

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمركز تكنولوجيا معلومات

فريق العمل :

محمد الهريني

علي شراونة

عبد الله عواودة

خليل الخضور

إشراف :

د.محمد السيد أحمد

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمركز تكنولوجيا معلومات

فريق العمل :

محمد الهريني

علي شراونة

عبد الله عواودة

خليل الخضور

إشراف :

د.محمد السيد أحمد

الخليل- فلسطين

جامعة بوليتيكنك فلسطين  
الخليل- فلسطين  
كلية الهندسة و التكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمركز تكنولوجيا معلومات

أسماء الطلبة :

محمد الهريني

علي شراونة

عبد الله عاودة

خليل الخضور

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

.....

توقيع رئيس الدائرة

.....

## الإهداء

- إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبد الله  
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 وأحبته.  
نقدم هذا البحث .

فريق 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 ...بطاقتها التدريسي و الإداري.

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور محمد السيد أحمد.

والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

## التصميم الإنشائي لمركز تكنولوجيا معلومات

فريق العمل:

علي شراونة  
محمد الهريني  
خليل الخضور  
عبد الله عواودة

## جامعة بوليتكنك فلسطين - 2015 م

إشراف:

د.محمد السيد أحمد

## ملخص المشروع

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتوزيع الأعمدة والأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل الأسعار وأعلى درجات الأمان يقع على عاتق المصمم الإنشائي، في هذا المشروع سنقوم بعمل تصميم إنشائي لمبنى تكنولوجيا معلومات، ويتكون مبنى تكنولوجيا المعلومات من ثلاثة طوابق و روف مساحته الكلية 4262 م<sup>2</sup>.

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إلى الإلمام بكيفية تصميم هذه المراكز والتي تكون فيها متطلبات التصميم أعلى من غيرها نظرا لاحتوائها على مساحات وساحات كبيرة وتنوع في شكل المبنى حسب التصميم المعماري، كما تم اختياره لأهمية زيادة هذه المراكز في منطقة مثل رأس الجورة في الخليل.

من الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI\_318\_14)، ولا بد من الإشارة إلى انه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل: Atir , Safe, Autocad2007, Office2007, Etabs 2015

من المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

# **Structural Design for an Information Technology Center**

## **WORKING TEAM:**

**Ali Sharawna  
Khalil Khdour**

**Mohammed Alhuraini  
Abdallah Awawda**

## **Palestine Polytechnic University -2015**

### **SUPERVISOR:**

**DR. MOHAMMAD AL\_SAYED AHMED**

### **Project Abstract**

Structural design is the most important design of the building after the necessary of architectural design, the distribution of columns, loads, offer durability, the best prices and the highest degree of safety are the responsibility of the structural designer. In this project we will do the structural design of the building information technology. The building consists of three floors and Roof with a total area of 4262 m<sup>2</sup>.

This project was selected because of the importance to know how to design these centers, which have a design requirements higher than other tiles with long spans and big theaters and diversity in the form of the building by the architectural design, also it has been chosen for the importance of increasing these centers in this area "Hebron".

It is important mentioning that we will use the Jordanian code to determine the live loads, and to determine the loads of earthquakes, for the analysis of the structural and design sections we will use the US Code (ACI\_318\_14), it must be noted that he will be relying on some computer programs such as: Autocad2007, Safe , Office2007, Atir, Etabs and others.

Expected after the completion of the project to be able to provide structural design of all structural elements with permission of Allah Almighty.

## فهرس المحتويات

رقم الصفحة	
i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	نسخة عن صفحة العنوان
iii	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج
iv	الإهداء
v	الشكر و التقدير
vi	ملخص المشروع باللغة العربية
vii	ملخص المشروع باللغة الإنجليزية
xv - viii	فهرس المحتويات
xv - xiv	List of Abbreviation
5-1	<b>الفصل الأول : المقدمة</b>
2	1-1 المقدمة
2	1-2 أهداف المشروع
3	1-3 مشكلة المشروع
3	1-4 حدود مشكلة المشروع
3	1-5 المسلمات
3	1-6 فصول المشروع
5-4	1-7 إجراءات المشروع
17-6	<b>الفصل الثاني : الوصف المعماري</b>
7	1-2 المقدمة
7	2-2 لمحة عن المشروع
8-7	2-3 موقع المشروع
12-9	2-4 المساقط الأفقية
9	2-4-1 الطابق الأرضي
10	2-4-2 الطابق الأول
11	2-4-3 الطابق الثاني
12	2-4-4 الطابق الثالث
16-13	2-5 وصف الواجهات
13	2-5-1 الواجهة الشمالية
13	2-5-2 الواجهة الجنوبية

14	1-5-2 الواجهة الشرقية
15	1-5-2 الواجهة الغربية
15	6-2 وصف الحركة
17	7-2 صور توضيحية ثلاثية الأبعاد للمبنى
32-18	<b>الفصل الثالث : الوصف الإنشائي</b>
19	1-3 المقدمة
19	2-3 هدف التصميم الإنشائي
19	3-3 الدراسات التحليلية و النظرية
22-19	1-3-3 الأحمال
20	1-1-3-3 الأحمال الميتة
20	2-1-3-3 الأحمال الحية
22-21	3-1-3-3 الأحمال البيئية
32-22	4-3 العناصر الإنشائية
25-23	1-4-3 العقدات
23	1-1-4-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد
23	2-1-4-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين
24	3-1-4-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد
24	4-1-4-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين
25	2-4-3 الجسور
26	3-4-3 الأعمدة
27	4-4-3 جدران القص
28	5-4-3 الأساسات
29	6-4-3 الأدراج
30	7-4-3 الجدران الاستنادية.
31	8-4-3 فواصل التمدد
81- 33	<b>Chapter 4 : Structural Design &amp; Analysis</b>
34	4.1 Introduction
34	4.2 Determination of factored load
35	4.3 Determination of Slab thickness
35	4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab
37-35	4.3.2 Determination of Thickness for

	Two Way- Ribbed Slab
39-37	4.3.3 Determination of Thickness for Two Way-solid Slab
39	4.3.4 Determination of Thickness for Beam (B143)
42-40	4.4 Load Calculations
40	4.4.1 One way ribbed slab
41	4.4.2 Two way ribbed slab
42	4.4.3 Tow way solid slab
42	4.4.4 Topping for ribbed slab
43	4.5 Design of Topping
49-44	4.6 Design of one way- ribbed slab (R112)
44	4.6.1 Design of flexure of rib
45	4.6.1.1 Design of Positive moment of rib (Rib112)
47	4.6.1.2 Design Negative moment of rib (Rib112)
48	4.6.2 Design of shear of rib (R112)
53-49	4.7 Design of two way- ribbed slab (R221)
49	4.7.1 Moments calculations
50	4.7.2 Design of flexure
50	4.7.2.1 Design of Positive moment
52	4.7.2.2 Negative moment at Discontinuous edges
53	4.7.3 Design shear for two way- ribbed slab
55-53	4.8 Design of two way- solid slab
53	4.8.1 Moment calculations
54	4.8.2 Design of flexure
54	4.8.2.1 Design of Positive moment
54	4.8.2.2 Negative moment at Discontinuous edges
55	4.8.3 Design shear for two way- solid slab
63-55	4.9 Design of beam (B144)

