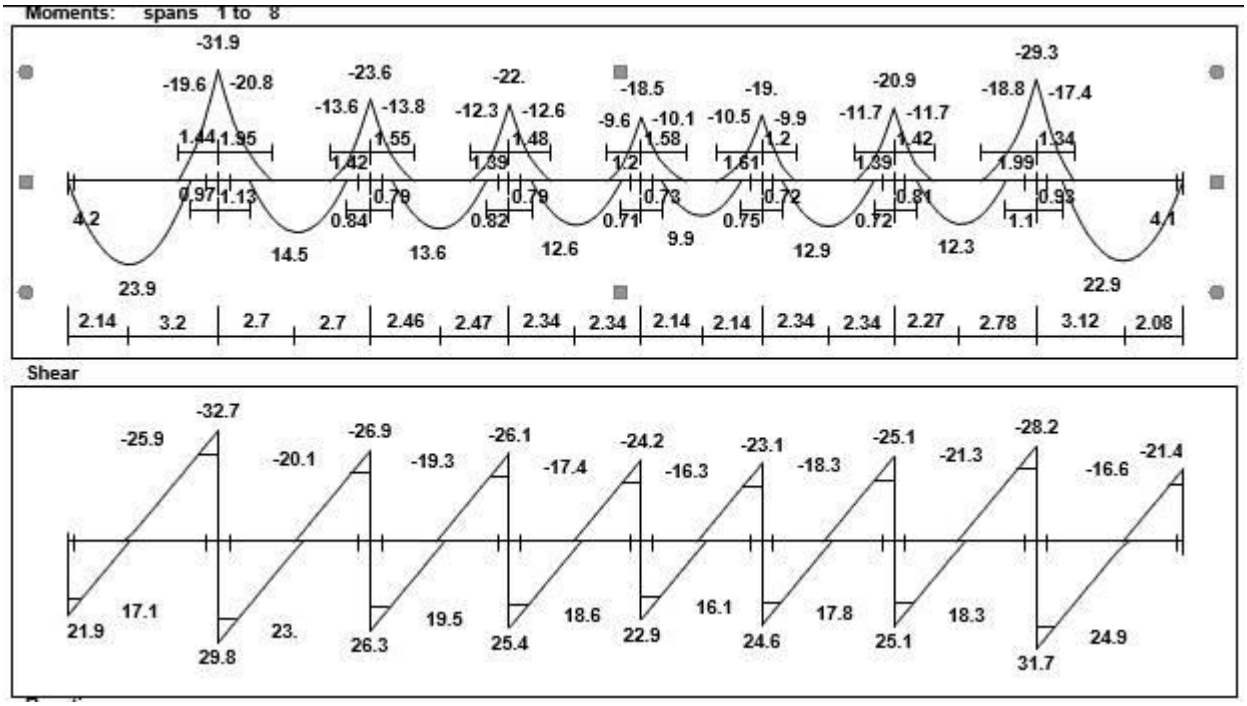


Fig. (4-6) Moment & Shear Envelope of rib 1-3B

Material :-

concrete	B300	Fc' = 24 N/mm^2
Reinforcement Steel		fy = 420 N/mm^2
		fy_t = 420 N/mm^2

4.4.2.1 Design of flexure of rib:-

Design of Positive moment of rib (Rib1-3B):-

Effective Flange width (b_E)ACI-318-11 (8.12.2)

b_E For T- section is the smallest of the following:

$b_E \leq \frac{1}{2} * clearspase + b_w$ = 200+200 +120 = 520 mm ……Controlled.

≤ Span/4 =3480/4 = 870 mm.

≤ (16× t_f) + b_w =(16× 80) +120 =1400 mm.

→b_E= 520 mm.

Assume bar diameter Φ 14 , for main positive reinforcement

Assume bar diameter for stirrups Φ10

1)Design of positive moment $Mu^{(+)}$ = 23.9KN.m (SPAN 1)

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 20– 10 –14/2= 283 mm.

Check if a > hf

M_{nf} = 0.85* fc`* b * h_f*(d – h_f /2)

Ø Mu = 0.9*0.85*24*80*520(283 – 80/2) $* 10^{-6}$ =206.22 KN.m > $M_{u\,max}$ = 23.9 KN.m.

The section will be designed as rectangular section with b = 520 mm .

Mn = 23.9/ 0.9 = 26.56kN.m

$$= \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6\,m$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b * d^2} = \frac{23.9*10^6}{0.9*520*(0.283)^2} = 0.63764\text{Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.63764)}{420}}\right) = 0.001542702$$

As= 0.001542702 (520) (283) = 227.024 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(283) \geq \frac{1.4}{420}(120)(283))$$

……the larger is control $As_{\min} = 99.029 < 113.2$

$As_{\min} = 113.2mm^2$

227.024 $mm^2 > As_{\min} = 113.2mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 227.024/ 153.94= 2bars * Note $A_{\Phi 14}$ = 153.94 mm²

Select 2 ϕ 14

→ Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$) ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$$307.87*420 = 0.85*520*24*a$$

$$a = 12.19mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.19}{0.85} = 14.34mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{283-14.34}{14.34} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0562 > 0.005$$

Ok

2) Design of positive moment $Mu^{(+)}$ = 14.5 KN.m (SPAN 2)

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 20– 10 –12/2= 284 mm.

Check if a > hf

M_{nf} = 0.85* fc`* b * h_f*(d – h_f /2)

Ø Mu = 0.9*0.85*24*80*520(284 – 80/2) $* 10^{-6}$ =207.068 KN.m > $M_{u\,max}$ = 14.5 KN.m.

The section will be designed as rectangular section with b = 520 mm .

Mn 14.5/ 0.9 = 16.111 kN.m

$$= \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6m$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b * d^2} = \frac{14.5*10^6}{0.9*520*(0.284)^2} = 0.384Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.384)}{420}}\right) = 0.000923388$$

As= 0.000923388 (520) (284) = 136.366 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(283) \geq \frac{1.4}{420}(120)(283))$$

……the larger is control $As_{\min} = 99.029 < 113.2$

$As_{\min} = 113.2 mm^2$

136.366 $mm^2 > As_{\min} = 113.2 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 136.366/ 113.1= 2bars * Note $A_{\Phi 12}$ = 113.1mm²

Select 2 ϕ 12

→ Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$) ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$$226.195*420 = 0.85*520*24*a$$

$$a = 8.556mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.956}{0.85} = 10.536mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{284-10.536}{10.536} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0778 > 0.005$$

Ok

3) Design of Negative moment $Mu^{(-)}$ = - 20.8 KN.m (top of support 2)

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 20– 10 –12/2= 284 mm.

Mn =20.8/ 0.9 = 23.111 kN.m

$$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6\,m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu}{\phi b * d^2} = \frac{20.8*10^6}{0.9*120*(0.284)^2} = 2.388\text{Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(2.388)}{420}}\right) = 0.006063816$$

As= 0.006063816(120) (284) = 206.655 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(283) \geq \frac{1.4}{420}(120)(283)$$

……the larger is control $As_{\min} = 99.029 < 113.2$

$As_{\min} = 113.2 mm^2$

206.655 $mm^2 > As_{\min} = 113.2 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 206.655/ 113.1= 2bars * Note $A_{\Phi 12}$ = 113.1mm²

Select 2 ϕ 12

→ Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$) ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$$226.195*420 = 0.85*120*24*a$$

$$a = 38.808mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.808}{0.85} = 45.656mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{284-45.656}{45.565} X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.01566 > 0.005$$

Ok

* Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

4) Design of Negative moment $Mu^{(-)}$ = - 13.8 KN.m (top of support 3)

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 20– 10 –12/2= 284 mm.

Mn =13.8/ 0.9 = 15.33 kN.m

$$= \frac{fy}{0.85*fc^{'}} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6\,m$$

$$Rn = \frac{Mu}{\phi b*d^2} = \frac{13.8*10^6}{0.9*120*(0.284)^2} = 1.584Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(1.584)}{420}}) = 0.0039310557$$

As= 0.0039310557(120) (284) = 133.97 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(283) \geq \frac{1.4}{420}(120)(283))$$

……the larger is control $As_{\min} = 99.029 < 113.2$

$As_{\min} = 113.2 mm^2$

$133.97\, mm^2 > As_{\min} = 113.2 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 133.97/ 113.1= 2bars * Note $A_{\Phi 12}$ = 113.1mm²

Select 2 ϕ 12

→ Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$) ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$226.194 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$

$a = 38.808 mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.808}{0.85} = 45.656 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{284 - 45.656}{45.565} X 0.003$$

$\varepsilon_s = 0.01566 > 0.005$

Ok

* Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

4.4.2.2 Design of shear of rib (R1)

Vc, provided by concrete for the ribs shall be permitted to be taken as 1.1 times than that for beams . ACI-318-11 (11.2.1)

The maximum shear force at the distance **d** from the face of support **Vu_{max} = 25.9 KN .**

d = 282 mm .

$V_c = 1.1 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b \times d$

$= 1.1 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 282 \times 10^{-3} = 30.393$ KN.

$\emptyset V_c = 0.75 \times 30.393 = 22.79$ KN.

Shear reinforcement is required .

» Check For dimensions:-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} \times \phi \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d) = 22.79 + (\frac{2}{3} \times 0.75 \times \sqrt{24} \times 282 \times 120)$

$= 22.79 + 82.89 = 105.68$ KN > Vu max = **25.9** KN.

∴ Dimension is adequate enough.

$V\_(s,min.) = 1/16 \sqrt{(fc')}\ bwd$

$= (1/16 * \sqrt{24} * 120 * 282)/1000 = 10.36$

$V\_(s,min) = 1/3\ bwd$

$= (1/3 * 120 * 276)/1000 = 11.28$

$1.1 * \phi * Vc < Vu < \emptyset(Vc + Vs_{min})$

25.069<25.9<31.25

$\frac{A_{V,min}}{S} = \frac{V_{s,min}}{fyt * d}$

$A_v = 2 * \frac{\pi}{4} * 8^2 = 100.53\ mm^2$

Vs min = 8.46/0.75

=11.28

100/s = 11.28/420*282

S=1050 mm

Smax≤600mm

S_{max} ≤ d/2=(282/2)=141 mm-control

Selected ϕ **8@ 250 mm**

4.5 Design of two way ribbed slab (R07)

4.5.1 Minimum thickness for ribbed slab h= 32cm

Check for the minimum thickness of the slab:

-All Exterior and interior beams have a rectangular section of 80 cm width and 32 cm depth:

$$I_b = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_b = \frac{80*32^3}{12} = 218453 cm^4$$