56	4.9.1 Load of beam
58	4.9.2 Design of flexure
59	4.9.2.1 Design of positive moment
60	4.9.2.2 Design of negative moment
62	4.9.3 Design of shear
65-63	4.10 Design of column (C64)
63	4.10.1 Load calculation
63	4.10.2 Check slenderness effect
63	4.10.3 Calculation for reinforcement
64	4.10.4 Design of the tie reinforcement
70-65	4.11 Design Of Stair
65	4.11.1 Load calculation
66	4.11.2 Design of flight
67	4.11.2.1 Design of Shear
67	4.11.2.2 Design for flexure
68	4.11.3 Design of landing
69	4.11.3.1 Design for flexure
	4.12 Design Of Basement Wall
70	4.12.1 Load on basement wall
71	4.12.2 Design of the vertical reinforcement
72	4.12.3 Design of the horizontal reinforcement
72	4.12.4 Design of basement footing
73	4.12.4.1 Check of one way shear
77-74	4.13 Design Of Shear Wall
75	4.13.1 Design of wall
75	4.13.2 Design of horizontal steel
76	4.13.3 Design of vertical steel
	4.14 Design Of Isolated Footing
78	4.14.1 Load calculation
78	4.14.2 Determine the net soil pressure
79	4.14.3 Design of footing area
79	4.14.4 Check for one way shear

79	4.14.5 Check for two way shear
80	4.14.6 Design for Bending Moment
80	4.14.6.1 Design flexure for long direction
81	4.14.6.2 Design flexure for long direction
81	4.14.7 Design flexure for short direction
90-82	<b>الفصل الخامس : النتائج و التوصيات .</b>
83	1-5 النتائج
83	2-5 التوصيات
84	3-5 قائمة المصادر والمراجع
85	4-5 الملحقات
<b>فهرس الجداول</b>	
4	جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الثاني للسنة الدراسية 2014
5	جدول (2-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الاول للسنة الدراسية 2015
20	جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة
21	جدول (2-3) الأحمال الحية
22	جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر
40	Table (4-1) Calculation of one way Ribbed slab - dead load.
41	Table (4-2) Calculation of two way Ribbed slab - dead load.
42	Table (4-3) Calculation of two way solid slab - dead load.
42	Table (4-4) Calculation of topping - dead load.
<b>فهرس الأشكال</b>	
17-6	الفصل الثاني
8	شكل (1-2) الموقع العام والأبنية المحيطة بالمشروع
8	شكل (2-2) صورة جوية للموقع
9	شكل (3-2) مخطط الطابق الارضي



10	شكل (4-2) مخطط الطابق الأول
11	شكل (5-2) مخطط الطابق الثاني
12	شكل (6-2) مخطط الطابق الثالث
13	شكل (7-2) الواجهة الشمالية
14	شكل (8-2) الواجهة الجنوبية
14	شكل (9-2) الواجهة الشرقية
15	شكل (10-2) الواجهة الغربية
16	شكل (11-2) Section A-A
16	شكل (12-2) Section B-B
17	شكل (13-2) صورة للمدخل 3D
17	شكل (14-2) 3D SHOTS
32-18	الفصل الثالث
23	شكل (1-3) عقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد
24	شكل (2-3) عقدة المصمتة ذات الاتجاهين
24	شكل (3-3): عقده العصب ذات الاتجاه الواحد
25	شكل (4-3): عقده العصب ذات الاتجاهين
26	شكل (5-3) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة
27	شكل (6-3) احد أشكال الأعمدة
28	شكل (7-3) جدار القص
29	شكل (8-3) الأساسات المنفرد
30	شكل (9-3) الدرج
31	شكل (10-3) جدار استنادي
81-33	Chapter 4
35	Figure (4-1): Span location of Rib(111)
35	Figure (4-2): Two way-Rib slab location
36	Figure (4-3) : Rib Section in long direction
36	Figure (4-4) : Rib Section in short direction
37	Figure (4-5) : Solid Slab in Roof
38	Figure (4-6) : Exterior beam section
38	Figure (4-7) : Interior beam section
39	Figure (4-8) : Beam (B143) location.
40	Figure (4-9): One way rib slab
43	Figure (4-10): Topping of one way rib slab
44	Figure (4-11) : Geometry of rib (R111)

44	Figure (4-12) : Service loading of rib
45	Figure (4-13) : Moment & Shear Envelope of rib
56	Figure (4-14) : Beam Geometry.
56	Figure (4-15) : Span1 service load from rib103
57	Figure (4-16) : Span1 and 2 service load from rib101
57	Figure (4-17) : Load of Beam (B143)
58	Figure (4-18) : Moment& Shear Envelope for Beam (B143)
65	Figure (4-19): Reinforcement of column(C64)
65	Figure (4-20) : Stair plan
66	Figure (4-21) : Load diagram for flight
66	Figure (4-22) : Shear & moment envelope diagrams for flight
68	Figure (4-23) : Load diagram for landing
69	Figure (4-24) : Shear & moment envelope diagrams for landing
70	Figure (4-25) : Load on Basement Wall
71	Figure (4-26): Load diagram for Basement Wall
71	Figure (4-27): Shear & Moment envelope diagrams for Basement Wall
73	Figure (4-28) : Footing geometry
74	Figure (4-29) : Location of shear wall
75	Figure (4-30) : Shear & Moment diagrams from for shear wall
77	Figure (4-31) : : Reinforcement Detail of shear wall
78	Figure (4-32) : Geometry of footing (F1)
79	Figure (4-33) : Plan of Footing F1

## List of Abbreviations

- $A_c$  = area of concrete section resisting shear transfer.
- $A_s$  = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $A_s$  = area of non-prestressed compression reinforcement.
- $A_g$  = gross area of section.
- $A_v$  = area of shear reinforcement within a distance (S).
- $A_t$  = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- $b$  = width of compression face of member.
- $b_w$  = web width, or diameter of circular section.
- $C_c$  = compression resultant of concrete section.
- $C_s$  = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- $d$  = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- $E_c$  = modulus of elasticity of concrete.
- $f_c'$  = compression strength of concrete .
- $f_y$  = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- $h$  = overall thickness of member.
- $L_n$  = 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.
- $L_w$  = length of wall.
- $M$  = bending moment.
- $M_u$  = factored moment at section.
- $M_n$  = nominal moment.
- $P_n$  = nominal axial load.
- $P_u$  = factored axial load
- $S$  = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- $V_c$  = nominal shear strength provided by concrete.

- $V_n$  = nominal shear stress.
- $V_s$  = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- $V_u$  = factored shear force at section.
- $W_c$  = weight of concrete. ( $\text{Kg/m}^3$ ).
- $W$  = width of beam or rib.
- $W_u$  = factored load per unit area.
- $\Phi$  = strength reduction factor.
- $\epsilon_c$  = compression strain of concrete =  $0.003\text{mm/mm}$ .
- $\epsilon_s$  = strain of tension steel.
- $\epsilon'_s$  = strain of compression steel.
- $\rho$  = ratio of steel area .

# الفصل الأول

# 1

## المقدمة

المقدمة.	1.1
أهداف المشروع.	2.1
مشكلة المشروع.	3.1
حدود مشكلة المشروع.	4.1
المسلمات.	5.1
فصول المشروع.	6.1
إجراءات المشروع.	7.1

## الفصل الأول

### 1.1 المقدمة

لقد اقتضت متطلبات الحياة العصرية وتطور جميع جوانب حياة الإنسان أن يقوم بالتفكير وتصميم منشآت جديدة تلبي احتياجاته، ومن هذه المنشآت المراكز المعلوماتية والتي توفر العديد من المتطلبات للاستمرار في التواصل مع التكنولوجيا والمعلومات وتطوير خبرات مستخدمي هذا المبنى وهواة التكنولوجيا، 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 لمبنى تكنولوجيا معلومات يتكون من ثلاثة طوابق إضافة لطابق الروف، من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العفدات وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

### 2.1 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.

## الفصل الأول

### 3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى تكنولوجيا المعلومات، 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.