-The moment of inertia for the ribbed slab:

$$\bar{y} = \frac{40*8*4+14*32*16}{40*8+32*12} = 12.167 cm$$

$$I_{rib} = \frac{52*10*55^3}{3} - \frac{40*2*55^3}{3} + \frac{12*21*45^3}{3}$$

$$I_{rib} = 59609 cm^4$$

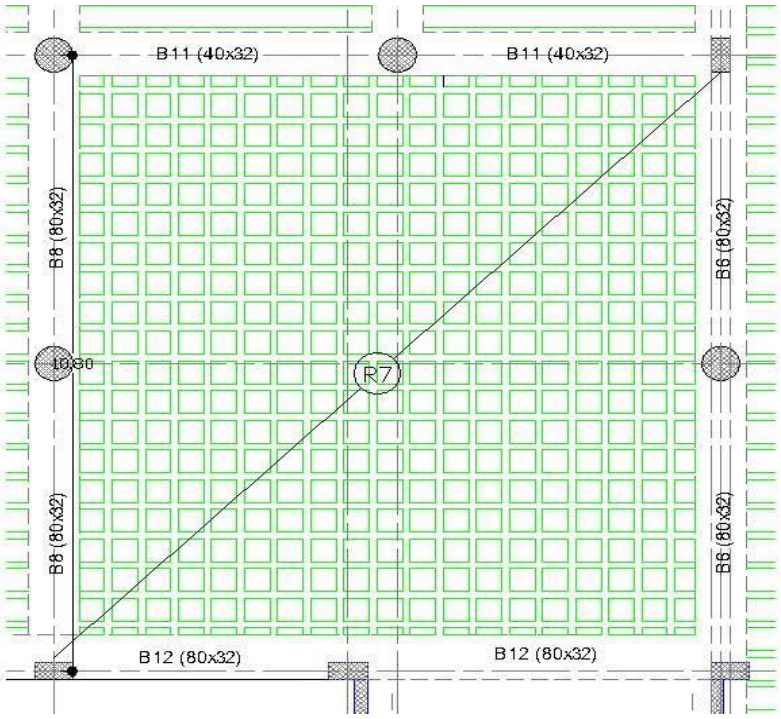


Fig.(4_7): Two way Ribbed slab.

Short direction $l = 9.70\ m = 970\ cm$

Long direction $l = 10.20\ m = 1020\ cm$

$$I_1 = \frac{59609}{52}(\frac{970}{2} + 80) = 647630 cm^4$$

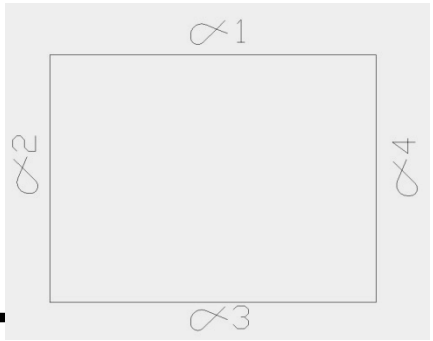
$$I_1 = \frac{59609}{52}(\frac{1020}{2} + 80) = 676289 cm^4$$

$$I_1 = \frac{59609}{52}(\frac{970}{2} + 80) = 647630 cm^4$$

$$I_1 = \frac{59609}{52}(\frac{1020}{2} + 80) = 676630 cm^4$$

$$\alpha_1 = \frac{218453}{676289} = 0.323$$

$$\alpha_1 = \frac{218453}{647631} = 0.337$$



$$\alpha_1 = \frac{218453}{676289} = 0.323$$

$$\alpha_1 = \frac{218453}{647631} = 0.337$$

$$\alpha_{fm} = 1.32$$

The minimum slab thickness will be:

$$h_{\min} = \frac{Ln*(0.8+f_y/1400)}{36+5\beta(\alpha_{fm}-0.2)} = \frac{1020*(0.8+\frac{420}{1400})}{36+(5*(\frac{1020}{970})(1.32-0.2)} = 26.79cm < 32cm$$

Take slab thickness

$h_{slab} = 32\ cm$, 8 *cm Topping* ,24 *cm Concrete Block*

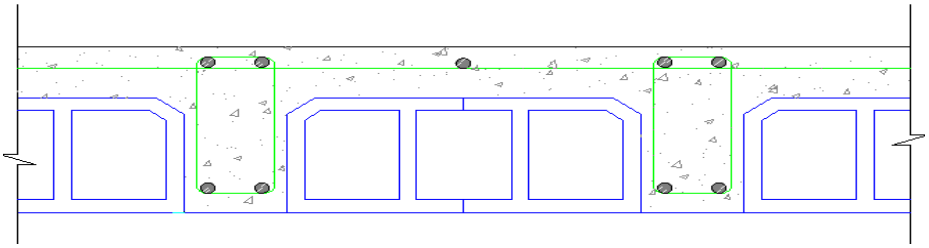


Fig.(4-8): Typical section in ribbed slab.

4.5.2 Load calculation:

For the two-way ribbed slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

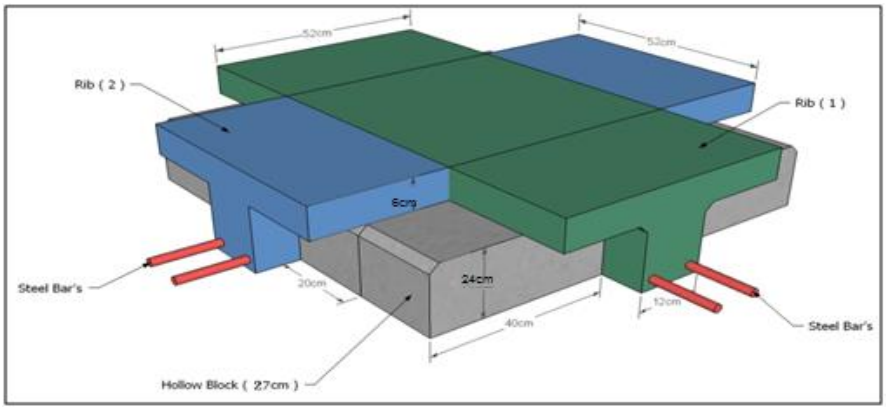


Fig.(4-9): Two way ribbed slab

Table (4.3) Calculation of the total dead load for two way rib slab (25).

Material	Quality Density (KN/m^3)	$W = \gamma * V$ (KN)
Tiles	23	95 = 0.220.52×23× 0.03 ×0.5
Mortar	22	78 = 0.120.52×22× 0.02 ×0.5
Sand	17	0.322 0. =20.52×17× 0.07 ×0.5
Topping	25	0.541 = 0.20.52×25× 0.08 ×0.5
Concrete Rib	25	662+0.4)= 0.2(0.52×25× 0.24×0.1
Concrete Block	10	84 0.24 ×0.4×0.4= 0.310×
Plaster	22	0.178 = 20.52× ×0.5322× 0.0
KN/m^2**2.3Partition =**		622 = 0.20.52× ×0.52.3
Total Dead load, KN		3.182

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{3.182}{0.52 * 0.52} = 11.77\ KN/m^2$$

$$w_D = 1.2 * 11.77 = 14.12\ KN/m^2$$

$$LL = 4\ KN/m^2$$

$$w_L = 1.6 * 4 = 6.4\ KN/m^2$$

$$w = 14.12 + 6.4 = 20.52\ KN/m^2$$

4.5.2.1 Moments calculations:

$$Ma = Cawla^2bf \text{ and } Mb = Cbwlb^2bf$$

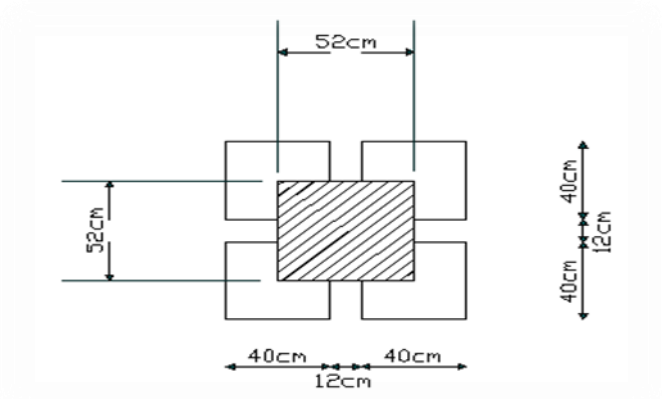
-Negative moment

$$C_{a,neg} = 0.00$$

$$C_{b,neg} = 0.00$$

$$\boldsymbol{M_{a,neg} = 0}$$

$$\boldsymbol{M_{b,neg} 0}$$



-Positive moment

$$C_{aD,pos} = 0.04$$

$C_{bD,pos} = 0.033$

$C_{aL,pos} = 0.04$

$C_{bL,pos} = 0.033$

$$\boldsymbol{M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.04 * 14.12 * 9.7^2 + 0.04 * 6.4 * 9.7^2) * 0.52 = 40.16\ KN.m}$$

$$\boldsymbol{M_{b,pos,(dl+ll)} = (0.033 * 14.12 * 10.2^2 + 0.033 * 6.4 * 10.2^2) * 0.52 = 36.64\ KN.m}$$

Design of positive moment

Short direction ($\boldsymbol{Mu = 40.16\ KN.m}$)

$\boldsymbol{bf = 520mm}$

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{16}{2} = 284\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{40.16 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 284^2} = 1.063\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.063}{420}}\right) = 0.0027$$

$$As = \rho.b.d = 0.0027 \times 520 \times 284 = 398.736\ mm^2$$

$Check for As, min..$

$$As, min = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 284 = 99.38\ mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 284 = 113.6\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control.}$$

$As, required = 398.736\ mm^2 > As, min = 113.6\ mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø16,with As= 402.12mm^2 >$As, required = 398.736\ mm^2$

Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$402.12 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 15.92\ mm$$

$$= \frac{15.92}{0.85} = 18.73\ mm \quad X = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x}\right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{284 - 18.73}{18.73}\right) = 0.0425 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \ \ldots OK.$$

Design for Discontinuous edge

$$A_s = \frac{1}{3} A_{s,pos} = \frac{1}{3} * 402.12\ mm^2 = 134.04\ mm^2 > As, min = 113.6\ mm^2$$

Provide $As, min = 124.4\ mm^2$

$$n = \frac{As}{As\phi 12} = \frac{134.04}{113.1} = 1.185$$

Use 2Ø 12 ,Top .. with As = 226.2 mm^2

Long direction ($Mu = 36.64\ KN.m$)

$bf = 520mm$

Assume bar diameter $\phi 16$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{16}{2} = 284\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{36.64 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 284^2} = 0.97\ MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.97}{420}}\right) = 0.00237$$

$$As = \rho.b.d = 0.00237 \times 520 \times 284 = 350\ mm^2$$

$Check for As, min..$

$$As, min = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 284 = 99.38\ mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 284 = 113.6\ mm^2 \ldots\ldots \textbf{Control.}$$

$As, required = 350\ mm^2 > As, min = 124.4\ mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø16,with As= 402.12$mm^2 > As, required = 350\ mm^2$

Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$402.12 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 15.92\ mm$$

$$= \frac{15.92}{0.85} = 18.73\ mm X = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d - x}{x}\right)$$

$$= 0.003 * \left(\frac{284-18.73}{18.73}\right) = 0.0425 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \ \ldots \ OK.$$

Design for Discontinuous edge

$$A_s = \frac{1}{3} A_{s,pos} = \frac{1}{3} * \ 402.12\ mm^2 = 134.04\ mm^2 > As, min = 113.6\ mm^2$$