### 4.1 حدود مشكلة المشروع

يقصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والأول من السنة الدراسية 2015-2016 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول.

### 5.1 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

### 6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:

- 1- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
- 2- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- 3- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- 4- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- 5- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات والملحقات.

## الفصل الأول

### 7.1 إجراءات المشروع

- (1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- (2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- (3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
- (4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- (5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- (6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ. والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الثاني للسنة الدراسية (2014)

الأسابيع	النشاط	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
	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																



الفصل الأول

جدول (2-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الأول للسنة الدراسية (2015)

الأسابيع	النشاط	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
	التعديل على مقدمة المشروع																
	تصميم الأعمدة																
	تصميم الأساسات																
	تصميم الجدران (الحاملة و القص)																
	إعداد مخططات المشروع																
	طباعة المشروع وتجهيز نص المشروع																
	تجهيز عرض المشروع																
	عرض المشروع																

## الفصل الثاني

# 2

### الوصف المعماري للمشروع

- 1.2 مقدمة.
- 2.2 لمحة عن المشروع.
- 3.2 موقع المشروع.
- 4.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.
- 5.2 وصف الواجهات.
- 6.2 وصف الحركة.
- 7.2 صور توضيحية ثلاثية الأبعاد للمبنى.

## الفصل الثاني

### 1.2 مقدمة

لأداء أي عمل لابد أن يتم إنجازه على أكمل وجه، ولإقامة أي بناء لابد أن يتم تصميمه من جميع النواحي التي توفر الراحة والأمان لمستخدميه، حيث يبدأ أولاً التصميم المعماري للمبنى بما يتلاءم مع وظيفته و الغاية من تنفيذه بأن يتم تحديد شكل المنشأ مع الأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف و المتطلبات المختلفة، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات و الأبعاد المطلوبة، ويتم بهذه العملية دراسة الإنارة و العزل و التهوية و التنقل و الحركة و غيرها من المتطلبات الوظيفية.

### 2.2 لمحة عن المشروع

المشروع عبارة عن مبنى تكنولوجيا معلومات من تصميم المهندسة "ميس صالح احميدات"، ويقوم المشروع على فكرة جعل المبنى جزء لا يتجزأ من البيئة المحيطة.

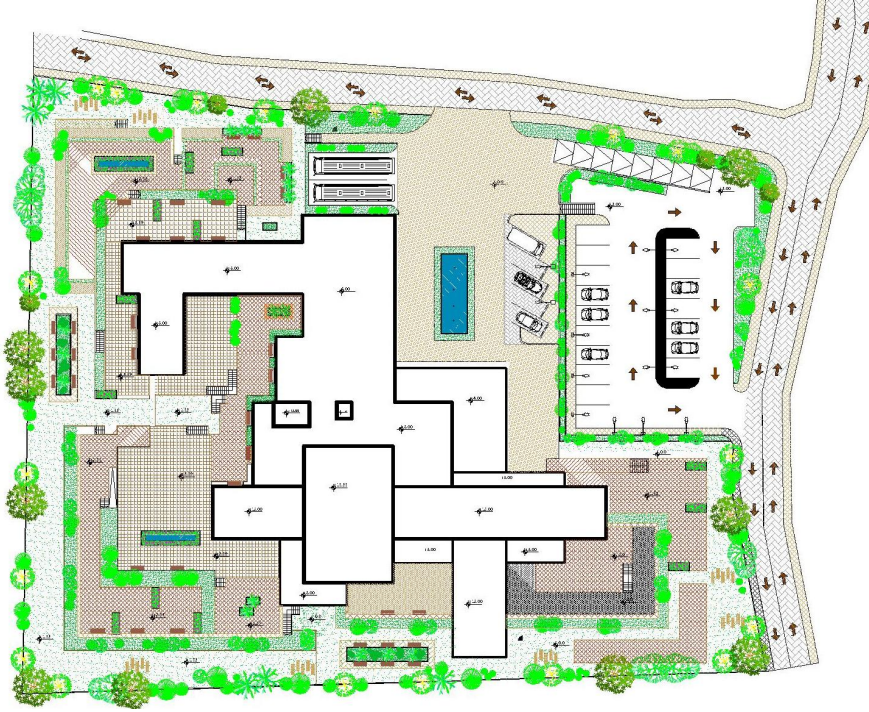
وقد كانت هذه الأفكار تركز بشكل أساسي على محاكاة الطبيعة من خلال احترام طبوغرافية الأرض، لإنتاج بيئة تتصل فيها التكنولوجيا مع البيئة، اتصالاً جوهرياً، وتهدف هذه الفكرة أيضاً إلى تحقيق أقصى قدر من التكامل بين المبنى والمناظر الطبيعية في الخارج، لذلك تم استخدام الواجهات الزجاجية الواسعة والمسطحات الخضراء. 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 المبنى من ثلاثة طوابق و روف على قطعة أرض مساحتها حوالي 3500 م<sup>2</sup> و يوجد تفاوت و تداخل في أجزاء المبنى وكتله ما يضيف عليه مظهراً جميلاً.

### 3.2 موقع المشروع

يقع المشروع في مدينة الخليل – حيث يعتبر موقع المشروع في المنطقة النشطة في الخليل، ويمتاز بسهولة الوصول إليه من قبل وسائل النقل العام. حيث يتم الوصول للموقع من خلال عدة شوارع، منها الشارع الذي يؤدي إلى جامعة الخليل. ومن خلال شارع السلام –مفروق المدارس-.

## الفصل الثاني



شكل (1-2): الموقع العام والأبنية المحيطة بالمشروع



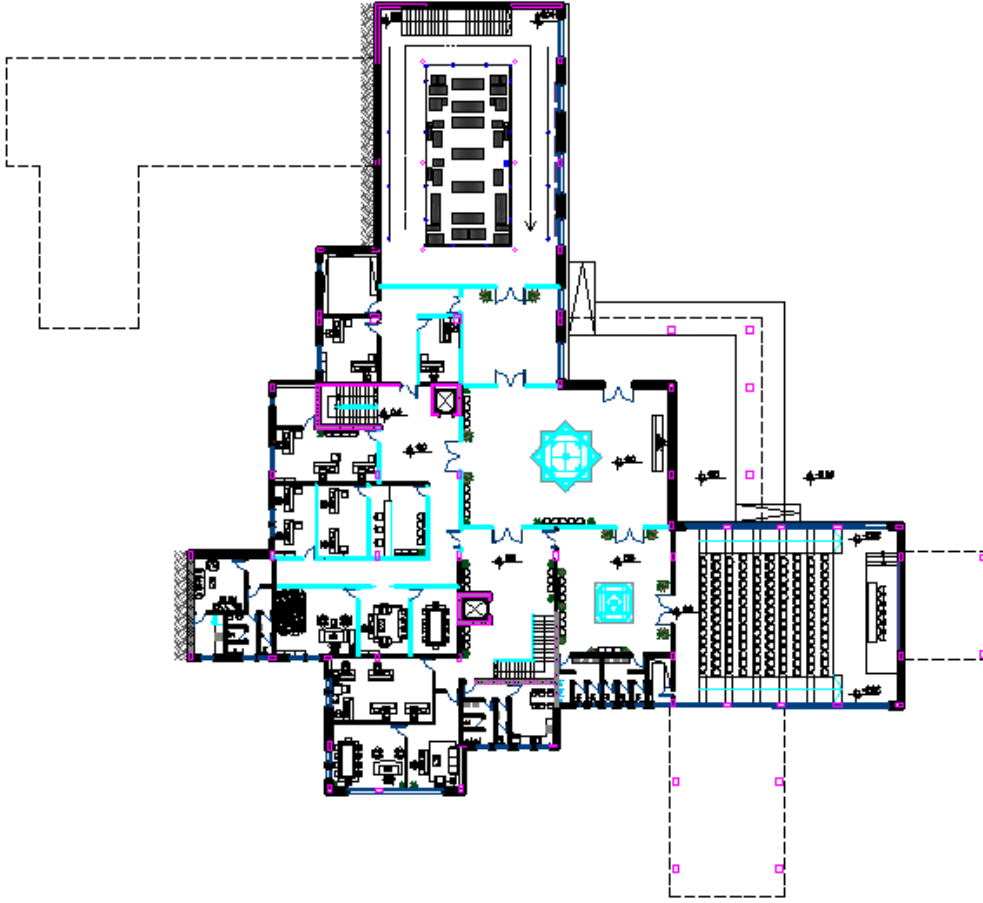
شكل (2-2): صورة جوية للموقع (الجزء المظلل هو حد قطعة الأرض المقترحة).

## الفصل الثاني

### 4.2 وصف المساقط الأفقية

#### 1.4.2 الطابق الأرضي

مساحة هذا الطابق هي 1630 متر مربع ويقع مستوى هذا الطابق أعلى مستوى سطح الأرض ب 34 سم ويحتوي على مدخل في الجهة الشمالية للبناء، ويوجد مدخل خاص في المسرح على الجهة الجنوبية للمبنى. ويستخدم هذا الطابق بأكمله لأغراض متعددة كالمكاتب وغرف الاجتماعات وغرف التدريس ومسرح وغيرها، كما انه يحتوي على وسائل إيصال إلى الطابق الأول من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموزعة في أنحاء هذا الطابق، كما هو موضح في المخطط التالي:-

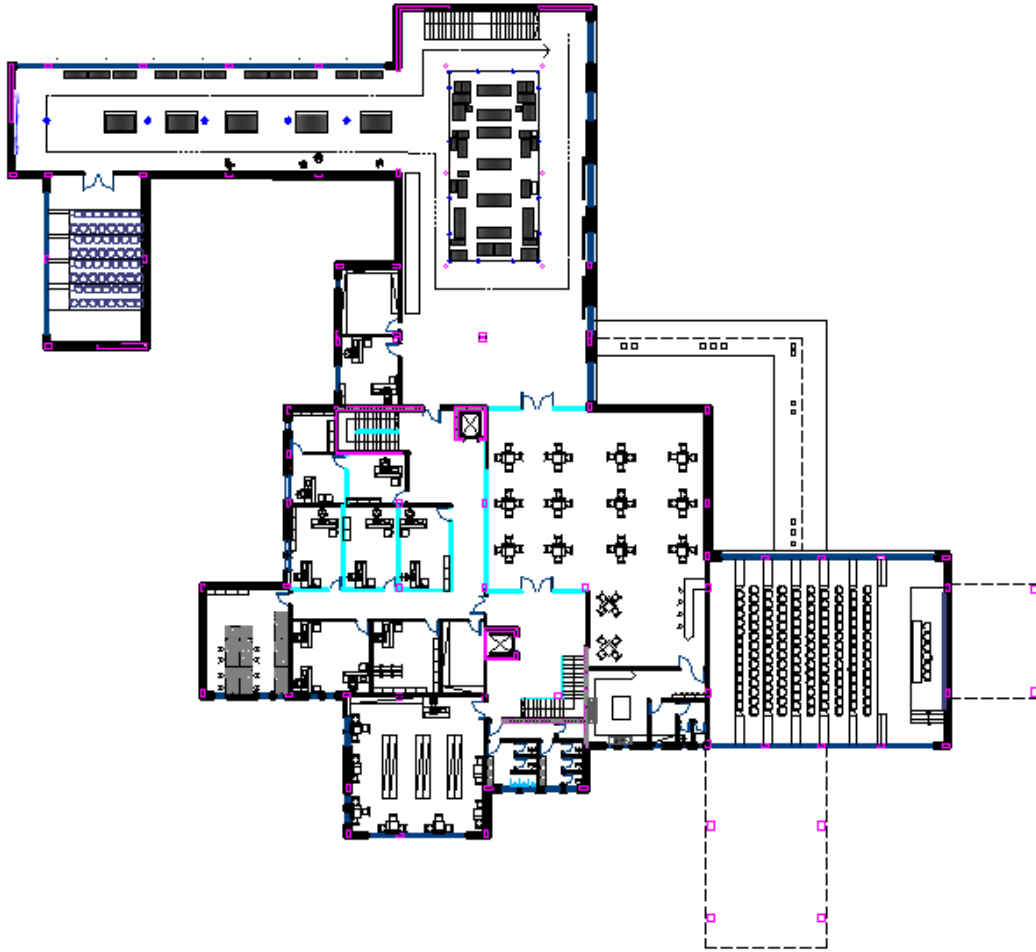


شكل (2-3): مخطط الطابق الأرضي

## الفصل الثاني

### 2.4.2 الطابق الاول :

ومساحة هذا الطابق هي 1568 متر مربع، ويحتوي على برورات في المبنى والتي تزيد من مساحة الطابق وتستخدم لأغراض جمالية ومعمارية، كما يتكون هذا الطابق من عدة غرف تعليمية بالإضافة إلى الكافتيريا ومطبخ وغيرها من المرفقات، وبمساحات مختلفة ومناسبة تخدم جميع أغراض الاستخدام، بالإضافة لوجود دورات المياه.

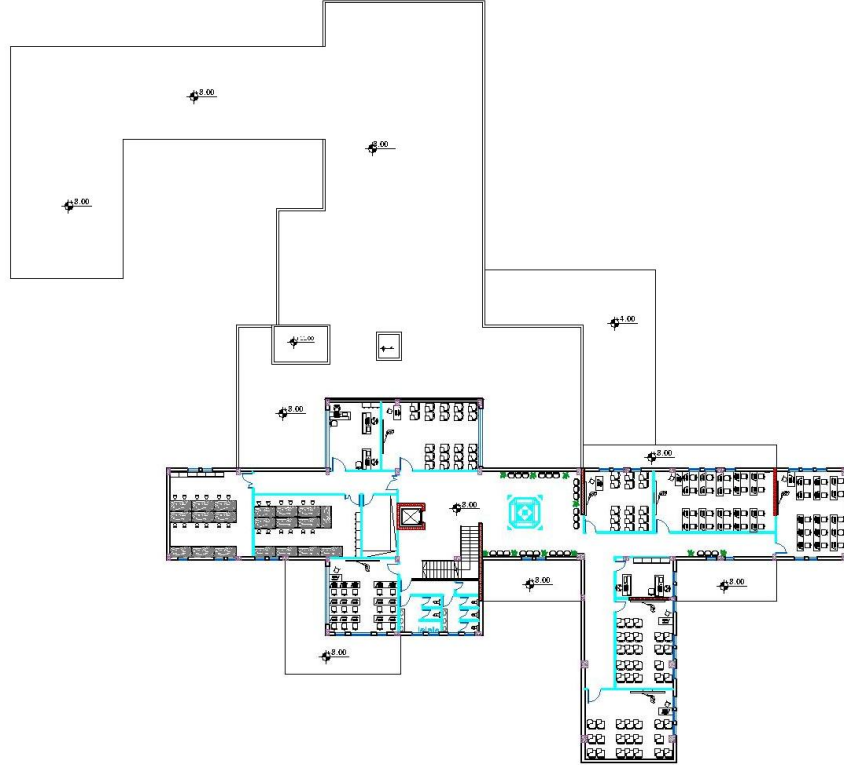


شكل (2-4): مخطط الطابق الأول .