Provide $As, min = 124.4\ mm^2$

$$n = \frac{As}{As\phi 12} = \frac{134.04}{113.1} = 1.185$$

Use 2Ø 12 ,Top .. with As = 226.2 mm^2

4.5.2.2 Check shear strength:

$W_a = 0.55$

$W_b = 0.54$

Short direction

$$Vu_{aface} = \ 0.55 * 9.7 * 10.20 * 20.52 * \frac{0.52}{9.7 * 2} = \ 29.93\ KN$$

$$Vud = \ Vu_{aface} - W * 0.52 * d = \ 29.93 - 20.52 * 0.52 * 0.284 = 26.9\ KN$$

$$V_c = \ 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = 1.1 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 120 * 284 * 10^{-3} = 30.71\ KN$$

$$Ø * V_c = 0.75 * 30.71 = 22.95$$

Case 1

$$V_u < \frac{1}{2} * \ \phi * V_c$$

$$V_u = 26.9\ KN > \frac{1}{2} * \ \phi * V_c = 11.475\ KN \ \ldots \ \textbf{\textit{Not OK}}$$

Case 2

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 11.475KN < V_u = 26.9\ KN < \phi * V_c = 22.95\ KN \ \ldots\ \textbf{Not OK}$$

Case 3

(Control). $\phi Vs_{\min} \geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.120 * 0.284 * 10^3 = 8.52KN.$

$$\geq \frac{\phi}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.120 * 0.284 * 10^3 = 7.83KN$$

$\phi * V_c = 22.95KN < V_u = 26.9\ KN < \phi(V_c + Vs_{\min}) = 31.47\ KN \ \ldots\ \textbf{OK}$

Minimum shear reinforcement is provided

\

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{26.9}{0.75} - 30.6 = 5.27KN$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy_t.d}$$

$$\frac{2*51*10^{-6}}{s} = \frac{5.27*10^{-3}}{420*0.284}$$

$$Sreq = 2310mm$$

$$\leq \frac{d}{2} = \frac{284}{2} = 142mm \leq 600mm$$

$$\Rightarrow select \quad S = 250mm$$

4.6 Design of Beam (B-5):

Material :-

concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

$fy_t = 420\ N/mm^2$

h_{min} for one-end continuous = L/18.5

= 530 /18.5 = 28.65 cm.

h_{min} for both-end continuous = L/21

= 540/21 = 25.71cm

h_{min} for cantliver = L/8

= 230/8 = 28.75cm

The controller slab thickness is 28.75 cm.

Select beam thickness **h= 32** cm.

By using **BeamD** program we get the envelope moment and shear force diagram as the follows:-

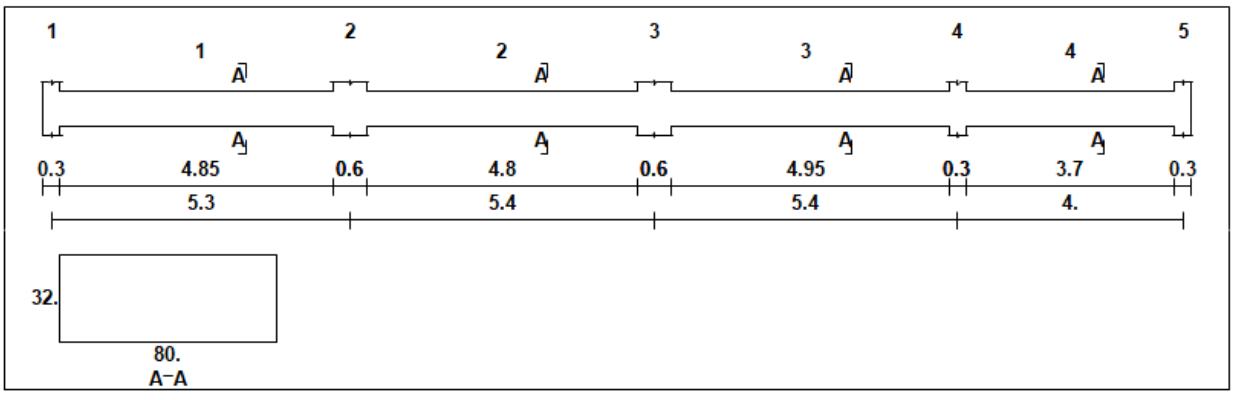


Figure (4-10) : Beam Geometry.

4.6.1 Load of beam :-

Load of this beam come from reaction of Rib2, Rib3 , Rib3, b4 FG as following :

Reactions

Factored

DeadR	14.01	41.06	33.5	32.52	29.43	29.81	31.51	39.28	13.76
LiveR	7.9	21.51	19.75	18.99	17.68	17.92	18.67	20.57	7.66
Max R	21.91	62.58	53.25	51.51	47.11	47.73	50.19	59.86	21.42
Min R	13.08	49.64	39.37	38.82	34.7	35.11	36.99	47.2	12.94
Service									
DeadR	11.68	34.22	27.92	27.1	24.52	24.84	26.26	32.74	11.47
LiveR	4.94	13.45	12.34	11.87	11.05	11.2	11.67	12.86	4.79
Max R	16.61	47.66	40.26	38.97	35.57	36.04	37.93	45.59	16.26
Min R	11.1	39.58	31.59	31.04	27.82	28.15	29.69	37.68	10.96

Rib-1

Figure (4-11) : Reaction from rib 1.

Reactions

Factored

DeadR	12.58	34.1	28.48	31.82	39.21	13.77
LiveR	6.93	18.32	17.68	18.88	20.56	7.66
Max R	19.51	52.42	46.16	50.71	59.78	21.44
Min R	11.89	40.23	33.6	37.36	47.08	12.96
Service						
DeadR	10.48	28.41	23.74	26.52	32.68	11.48
LiveR	4.33	11.45	11.05	11.8	12.85	4.79
Max R	14.81	39.86	34.79	38.32	45.53	16.27
Min R	10.05	32.25	26.94	29.98	37.6	10.97

Rib-2

Figure (4-12) : Reaction from rib 2.

Reactions

Factored

DeadR	12.56	34.24	27.95	33.62	32.91	35.1
LiveR	6.93	18.32	17.41	19.78	20.56	18.21
Max R	19.49	52.56	45.36	53.4	53.47	53.3
Min R	11.86	40.45	33.06	40.06	37.65	41.77
Service						
DeadR	10.46	28.53	23.29	28.02	27.43	29.25
LiveR	4.33	11.45	10.88	12.36	12.85	11.38
Max R	14.8	39.98	34.17	40.38	40.28	40.63
Min R	10.03	32.41	26.49	32.04	30.39	33.42

Rib-3

Figure (4-13) : Reaction from rib 3.

Reactions

Factored

DeadR	12.5	34.59	26.63	38.04	13.38
LiveR	6.91	18.59	17.15	19.89	7.38
Max R	19.42	53.18	43.77	57.94	20.77
Min R	11.8	40.87	30.74	45.37	12.65
Service					
DeadR	10.42	28.83	22.19	31.7	11.15
LiveR	4.32	11.62	10.72	12.43	4.62
Max R	14.74	40.45	32.91	44.14	15.77
Min R	9.98	32.75	24.76	36.28	10.69

Rib-4

Figure (4-14) : Reaction from rib 4.

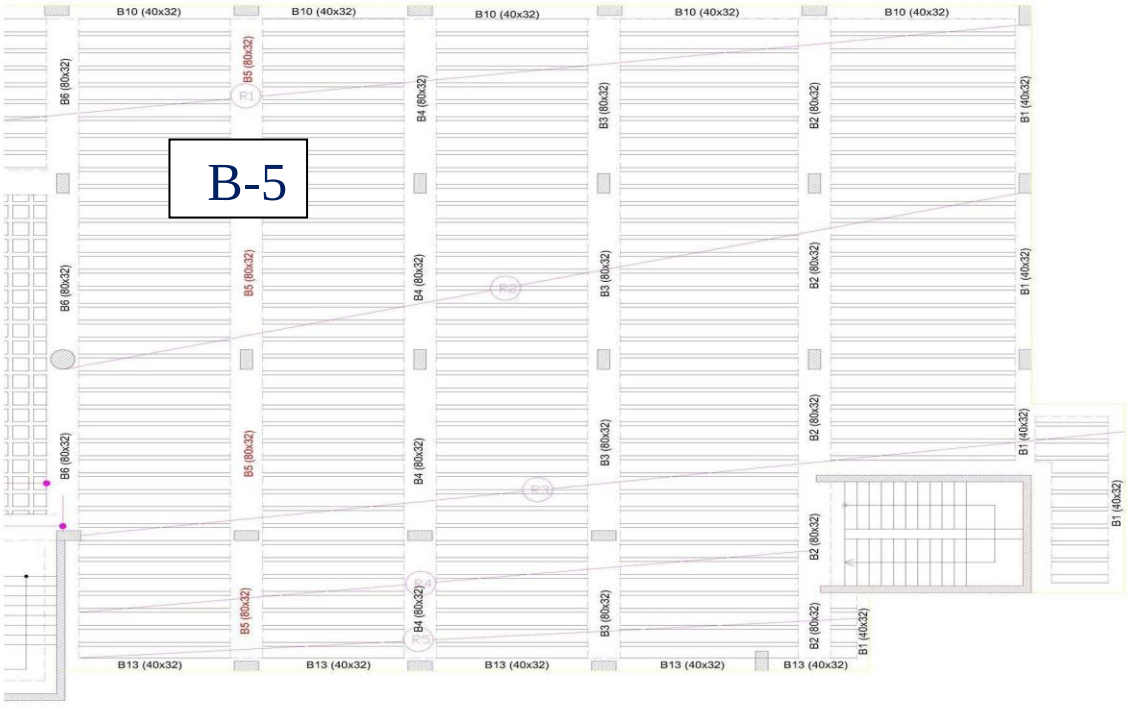


Figure (4-15) : position of beam.

Beams load as follows:

From rib 15G service :

$$D.L = \frac{5.58}{0.52} * 4.4 + 0.8 * 0.32 * 25 = 53.62 KN/m$$

$$L.L = 4.4 * 4 = 17.6 KN/m$$

»Self-weight of beam = 0.8*0. 32*25 = 6.4 KN/m

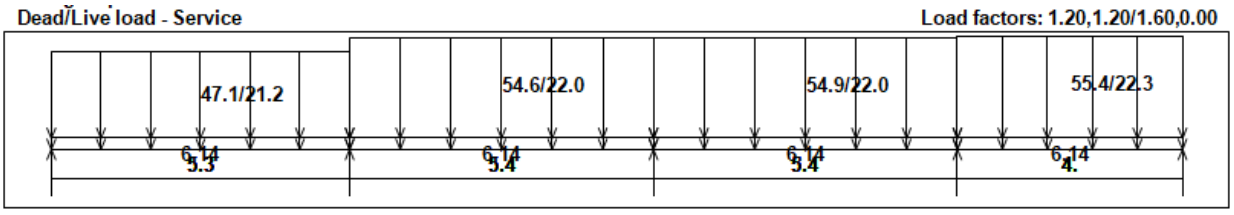


Figure (4-16) : Load of Beam (B-5)

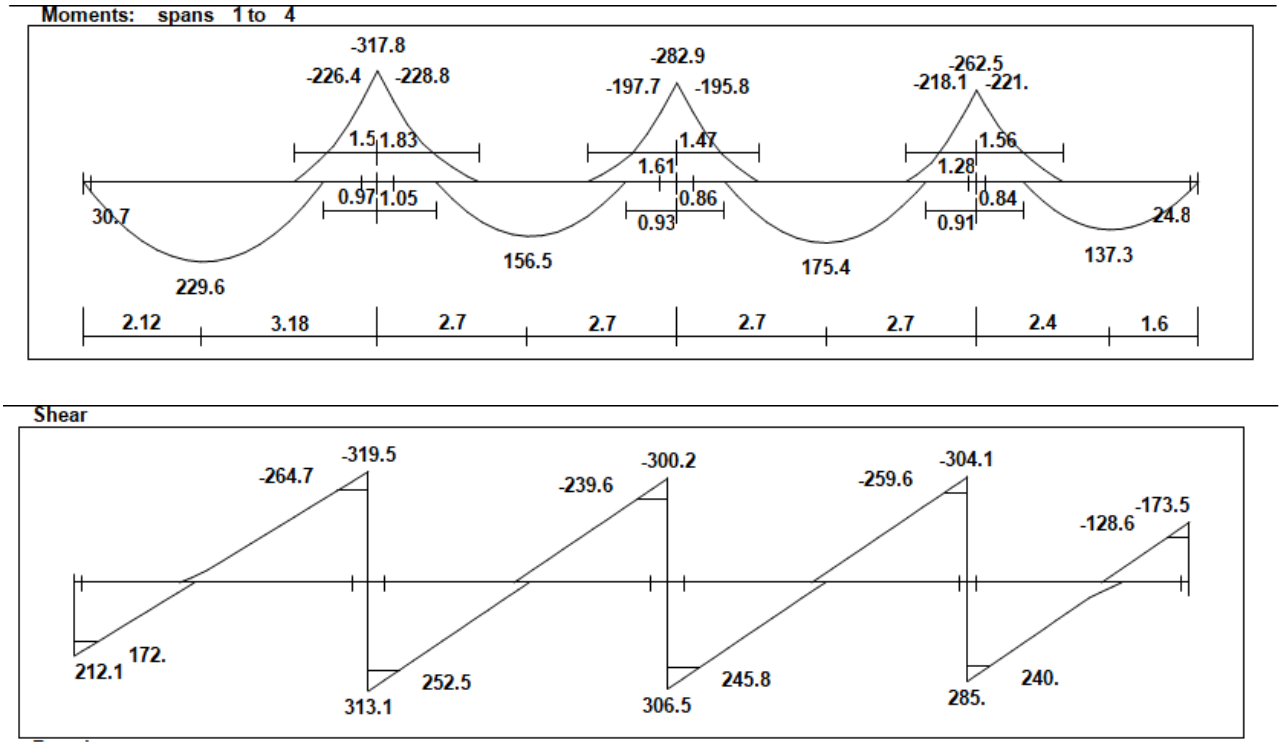


Figure (4-17) : Moment& Shear Envelope for Beam (B-3B,09)

4.6.2 Design of flexure:-

1) Design of positive moment $Mu^{(+)}$ = 229.6 KN.m (span 1)

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section :
Maximum norminal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$.
for main positive reinforcement Φ 18 Assume bar diameter , stirrups Φ10.

d = depth – cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 40– 10 –18/2= 261 mm.

C= 3/7d =(3/7) 261 =111.86 mm

$a = \beta_1 c = 0.85*111.86 = 95.08mm$

$M_{n\max} = 0.85* fc^z * a * b * (d - a/2)$

$= 0.85*24*95.08*800(261-95.08/2)*10^{-6}$

=331.227 KN.m

$\phi M_{nc} = 0.82*331.227$

$= 271.6KN.m$

Mu=229.6KN.m< $\phi M_{nc} = 271.6 \Rightarrow \sin gly$

Design the section as singly reinforced concrete section

∴ Assume rectangular & tension control section.

$$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6\,m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu}{\phi b * d^2} = \frac{229.6 * 10^6}{0.9 * 800 * (261)^2} = 4.68 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(4.68)}{420}}\right) = 0.01284\,mm^2$$

As= 0.01284(800) (261) = 2681.27 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ACI - 318-11 (10.5.9)}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(261) \geq \frac{1.4}{420}(800)(261))$$

……the larger is control $As_{\min} = 608.87 < 696$

$As_{\min} = 696 mm^2$

2681.27 $mm^2 > As_{\min} = 696 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2681.27/ 254.47= 10.54bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 254.47mm²

Select 11Ø18 with As_{prov} = 2799.16mm² > As_{req} = 2681.27 mm² … OK

Select 11 ϕ 18

→ **Check for strain⊗$\varepsilon_s \geq 0.005$)** ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$$2799.16\times 420 = 0.85\times 24\times 800\times a$$

$$a = 72.037mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{72.037}{0.85} = 84.75mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{261-84.75}{84.75}\text{X}0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.00624 > 0.005$$

Ok

* Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

Check for bar placement:

$$Sb = \frac{800-40*2-10*2-11*18}{10} = 50.2\text{mm} > 25\text{mm} \quad \text{OK}$$

2) Design of positive moment $Mu^{(+)}$ =156.5 KN.m (span 2)

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section :
Maximum norminal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$.
for main positive reinforcement Φ 18 Assume bar diameter , stirrups Φ10.

d = depth – cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 40– 10 –18/2= 261 mm.

C= 3/7d =(3/7) 261 =111.86 mm

$$a = \beta_1 c = 0.85*111.86 = 95.08mm$$

$$M_{n\max} = 0.85*fc^{z}*a*b*(d-a/2)$$

$$= 0.85*24*95.08*800(261-95.08/2)*10^{-6}$$

=331.227 KN.m

$$\phi M_{nc} = 0.82*331.227$$

$$= 271.6KN.m$$

Mu=156.5KN.m< $\phi M_{nc} = 271.6 \Rightarrow \text{sin}\,gly$

Design the section as singly reinforced concrete section

∴ Assume rectangular & tension control section.

$$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6\,m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu}{\phi b * d^2} = \frac{156.5*10^6}{0.9*800*(261)^2} = 3.12 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.12)}{420}}\right) = 0.00811\,mm^2$$

$$As = 0.00811(800)(261) = 1692.37\,mm^2$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ACI-318-11 (10.5.9)}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(261) \geq \frac{1.4}{420}(800)(261)$$

……the larger is control $As_{\min} = 608.87 < 696$

$$As_{\min} = 696 mm^2$$

$1692.37\,mm^2 > As_{\min} = 696 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1692.37/ 254.47= 6.65bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 254.47mm²

Select 7Ø18 with As_{prov} = 1781.28mm^2 > As_{req} 1692.37 mm^2 … OK

Select 7 ϕ 18

→ **Check for strain⊗$\varepsilon_s \geq 0.005$)** ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$1781.28\times 420 = 0.85\times 24\times 800\times a$

$a = 45.842mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.842}{0.85} = 53.93mm$

$\varepsilon_s = \frac{261-53.93}{53.93} X0.003$

$\varepsilon_s = 0.011518 > 0.005$

Ok

* Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

Check for bar placement:

$Sb = \frac{800-40*2-10*2-7*18}{6} = 95.67\text{mm} > 25\text{mm}$ OK

3) Design of positive moment $Mu^{(+)}$ =175.4 KN.m (span 3)

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section :
Maximum norminal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$.
for main positive reinforcement Φ 18 Assume bar diameter , stirrups Φ10.

d = depth – cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 40– 10 –18/2= 261 mm.

C= 3/7d =(3/7) 261 =111.86 mm

$a = \beta_1 c = 0.85*111.86 = 95.08mm$

$M_{n\max} = 0.85* fc^z * a * b * (d - a/2)$

$= 0.85*24*95.08*800(261-95.08/2)*10^{-6}$

=331.227 KN.m

$\phi M_{nc} = 0.82*331.227$

$= 271.6KN.m$

Mu=175.4KN.m< $\phi M_{nc} = 271.6 \Rightarrow \sin gly$

Design the section as singly reinforced concrete section

∴ Assume rectangular & tension control section.

$$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6\,m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu}{\phi b * d^2} = \frac{175.4*10^6}{0.9*800*(261)^2} = 3.58 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(3.58)}{420}}\right) = 0.009442\,mm^2$$

As= 0.009442(800) (261) = $1971.507\,mm^2$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ACI - 318-11 (10.5.9)}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(261) \geq \frac{1.4}{420}(800)(261))$$

……the larger is control $As_{\min} = 608.87 < 696$

$As_{\min} = 696mm^2$

$1971.507\,mm^2 > As_{\min} = 696mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1971.507/ 254.47= 7.75bars * Note $A_{\Phi 18} = 254.47mm^2$

Select 8ø18 with $As_{prov} = 2035.76mm^2 > As_{req} = 1971.507\ mm^2$ … OK

Select 8 ϕ 18

→ Check for strain☹$\varepsilon_s \geq 0.005$) ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$$2035.76\times 420 = 0.85\times 24\times 800\times a$$

$$a = 52.391mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.391}{0.85} = 61.636mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{261-61.636}{61.636}\text{X}0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.009703 > 0.005$$

Ok

* Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

Check for bar placement:

$$Sb = \frac{800-40*2-10*2-8*18}{9} = 61.78\text{mm} > 25\text{mm} \quad \text{OK}$$

4) Design of positive moment $Mu^{(+)}$ =137.3 KN.m (span 4)

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section :
Maximum norminal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$.
for main positive reinforcement Φ 18 Assume bar diameter , stirrups Φ10.

d = depth – cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 40– 10 –18/2= 261 mm.

C= 3/7d =(3/7) 261 =111.86 mm

$$a = \beta_1 c = 0.85*111.86 = 95.08mm$$

$$M_{n\max} = 0.85*fc^z*a*b*(d-a/2)$$

$$= 0.85*24*95.08*800(261-95.08/2)*10^{-6}$$

=331.227 KN.m

$$\phi M_{nc} = 0.82*331.227$$

$$= 271.6KN.m$$

Mu=137.3KN.m< $\phi M_{nc} = 271.6 \Rightarrow \sin gly$

Design the section as singly reinforced concrete section

∴ Assume rectangular & tension control section.