## الفصل الثاني

### 3.4.2 الطابق الثاني :

ومساحة هذا الطابق هي 786 متر مربع، ويحتوي على بعض التراجعات في الجزء الشمالي والغربي للبناء، ويتكون هذا الطابق من عدد من الغرف الدراسية والمكاتب ومختبرات حاسوب وقاعة اجتماعات، وبمساحات مختلفة ومناسبة، بالإضافة لوجود دورات المياه كما هو موضح أدناه:

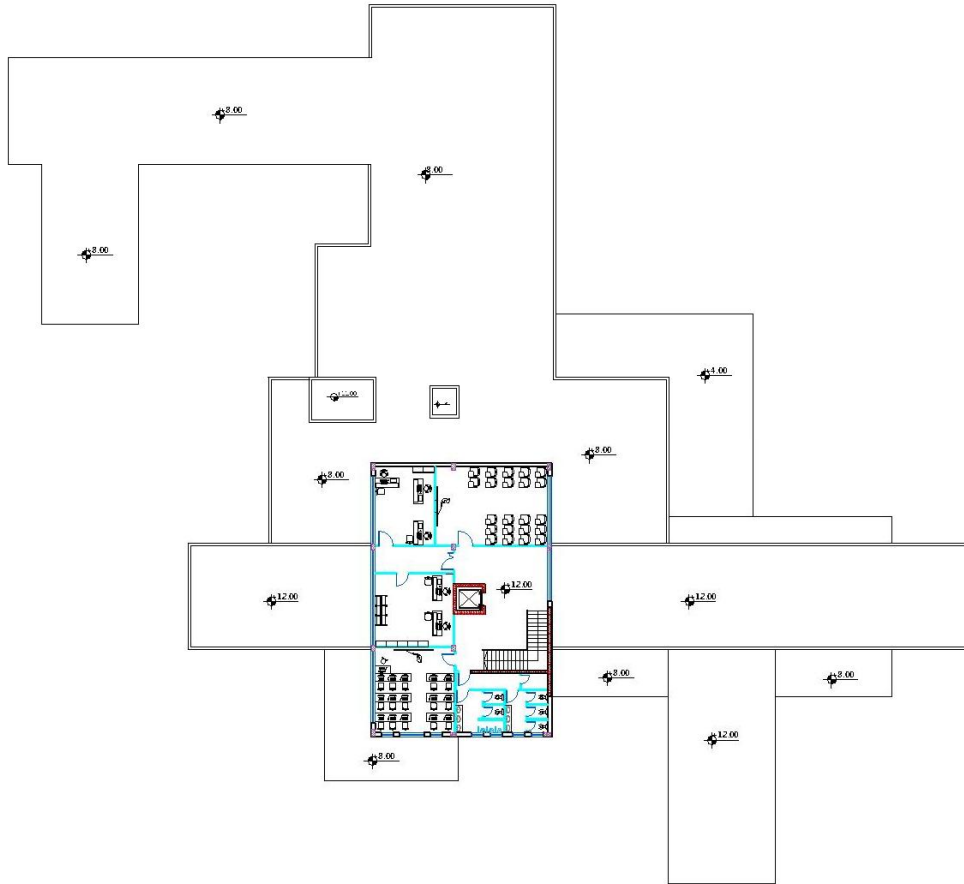


شكل (5-2): مخطط الطابق الثاني .

## الفصل الثاني

### 4.4.2 الطابق الثالث :

ومساحة هذا الطابق هي 278 متر مربع، ويتكون هذا الطابق من عدد من الغرف الدراسية والمكاتب ومختبرات حاسوب وقاعة اجتماعات، وبمساحات مختلفة ومناسبة، بالإضافة لوجود دورات المياه كما هو موضح أدناه:



شكل (2-6): مخطط الطابق الثالث .

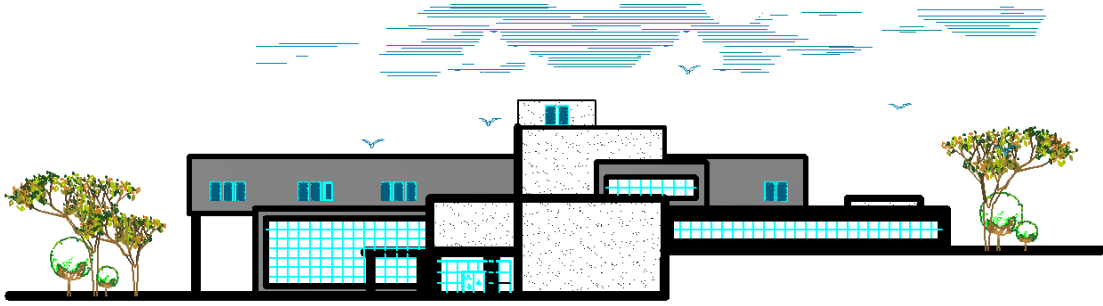


## الفصل الثاني

### 5.2 وصف الواجهات :

#### 1. الواجهة الشمالية:

وهي عبارة عن الواجهة الرئيسية للمبنى، والتي تظهر المدخل المؤدي إلى داخل المبنى، كما أن الجزء الأكبر لهذه الواجهة يظهر من خلال النوافذ الزجاجية الكبيرة نوعا ما، ما يضيف مظهرا جماليا ومعماريا لمبنى مركز تكنولوجيا معلومات، كما يظهر من خلال هذه الواجهة تداخل الكتل في المبنى وتنوع ارتفاع العقود ويظهر أيضا البروز في الكتلة الموجودة فوق عقدة المسرح ما يضيف إلى المبنى منظرا جماليا يسر الناظرين، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر المسمم لإطارات الشبابيك، كما يظهر في الشكل التالي:

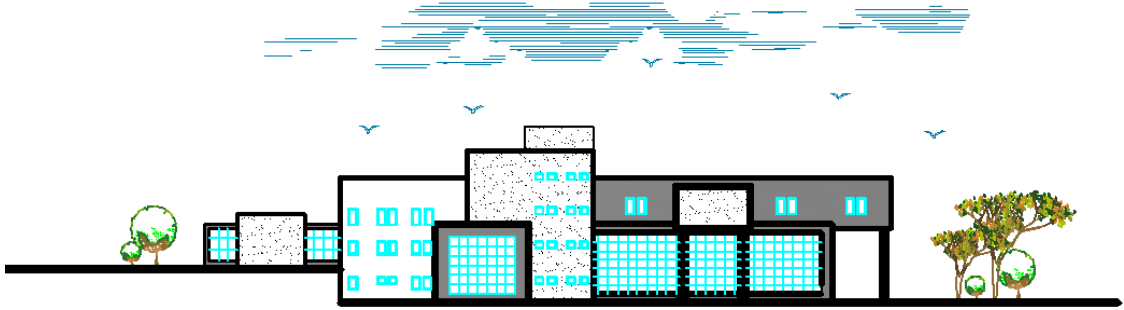


شكل(2-7): الواجهة الشمالية

#### 2. الواجهة الجنوبية :

تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الرئيسية للبناء، حيث يظهر فيها التوزيع المعماري كما هو موضح من بروزات وتداخل في الكتل في كل طابق وتظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية الكبيرة التي تعكس مظهرا جماليا للواجهة، كما يظهر تنوع استخدام المواد الإنشائية في الواجهة كالحجر المسمم والمواد الخرسانية كما يظهر في الشكل التالي:

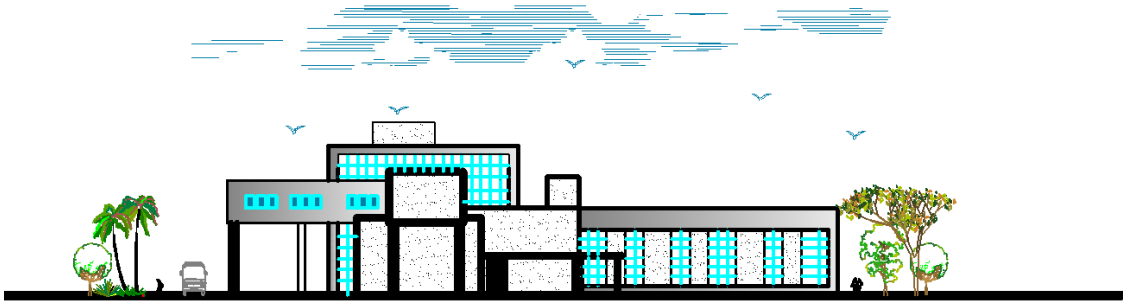
## الفصل الثاني



شكل(2-8): الواجهة الجنوبية

3. الواجهة الشرقية :

تكون هذه الواجهة والواجهة المقابلة لها الجزء الأقصر في المبنى ويظهر فيها البناء على مستوى واحد، كما يظهر فيها بروزات المبنى على شكل كتلة ضخمة استخدمت في إنشائها مادة خرسانية مع استخدام الحجر المسمم لإطارات الشبائيك، مع ظهور الشبائيك الطويلة والتي تضيف جمالا معماريا للبناء، كما يظهر في الشكل التالي:

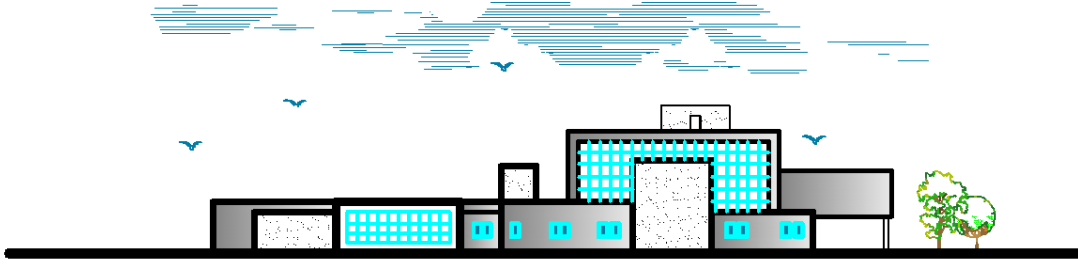


شكل(2-9) : الواجهة الشرقية

## الفصل الثاني

### 4. الواجهة الغربية :

تعتبر هذه الواجهة مماثلة في شكلها نوعا ما للواجهة الشرقية، حيث يظهر التصميم المعماري على شكل كتلة واحدة، تتميز هذه الواجهة بوجود أجزاء زجاجية ضخمة إضافة لواجهات من الحجر، التي تعطي مظهرا جماليا لهذه الواجهة من المبنى، مع احتواء هذه الواجهة على مدخل فرعي للجزء الجنوبي للمبنى، وتظهر من خلالها البروزات والتداخل في كتل المبنى بشكل واضح مشكلة هذا المظهر المعماري الجميل، كما في الشكل التالي:



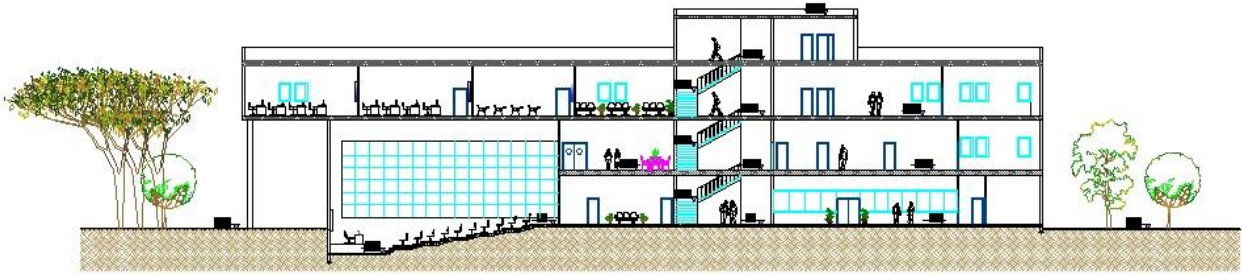
الشكل(2-10): الواجهة الغربية

### 6.2 وصف الحركة :

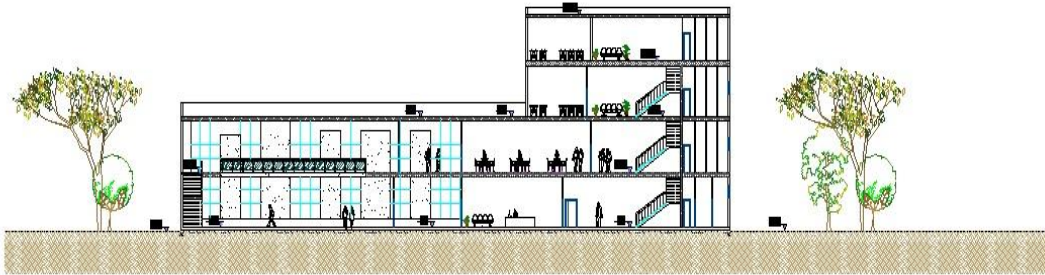
تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المبنى و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية، الموقع المرفق يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه أما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق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

وفي المقاطع التالية توضيح للوسائل المستخدمة في التنقل داخل المبنى:

## الفصل الثاني



شكل (10-2): Section A-A



شكل (12-2): Section B-B

## الفصل الثاني

7.2 صور توضيحية ثلاثية الأبعاد للمبنى :



شكل(2-13): صورة المدخل 3D



شكل(2-14): صور 3D

## الفصل الثالث

3

### الوصف الإنشائي

- 1.3 المقدمة.
- 2.3 هدف التصميم الإنشائي.
- 3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.
- 4.3 العناصر الإنشائية.

## الفصل الثالث

### 1.3 مقدمة

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

### 2.3 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن و متزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضاً أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- الأمان ( Safety ): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد ( Deflection ) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي 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 المثين والأمن وطريقة العمل المناسبة.

### 1.3.3 الأحمال

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

### الفصل الثالث

#### 1.1.3.3 الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والإتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m <sup>3</sup> )
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب الايتولايت	15
5	القضارة	22
6	الرمل	17

#### 2.1.3.3 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة ، او 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 و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (2-3) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.