$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6\,m$

Rn = $\frac{Mu}{\phi b * d^2} = \frac{137.3*10^6}{0.9*800*(261)^2} = 2.8$ Mpa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.8)}{420}}) = 0.00720\,mm^2$

As= 0.00720(800) (261) = $1503.057\,mm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$.....ACI - 318-11 (10.5.9)

$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(261) \geq \frac{1.4}{420}(800)(261))$

……the larger is control $As_{min} = 608.87 < 696$

$As_{min} = 696mm^2$

$1503.057\,mm^2 > As_{min} = 696mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1503.057/ 254.47= 5.90bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 254.47mm²

Select 6Ø18 with As_{prov} = 1526.814mm² > As_{req} = 1503.057 mm² … OK

Select 6 ϕ 18

→ Check for strain☹$\varepsilon_s \geq 0.005$) ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$$1526.814\times 420 = 0.85\times 24\times 800\times a$$

$$a = 39.293mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{39.293}{0.85} = 46.227mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{261-46.227}{46.227}\text{X}0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.013938 > 0.005$$

Ok

* Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

Check for bar placement:

$$Sb = \frac{800-40*2-10*2-6*18}{5} = 118.4\text{mm} > 25\text{mm} \quad \text{OK}$$

5) Design of negative moment $Mu^{(-)}$ =228.8 KN.m (top of support 2)

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section :
Maximum norminal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$.
for main positive reinforcement Φ 18 Assume bar diameter , stirrups Φ10.

d = depth – cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 40– 10 –18/2= 261 mm.

C= 3/7d =(3/7) 261 =111.86 mm

$$a = \beta_1 c = 0.85*111.86 = 95.08mm$$

$$M_{n\max} = 0.85*fc^z*a*b*(d-a/2)$$

$$= 0.85*24*95.08*800(261-95.08/2)*10^{-6}$$

=331.227 KN.m

$$\phi M_{nc} = 0.82*331.227$$

$$= 271.6KN.m$$

Mu=228.8KN.m< $\phi M_{nc} = 271.6 \Rightarrow \text{sin}\,gly$

Design the section as singly reinforced concrete section

∴ Assume rectangular & tension control section.

$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6\,m$

Rn = $\frac{Mu}{\phi b * d^2} = \frac{228.8*10^6}{0.9*800*(261)^2} = 4.66$ Mpa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(4.66)}{420}}) = 0.01279\,mm^2$

As= 0.01279(800) (261) = $2670.552\,mm^2$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$ ..... ACI - 318-11 (10.5.9)

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(261) \geq \frac{1.4}{420}(800)(261))$

……the larger is control $As_{\min} = 608.87 < 696$

$As_{\min} = 696 mm^2$

$2670.552\,mm^2 > As_{\min} = 696 mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 2670.552/ 254.47= 10.49bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 254.47mm²

Select 11Ø18 with As_{prov} = 2799.159mm² > As_{req} = 2670.552 mm² … OK

Select 11 ϕ 18

→ Check for strain☹$\varepsilon_s \geq 0.005$) ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$$2799.159\times 420 = 0.85\times 24\times 800\times a$$

$$a = 72.037mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{72.037}{0.85} = 84.75mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{261-84.75}{84.75}\text{X}0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.006239 > 0.005$$

Ok

* Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

Check for bar placement:

$$Sb = \frac{800-40*2-10*2-11*18}{10} = 54.2\text{mm} > 25\text{mm} \quad \text{OK}$$

6) Design of negative moment $Mu^{(-)}$ =197.7 KN.m (top of support 3)

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section :
Maximum norminal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$.
for main positive reinforcement Φ 18 Assume bar diameter , stirrups Φ10.

d = depth – cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 40– 10 –18/2= 261 mm.

C= 3/7d =(3/7) 261 =111.86 mm

$$a = \beta_1 c = 0.85*111.86 = 95.08mm$$

$$M_{n\max} = 0.85*fc^z*a*b*(d-a/2)$$

$$= 0.85*24*95.08*800(261-95.08/2)*10^{-6}$$

=331.227 KN.m

$$\phi M_{nc} = 0.82*331.227$$

$$= 271.6KN.m$$

Mu=197.7 KN.m< $\phi M_{nc} = 271.6 \Rightarrow \text{sin}\,gly$

Design the section as singly reinforced concrete section

∴ Assume rectangular & tension control section.

$= \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6\,m$

Rn = $\frac{Mu}{\phi b * d^2} = \frac{197.7*10^6}{0.9*800*(261)^2} = 4.03$ Mpa

$\rho = \frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}})$

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(4.03)}{420}}) = 0.01080\,mm^2$

As= 0.01080(800) (261) = $2255.47\,mm^2$

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$.....ACI - 318-11 (10.5.9)

$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(261) \geq \frac{1.4}{420}(800)(261))$

……the larger is control $As_{min} = 608.87 < 696$

$As_{min} = 696mm^2$

$2255.47\,mm^2 > As_{min} = 696mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2255.47/ 254.47= 8.86bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 254.47mm²

Select 9Ø18 with As_{prov} = 2290.221mm² > As_{req} = 2255.47 mm² … OK

Select 9 ϕ 18

→ Check for strain☹$\varepsilon_s \geq 0.005$) ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$$2290.221\times 420 = 0.85\times 24\times 800\times a$$

$$a = 58.94mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58.94}{0.85} = 69.34mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{261-69.34}{69.34}\text{X}0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.008292 > 0.005$$

Ok

* Note: $f_c^{'}$ = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

7) Design of negative moment $Mu^{(-)}$ =221 KN.m (top of support 4)

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section :
Maximum norminal moment strength from strain condition $\varepsilon_s = 0.004$.
for main positive reinforcement Φ 18 Assume bar diameter , stirrups Φ10.

d = depth – cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

= 320 – 40– 10 –18/2= 261 mm.

C= 3/7d =(3/7) 261 =111.86 mm

$$a = \beta_1 c = 0.85*111.86 = 95.08mm$$

$$M_{n\max} = 0.85*fc^z*a*b*(d-a/2)$$

$$= 0.85*24*95.08*800(261-95.08/2)*10^{-6}$$

=331.227 KN.m

$$\phi M_{nc} = 0.82*331.227$$

$$= 271.6KN.m$$

Mu=221 KN.m < $\phi M_{nc} = 271.6 \Rightarrow \text{sin}gly$

Design the section as singly reinforced concrete section

∴ Assume rectangular & tension control section.

$$= \frac{fy}{0.85*fc^{'}} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mu}{\phi b*d^2} = \frac{221*10^6}{0.9*800*(261)^2} = 4.51 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(4.51)}{420}}\right) = 0.01228\,mm^2$$

As= 0.01228(800) (261) = $2564.232\,mm^2$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{.....ACI - 318-11 (10.5.9)}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(261) \geq \frac{1.4}{420}(800)(261))$$

……the larger is control $As_{\min} = 608.87 < 696$

$As_{\min} = 696mm^2$

$2564.232\,mm^2 > As_{\min} = 696mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 2564.232/ 254.47= 10.10bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 254.47mm²

Select 11Ø18 with As_{prov} = 2799.16mm² > As_{req} = 2564.232 mm² … OK

Select 11 ϕ 18

→ Check for strain⊗$\varepsilon_s \geq 0.005$) ACI-318-11 (10.3.5)

Tension = compression

As * fy = 0.85 f_c * * b * a

$2799.232 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$

$a = 72.037mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{72.037}{0.85} = 84.75mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{261-84.75}{84.75} X0.003$$

$\varepsilon_s = 0.006239 > 0.005$

Ok

* Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

Check for bar placement:

$$Sb = \frac{800 - 40*2 - 10*2 - 11*18}{10} = 50.2\text{mm} > 25\text{mm} \quad \text{OK}$$

Reinforcement @ the top ends of beam :

$$As_{,required} = \frac{As_{positive}}{3}$$

1) @ Left side ,

$$As_{,required} = \frac{As_{positive}}{3} == \frac{2799.16}{3} = 933mm^2$$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 933/ 254.47= 3.66bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 254.47mm²

Select 4Ø18 with As_{prov} = 1017.88mm^2

Select 4 ϕ 18

2) @ Right side ,

$$As_{,required} = \frac{As_{positive}}{3} = \frac{1526.81}{3} = 508.94mm^2$$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 508.94/ 113.1= 4.5bars * Note $A_{\Phi 18}$ = 113.1mm²

Select 5Ø18 with As_{prov} = 565.5mm^2

Select 5 ϕ 12

4.6.3 Design of shear:-

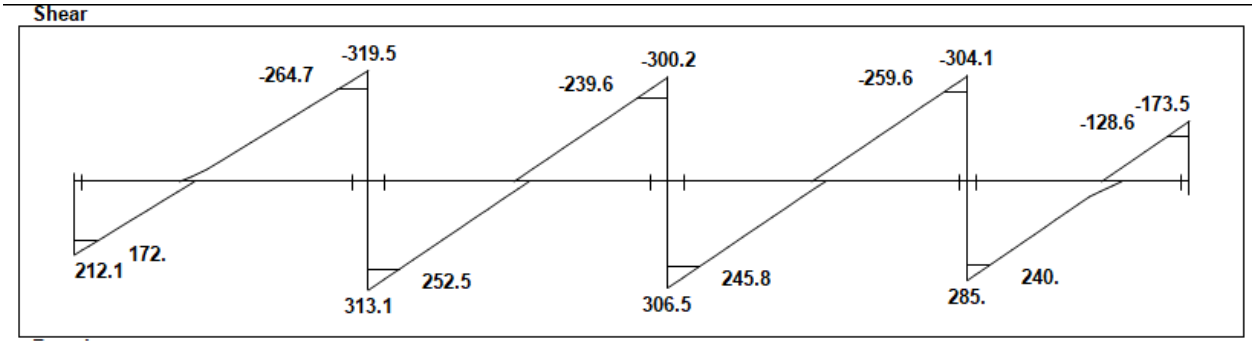


Figure (4-18) : Shear Envelope for Beam (B-3B,09)

$$Vu_d = 264.7KN$$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.261 * 1000 = 170.48$$

d=320-40-10-18/2=261mm

$$\phi V_c = 0.75 * 170.48 = 170.48KN.$$

$$\phi V_c + \frac{2}{3}\phi\sqrt{f_c'} * b_w * d = 170.48 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.261 * 1000 = 639.31 > V_u$$

Dimension is enough $\Rightarrow$

Not item 1 , Not item 2 and Not item 3 .

(Control). $\phi Vs_{\min} \geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} 0.8 * 0.261 * 10^3 = 52.2KN.$

$$\geq \frac{\phi}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.261 * 10^3 = 47.95KN$$

$\phi V_c + \phi V_{s\min} = 93 + 38 = 131KN.$

$\phi V_c < V_u \le \phi V_c + \phi V_s \Rightarrow item3$

$\phi.Vc + \phi\frac{1}{3}\sqrt{fc}.b.d = 93 + 0.75*\frac{1}{3}*\sqrt{24}*0.8*0.19*1000 = 279.15KN$

$\phi.Vc + \phi.V_{s\min} = 131 < Vu = 149.5 < \phi.Vc + \phi\frac{1}{3}\sqrt{fc}.b.d = 279.15$

$\Rightarrow Item4$

$\phi.Vsreq = Vu - \phi.Vc = 149.5 - 93 = 56.5KN$

$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc = \frac{264.7}{0.75} - 170.48 = 182.45KN$

$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy_t.d}$

$\frac{4*79*10^{-6}}{s} = \frac{182.45*10^{-3}}{420*0.261}$

$Sreq = 190mm$

$\le \frac{d}{2} = \frac{261}{2} = 130.5mm \le 600mm$

$\Rightarrow select \quad S = 100mm$

Use 4 leg Φ10

Use 4 legΦ10 @ 10 cm c/c $\Rightarrow$

4.7 Design of Column (G31) :

PD = 1063 , PL = 473 , Lu = 3.40
fc' = 28 Mpa

4.7.1 Check for slenderness

$$\frac{K.Lu}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \leq 40$$

$$\left(\frac{M1}{M2}\right) = 1 \ldots\ldots braced\ frame\ with\ Mmin.$$

K = 1 ……for columns in non-sway frames

$$\frac{K.Lu}{r} \leq 34 - 12 * 1 \leq 40$$

r = 0.3 * h

$\frac{K.Lu}{r\,x} \leq \frac{1*3.40}{0.3*0.3} = 37.78 > 22$ – long column for bending a bout x – axis

$\frac{K.Lu}{r\,y} \leq \frac{1*3.40}{0.3*0.6} = 18.89$– short column for bending a bout y – axis

Calculate the minimum eccentricity e min and the minimum moment M min:

e min = (15 + 0.03 h) = 15 + 0.03 (300) = 24 mm

Pu = 1.2 D + 1.6 L = 1.2 * 1063 + 1.6 * 473 = 2033 KN

M min = Pu * e min

= 2033 * 0.024 KN . m

Compute EI

The area of reinforcement is not Known . Additional calculation are needed before it is possible to compute

$$EI = \frac{0.4 \cdot Ec \cdot Ig}{1+Bdns}$$

$$Ec = 4700 \cdot \sqrt{fc'} = 4700 * \sqrt{28} = 24870 \text{ Mpa}$$

$$Ig = \frac{bh^3}{12} = \frac{600*300^3}{12} = 1.35 * 10^9\ mm^4$$

$$Bdns = \frac{1.2\ D\ (sustained)}{1.2\ D+1.6\ L} = \frac{1.2*1063}{2033} = 0.627$$

$$EI = \frac{0.4*24870*1.35}{1+0.627} = 15286.88\ KN.m^2$$

4.7.2 Determine of Euler buckling load:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 15286.88}{(1+3.40)2} = 13051.51\ KN$$

4.7.3 Calculate the moment magnifier factor:

$$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 0.6 + 0.4 * 1 = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{2033}{0.75\times 13051.51}} = 1.26 > 1 \quad ok$$

The magnified (e) and (M):

$e = e\ min * \delta_{ns} = 24 * 1.26 = 30.24$ mm.

$Mc = \delta_{ns} \cdot M2 = 1.26 * 86.4 = 108.86$

where $M2 = M\ min = 86.4$

$e/h = 30.24 / 300 = 0.1008$

assume ϕ 14

$$\gamma = \frac{d-d'}{h} = \frac{300-2*40-2*10-14}{300} = 0.62$$

From the interaction diagram constructed Diagram

$\phi Pn / Ag$ =1.64 Ksi

Diagram A – qa (for ϒ = 0.61) --- fg = 0.01

Diagram A – qb (for ϒ = 0.75) --- fg = 0.01

fg = 0.01 --- select the reinforcement

Ast = fg . Ag = 0.01 * 600 * 300 = 1800 mm^2

Take 12 ϕ 14 with As = 2155.13 mm^2

4.8 Design of Stairs :

Rise 160 mm , ran 300 mm

fc' = 24 Mpa , fy = 420 Mpa

$h_{min} = \frac{L}{28} = \frac{650}{28} = 23.21$

take h = 250 mm

$\phi = tan^{-1}\left(\frac{rise}{ran}\right) = tan^{-1}\left(\frac{160}{300}\right) = 28.07$

Table (4-4) Flight dead load computation

No.	Material	Quality Density KN/m^3	W
1	Tile	23	$23* \frac{0.16+0.35}{0.3} * 0.03 *1 =1.173$
2	Mortar	22	$22* \frac{0.16+0.3}{0.3} * 0.03 *1 =1.012$
3	Stair step	25	$\frac{25}{0.3} * \frac{0.16+0.3}{2} * 0.03 *1 = 2$
4	RC solid slab	25	$25* \frac{0.25*1}{cos\ 28.07} = 7.083$
5	Plaster	22	$22* \frac{0.3*1}{cos\ 28.07} = 0.748$
		∑ = W	12.016 KN/m

Table (4-5) Landing dead load computation

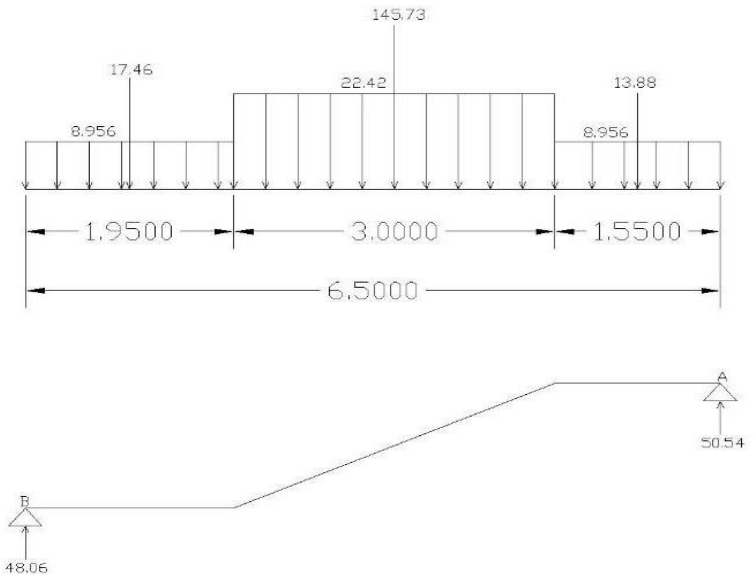
No.	Material	Quality Density KN/m^3	W
1	Tile	23	23* 0.03 *1 =0.69
2	Mortar	22	22 * 0.03 *1 =0.66
3	RC solid slab	25	25* 0.25 *1 = 6.25
4	Plaster	22	22* 0.03 *1 = 0.66
		∑ = W	8.26 KN/m

L . L = 5

Total factored load= 1.2 D +1.6 L

For flight ….. W = 1.2 * 12.016 + 1.6 * 5 = 22.42

For landing …… W = 1.2 * 8.26 + 1.6 * 5 = 17.91



4.8.1 Check of shear strength

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement

d = h – 20 - $\frac{db}{2}$ = 250 – 20 - $\frac{14}{2}$ = 223 mm

assume beam width 30 cm

Vu = 50.54 – 8.956 (0.15 + 0.223) = 47.2 KN

Vc = $\frac{1}{6}$. $\sqrt{fc'}$. Bw . d = $\frac{1}{6}$ * $\sqrt{24}$ * 1000 * 223 * 10^{-3}

= 182.08

ϕ Vc = 0.75* 182.08 = 136.56 KN

$\frac{1}{2}$ ϕ Vc = 68.25 KN

Vu_{max} = 48.2 KN < $\frac{1}{2}$ ϕ Vc = 68.25 KN

The thickness of the slab is adequate enough

4.8.2 calculate the maximum bending moment and steel reinforcement

Mu = 50.54 (1.55 * 0.5) – 8.956 (1.55) ($\frac{1.55}{2}$ + 0.5) – 22.42 (0.5) * $\frac{0.5}{2}$

= 83.1 KN.m

Mn = $\frac{Mu}{\phi}$ = $\frac{83.1}{0.9}$ = 92.33 KN.m/m

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement d = 223

Rn = $\frac{Mn}{\phi b d^2}$ = $\frac{92.33*10^6}{1000*223^2}$ = 1.85 Mpa

m = $\frac{fy}{0.85\ fc'}$ = $\frac{420}{0.85*24}$ = 20.6

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.85*20.6}{420}}\right) = 4.6251 * 10^{-3}$$

$\rightarrow As = \rho \times b \times d = 4.6251 * 10^{-3} \times 1000 \times 223 = 1031.39\ mm^2$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450\ mm^2$

$As = 1031.39\ mm^2 > As\ min = 450\ mm^2$

Use ϕ 14 then

$$n = \frac{As}{As\ \phi 14} = \frac{1031.39}{154} = 6.7$$

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{6.7} = 0.149\ m$$

take 7 ϕ 14 /m with $As = 1077.3\ mm^2$

step (S) is the smallest of :

1. $3h = 3 * 250 = 750\ mm$
2. $450\ mm$
3. $S = 380\ (\frac{280}{fs}) - 2.5\ cc$

$$= 380\ (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) - 2.5 * 20 = 330\ mm$$

$$S <= 380\ (\frac{280}{fs}) = 380\ (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) = 300\ mm$$

$S = 150\ mm < S\ max = 300\ mm$

4.8.3 Temperature and shrinkage reinforcement

$As\ (T\ and\ sh) = 0.0018 . b . h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450\ mm$

$$n = \frac{As}{As\ \phi 14} = \frac{450}{153.9} = 2.92$$

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34\ m$$

take 3 ϕ 14 /m with $As = 461.7\ mm^2$ or ϕ 14 @ 300 mm

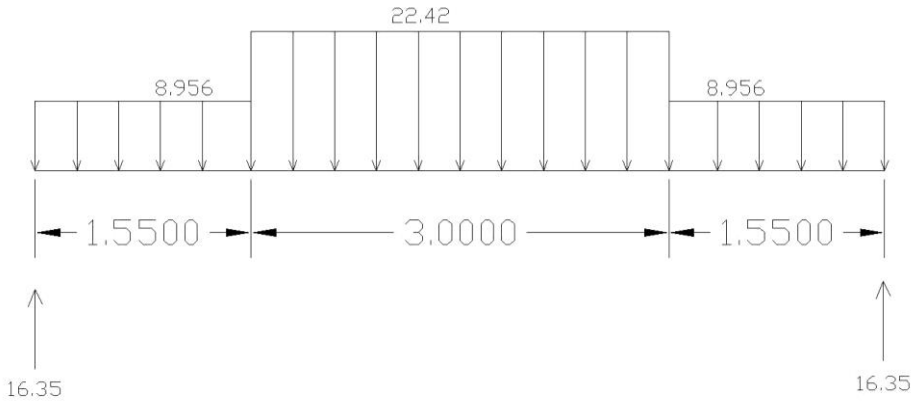
step (S) is the smallest of :

1. 5h = 5 * 250 = 1250 mm
2. 450 mm …. Control

S = 300 mm < S max = 450 mm …. OK

4.8.4 Design of landings

Considering at 1-m length of the landing the middle 30 cm will carry a full load whereas the tow 1.45 m lengths on each side will carry half the ultimate load



$$Mu = 16.35 \left(\frac{3.2}{2}\right) - 8.956 * 1.45 \left(\frac{1.45+0.3}{2}\right) - 2.242 * \frac{0.3}{2} * \frac{0.3}{4}$$

$$= 14.54 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{14.54}{0.9} = 16.16 \text{ KN.m/m}$$