### الفصل الثالث

الجدول (2-3) الأحمال الحية

الحمل الحي (KN/m <sup>2</sup> )	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
3.0 3.0 3.0 5.0	المباني التعليمية • غرف التدريس • الممرات والمداخل والأدراج • غرف التخزين • قاعات التجمع والمسارح	1
3.0 4.0 10.0-5.0	المباني الإدارية • المكاتب • السلالم • غرف التخزين	2
2.0	التجمعات • الكافتيريا	3
5.0	القاعات والصالات	4
4.0	المكتبات	5

### 3.1.3.3 الأحمال البيئية

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

#### 1. 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 اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار (0.4 KN/m<sup>2</sup>) حسب الكود الأردني.

## الفصل الثالث

### 2. الثلوج

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

- ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

الجدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

أحمال الثلوج (KN /M <sup>2</sup> )	علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر )
0	H < 250
(h-250) /1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

### 3. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الإلتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود المستخدم.

### 4.3 العناصر الإنشائية

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

## الفصل الثالث

### 1.4.3 العقدات

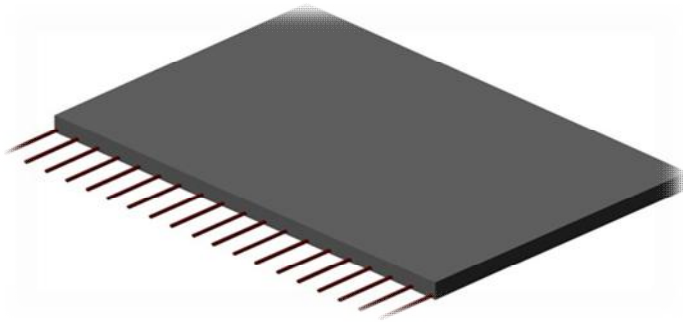
هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

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

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :
  - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
  - عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

#### 1.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (Solid Slabs) :

ومنها ما هو باتجاه واحد و اتجاهين وقد تم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد في بعض عقدات بيت الدرج وعقدة.



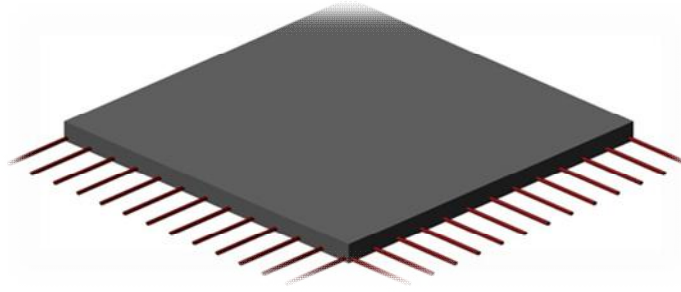
الشكل (1-3): عقدات مصمتة ذات الاتجاه الواحد.

#### 2.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث

### الفصل الثالث

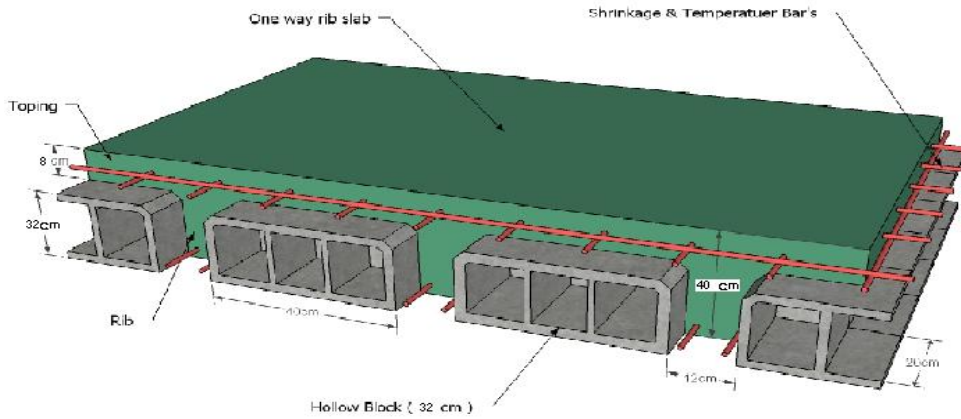
يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحة في الشكل (2-3). تم استخدام هذا النوع من العقدات في عدة الطابق الروف .



الشكل (2-3): عقدات مصمتة ذات الاتجاهين.

#### 3.1.4.3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، وقد تم استخدام هذه العقدات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها وفعاليتها.

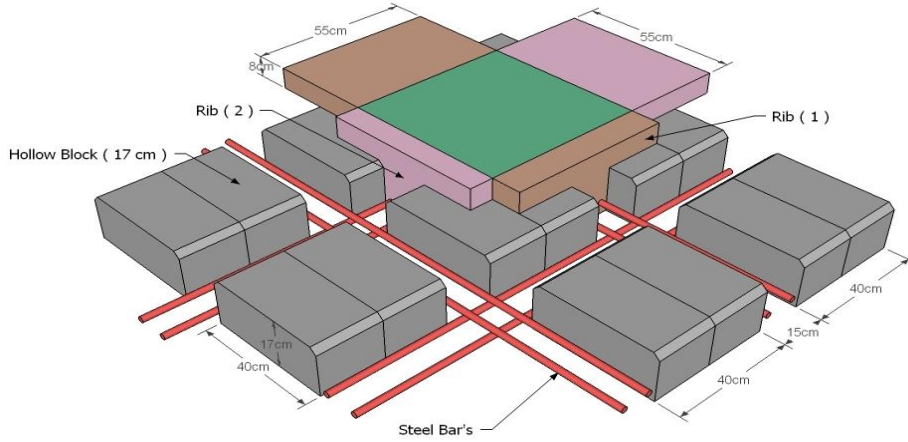


الشكل (3-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

## الفصل الثالث

### 4.1.4.3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

و هذا النوع سيتم استخدامه في عقدات الطوابق بشكل بسيط في المناطق ذات الابعاد الكبيرة وعدم القدرة على وضع الاعمدة الحاملة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.

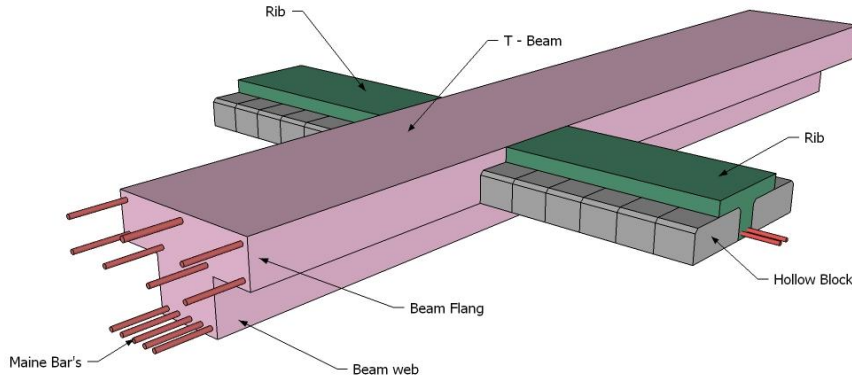
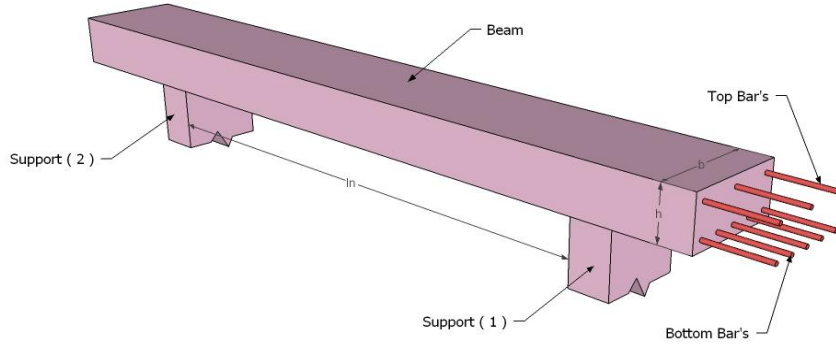


الشكل (3-4): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

### 2.4.3 الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين، جسور مسحورة ( مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Drop Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتقاربة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع، فضلاً عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة في أغلبها تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.