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement and

d = 250 – 20 – 14 – 14/2 = 209

$$Rn = \frac{Mn}{\phi b d^2} = \frac{16.16 * 10^6}{1000 * 209^2} = 0.37 \text{ Mpa}$$

$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}}\right)$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.37*20.6}{420}}\right) = 8.891 * 10^{-4}$

$\rightarrow As = \rho \times b \times d = 8.891 * 10^{-4} \times 1000 \times 209 = 185.82 \ mm^2$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \ mm^2$

$As = 185.82 \ mm^2 > As\ min = 450 \ mm^2$

Then provide As min = 450 mm^2 Use ϕ 14 then

$n = \frac{As}{As\,\phi 14} = \frac{450}{153.9} = 2.92$

$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34$ m

take 3 ϕ 14 /m with As = 461.7 mm^2/m strip

step (S) is the smallest of :

1. 3h = 3 * 250 = 750 mm
2. 450 mm
3. $S = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5$ cc

   $= 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) - 2.5 * 20 = 330$ mm

   $S <= 380\left(\frac{280}{fs}\right) = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) = 301.7$ mm

   S = 300 mm < S max = 301.7 mm ….OK

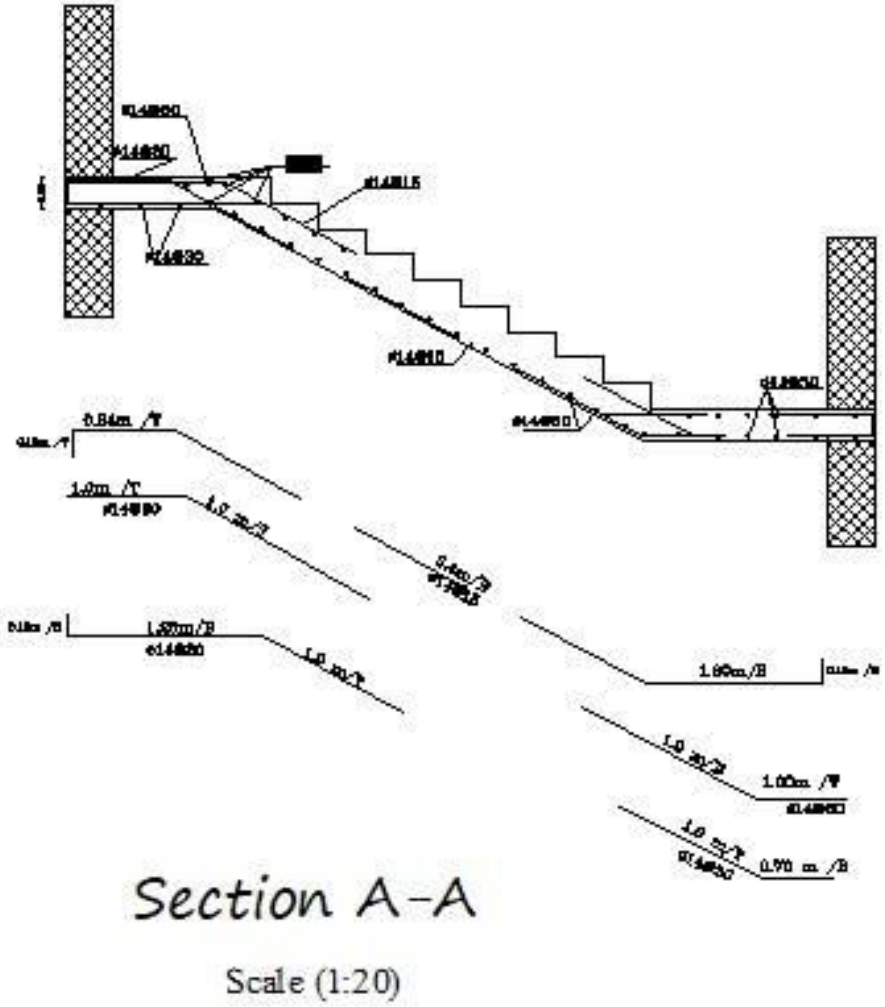


Figure (4-19) : (section-stairs and landing)

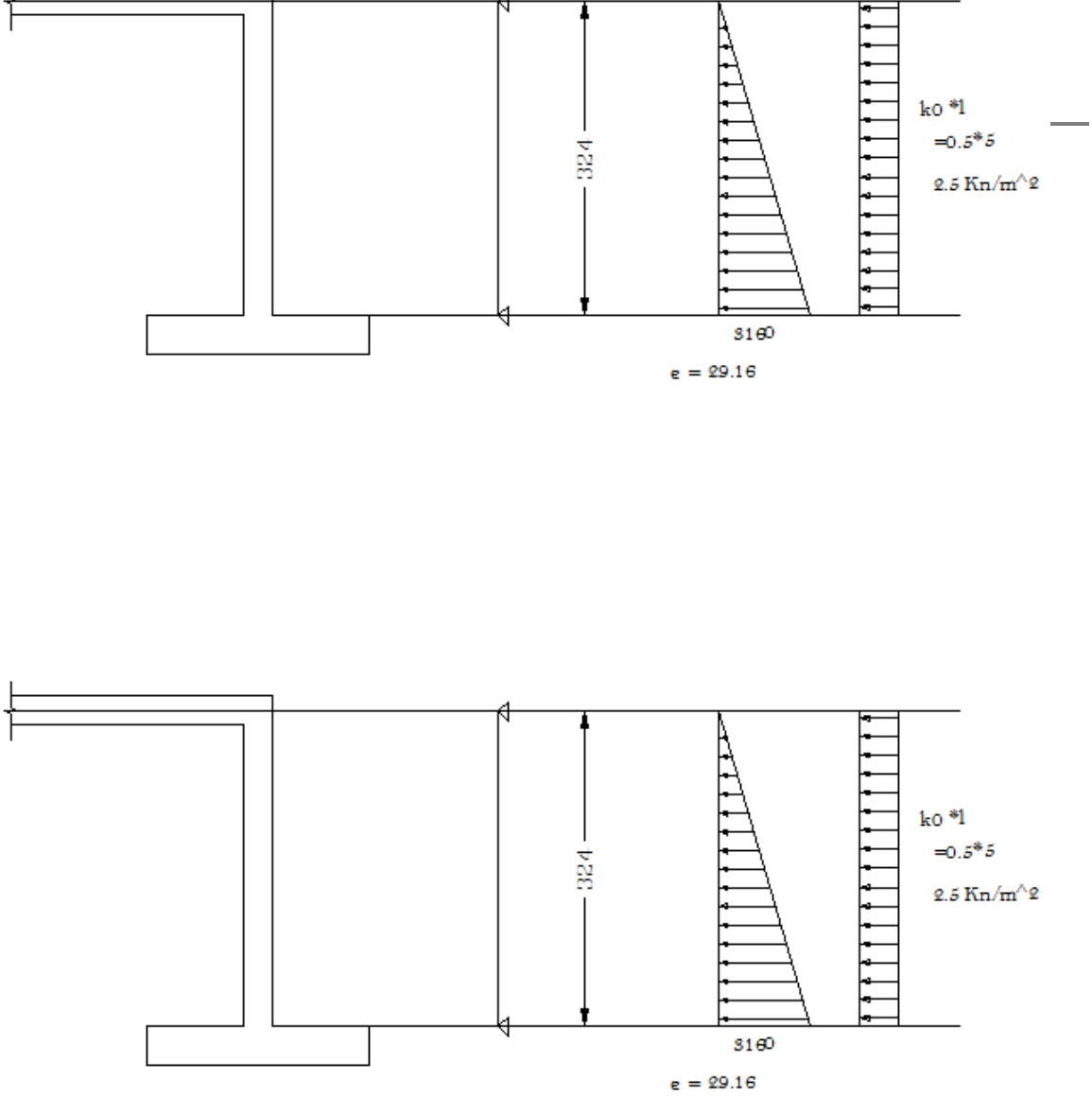


Figure (4-20): Geometry of basement**.**

Fc' = 24 Mpa Fy = 420 Mpa

$\emptyset = 35°$ $\gamma = 18.00 KN/m^3$

L = 3.5 m

Ca = $\left(\frac{1-\sin \emptyset}{1+\sin \emptyset}\right) = \left(\frac{1-\sin 35}{1+\sin 35}\right) = 0.271$

hs = $\left(\frac{ws}{w18}\right) = \left(\frac{5}{18}\right) = 0.278$

due to active soil pressore

pa = ca . w . h = 0.271 * 18 * 3.5

= 17.07 KN/m^2

Ha = $\left(\frac{pa*h}{2}\right)$ = $\left(\frac{17.07*3.5}{2}\right)$ = 29.88 KN.

Due to surcharge

Ps = ca * w * hs = 0.271 * 18 * 0.278

= 1.36 KN/m^2

Hs = ps * h = 1.36 * 3.5 = 4.76 KN .

Mo = 1.6 * Ha * $\left(\frac{L}{7.5}\right)$ + 1.6 * Hs * $\left(\frac{L}{8}\right)$

= 1.6 * 29.88 * $\left(\frac{3.5}{7.5}\right)$ + 1.6 * 4.76 * $\left(\frac{3.5}{8}\right)$

Use the moment coefficient

Mo = 25.64 KN/m

RB = 1.6 * $\left(\frac{Ha}{3}+\frac{Hs}{2}\right)$ - $\frac{Mo}{L}$

= 1.6 * $\left(\frac{29.88}{3}+\frac{4.76}{2}\right)$ - $\frac{25.64}{L}$

= 12.42 KN

Ra = 1.6 (Ha + Hs) – RB

= 1.6 (28.88 + 4.76) – 12.42

= 41.4 KN.

Maximum positive bending moment within the span occurs at the section of zero shear .

Vu = 12.42 – 1.6 * 0.5 * $\left(\frac{17.07}{3}\right)^{x2}$ – 1.6 * 1.36 x = 0.00

3.9 x2 + 2.176 x -12.42 = 0.00

X = 1.53 m

For the positive moment

Mc = 11.02 KN.m

Assume wall thickness h = 250mm

d = 250 – 75 – 12/2 = 169 mm

assume Ø 12 for bar diameter.

Take Ø = 0.9 for flexure

For Mu = 25.64 KN . m

$Rn = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{25.64 * 10^6}{0.9 * 1000 * 169^2} = 1.00$ Mpa

$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * K_n * m}{f_y}}\right)$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.00 * 20.6}{420}}\right) = 2.4424 * 10^{-3}$

As $= 0.0018 * 1000 * 169 = 412.76$ mm^2/m

The min vertical As according to the ACI code section 14.3 is vertical

As min = 0.0015 *1000 * 250 = 400 mm^2/m

As min for flexure = $0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{fy}$. bw . d >= $\frac{1.4}{fy}$. bw . d

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}$. 1000 . 169 >= $\frac{1.4}{420}$. 1000 . 169

= 492.81 > = 563.66 …. Control

$n = \frac{563.66}{113.1} = 4.92$

Take 5 Ø 12 /m or Ø 12 /200 mm

for Mc = 11.02 KN . m

d = 250 – 75 – 12/2 = 169 mm

assume Ø 12 for bar diameter.

Rn = $\frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{11.02 * 10^6}{0.9 * 1000 * 169^2}$ = 0.429 Mpa

m = $\frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 * 24}$ = 20.6

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * K_n * m}{f_y}}\right)$

$= \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.429 * 20.6}{420}}\right)$ = 0.0010324

As = $0.0010324 * 1000 * 169 = 174.48\ mm^2/m$

The min vertical As according to the ACI code section 14.3 is vertical

As min = 0.0012 *1000 * 250 = 300 mm^2 /m

As min for flexure

$= 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{fy} . bw . d >= \frac{1.4}{fy} . bw . d$

$= 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} . 1000 . 169 >= \frac{1.4}{420} . 1000 . 169$

= 492.81 > = 563.66 …. Control

n = (563.66 / 113.1) = 4.98

Take 5 Ø 12 /m or Ø 12 /200 mm

Longitudinal reinforcement use a min steel ratio of 0.002 (ACI code / section 14.3)

OR As = 0.002* 1000 * 250 = 500 mm^2 /m

Use Ø 12 @ 200 mm . on each side of wall.

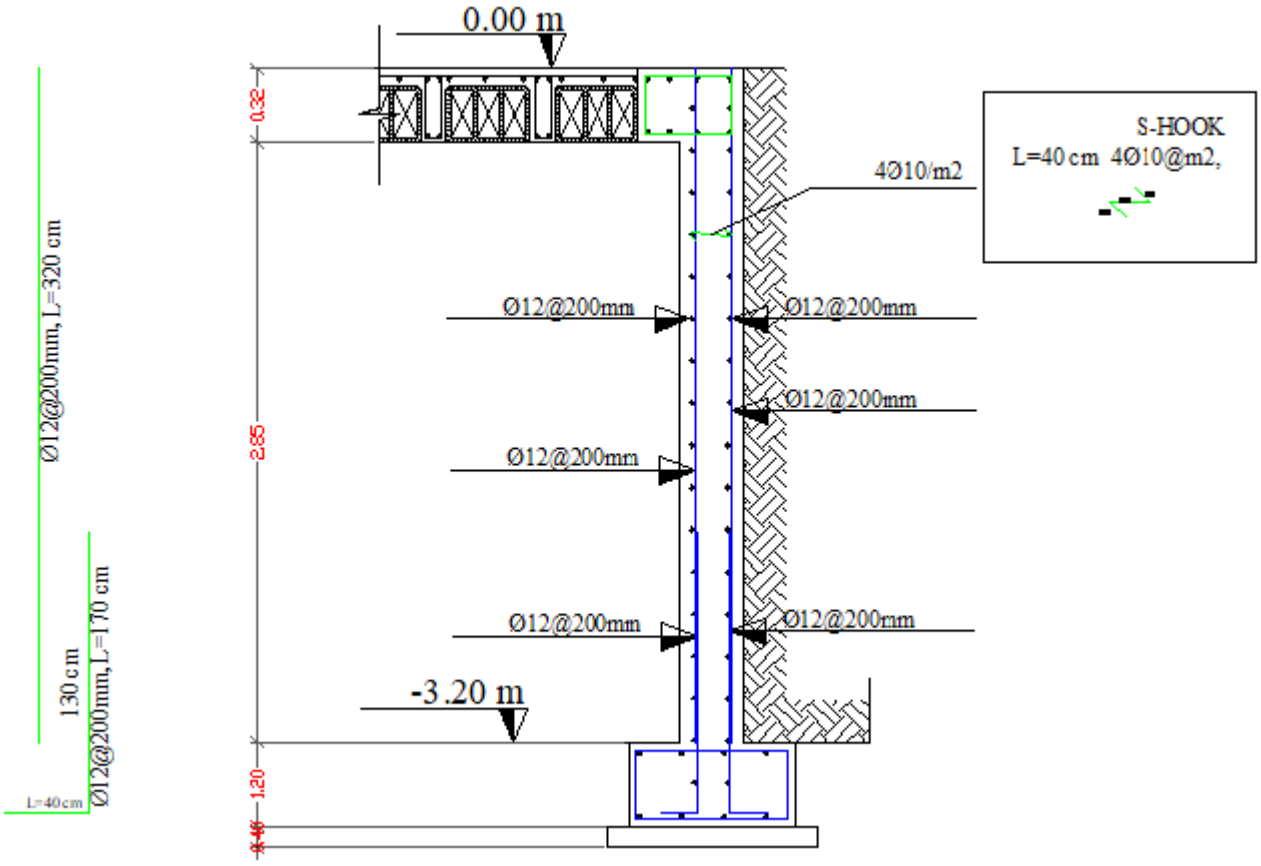


Figure (4-21): Reinforcement for basement**.**

4.10 Design of footing foundation.

D.L = 1351.46 , L.L= 528.22

Surcharge 5 KN/m^2 , qa = 350 KN/m^2

α soil = 20

fc' = 28 , fy = 420 Mpa

H footing 55 cm

W footing = 0.55* 25 = 13.75 KN/m^2

W soil = 1*20 = 20 KN/m^2

Total surcharge = 13.75 + 20 + 5 = 38.75 KN/m^2

Net soil pressure qanet

qanet = 350 – 38.75 = 311.25 KN/m^2

$$A = \left(\frac{1351.46+528.22}{311.25}\right) = 6.04\, m^2$$

Depth of footing & shear design

Pu = 1.2 * 1351.46 + 1.6 * 528.25

$$qu = \left(\frac{2414.07}{2.6 * 2.30}\right) = 403.7$$

one way shear (beam shear):

Vu at dastans d from face support

$$Vu = qu * b\left(\left(\frac{L}{2}\right) - \left(\frac{a}{2}\right) - d\right)$$

$$= 403.7 * 2.3 * \left(\left(\frac{2.6}{2}\right) - \left(\frac{0.6}{2}\right) - d\right)$$

Vu = ϕ Vc ..... ϕ = 0.75

$\left(\frac{403.7*2.3}{0.75}\right)$*(1.3 - .0.3 - d) = $\left(\frac{1}{6}\right) * \sqrt{28}$ * 2300 * d

1238.01 – 1238.01* d =2028.41 *d

1238.01 = 326642 d……. d = 2.64

d= 0.389 m

h = 380 + 75 + 14 ……. h = 469

take h = 550 mm

d = 550 – 75 -14 = 461 mm

4.10.1 tow way shear (punching shear)

let Vu = ϕ Vu

Vu = 403.7*(2.6*2.3) - (0.6 + d) * (0.3 + d)

= 403.7*(2.6*2.3) - (0.6 + 0.461) * (0.3 + 0.461)

= 2088.17 KN

β = $\left(\frac{600}{300}\right)$ = 2.6

b_o = 2 (0.6 + 0.461) + 2 (0.3 +0.461) = 3.644

αs = 40 * interior column

Vc = $\frac{1}{6}$ (1 + $\frac{2}{B}$) . $\sqrt{fc'}$. bo .d = 0.26 ……. Control

Vc = $\frac{1}{12}$ ($\frac{\alpha sd}{bo} + 2$). $\sqrt{fc'}$. bo .d = 0.6

Vc = $\frac{1}{3}$. $\sqrt{fc'}$. bo .d = 0.33

Take Vc = $\frac{1}{6}$ (1 + $\frac{2}{B}$) . $\sqrt{fc'}$. bo .d

= $\frac{1}{6}$ (1 + $\frac{2}{2.6}$) . $\sqrt{28}$. 3644 .461 $*10^{-3}$

= 2621.15 KN

ϕ Vc= 0.75 * 2621.15 = 1965.86 > Vu = 2088.17 ….. OK

Design for flexure in short direction

Take steel bars of ϕ = 14

b = 2.3 m , fy = 420 Mpa

Mu = 403.7 * 2.3 *1 *0.5 = 464.255 KN.m

Rn = $\frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{464.255*10^6}{0.9*2.300*468^2}$ = 1.024 Mpa

m = $\frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85*28}$ = 17.65

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}}\right)$$

$$= \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.024*17.65}{420}}\right) = 2.4915 * 10^{-3}$$

$\rightarrow As_{req} = \rho \times b_E \times d = 2.4915 * 10^{-3} \times 2300 \times 468 = 2681.84\ mm^2$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2300 * 550 = 2277\ mm^2$

As = 2681.84 mm^2 > As_{min} = 2277 mm^2 …. OK

Take 18 ϕ 14

S = $\frac{2300-75*2-18*14}{17}$ = 111.65 mm

Step s in the smallest of :

1. 3h = 3 * 550 = 1650 mm
2. 450 mm ….. control

S = 111.65mm < Smax = 450 mm ….. ok

Design for flexure in long direction

b = 2.6 m , d = 468 mm

Mu = 403.7 * 2.600 * 1 *.05 = 524 .81

$Rn = \frac{Mu}{\phi bd^2} = \frac{524.81*10^6}{0.9*2.600*468^2} = 1.024$ Mpa

$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85*28} = 17.65$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*K_n*m}{f_y}}\right)$

$= \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.024*17.65}{420}}\right) = 2.4915 * 10^{-3}$

$\rightarrow As_{req} = \rho \times b_E \times d = 2.4915 * 10^{-3} \times 2600 \times 468 = 3013.96\ mm^2$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2600 * 550 = 2574\ mm^2$

As = 3013.96 mm^2 > As_{min} = 2574 mm^2 …. OK

Take 20 ϕ 14

$S = \frac{2600-75*2-20*14}{19} = 114.21$ mm

S = 114.21mm < Smax = 450 mm ….. ok

Design the column – footing joint

Pu = 1.2 * 1351.46 + 1.6 * 528.22

= 2466.9

The allowable bearing on the base of the column is

$\phi (0.85 . fc' . A1) = 0.65 * 0.85 * 28 * 300 * 600 * 10^{-3}$

= 2784.6 KN

The allowable bearing on the footing is

$\phi (0.85 . fc' . \frac{A2}{A1})$

= 0.65 * 0.85 * 28 * 300 * 600 * 1.2 * 10^{-3}

= 3341.52

Pu = 2466.9 < 2784.6

The maximum loadthat can be trans ferried by bearing is 3729.4 KN and dowels are not needed.

The minimum area of dowels

$As_{min = 0.005\ Ag}$ = 0.005 * 300 *600 = 900 mm^2

5

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

1.5 النتائج .

2.5 التوصيات .

3.5 قائمة المصادر والمراجع .

4.5 الملحقات .

1.5 النتائج :-

من خلال هذا التجوال في هذا البحث, و التعرف على معطياته و جوانبه , تم الخروج بخلاصة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

1) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .
2) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
3) التعرف على العناصر الإنشائية , وكيفية التعامل معها, ومع آلية عملها , وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

2.5 التوصيات :-

4) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
5) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
6) ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
7) يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

3.5 قائمة المصادر والمراجع :-

1. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. ملاحظات الأستاذ المشرف.

3. ACI Committee 318 (2014),ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

4.5 المـلحـقـات

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)-ONE

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^§$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7