### الفصل الثالث

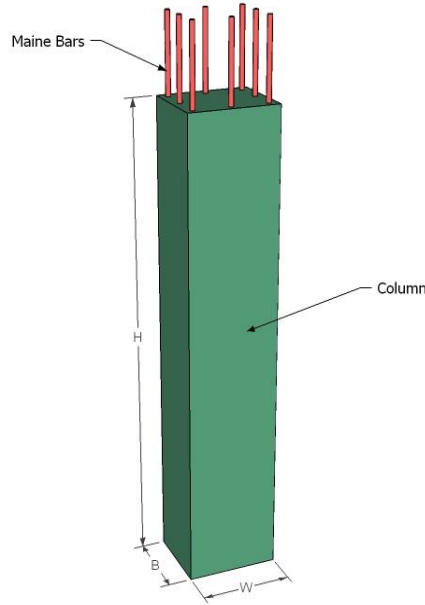


الشكل (3-5) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

### 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 والدائري والمضلع والمربع والمركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول ، فهناك الأعمدة الطويلة، بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة ، ومن حيث طبيعتها، ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، ويبين الشكل (3-6) مقطعا لعمود:

### الفصل الثالث



الشكل (6-3): أحد أشكال الأعمدة.

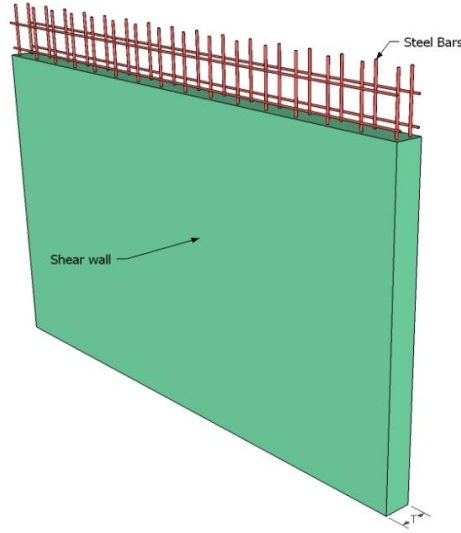
#### 4.4.3 جدران القص :

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

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.

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .

### الفصل الثالث



الشكل (7-3): جدار القص.

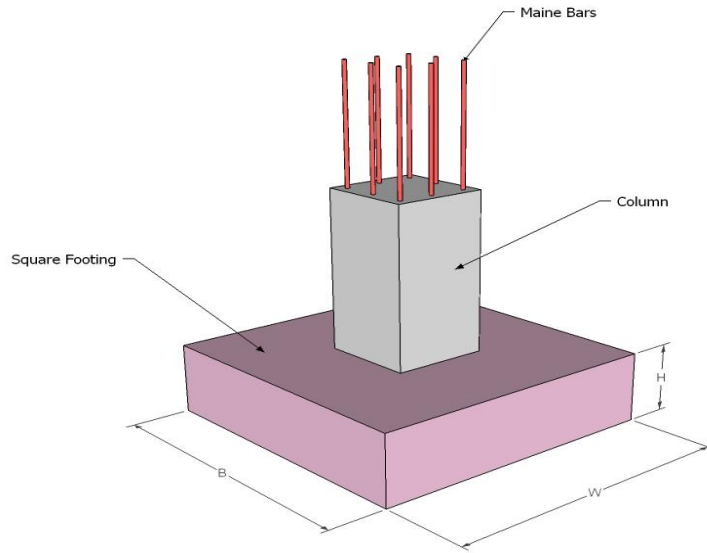
#### 5.4.3 الأساسات:

بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الإنتهاء 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.



### الفصل الثالث

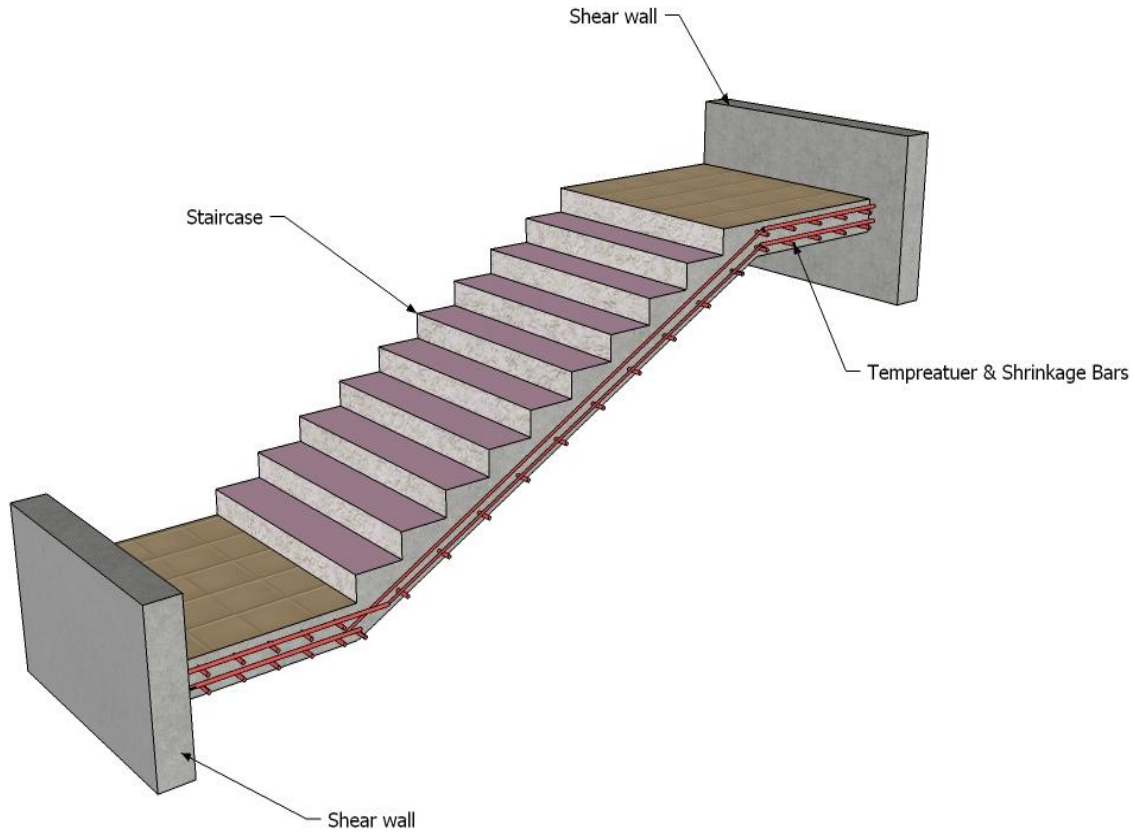


الشكل ( 8-3 ) : الأساس المنفرد.

### 6.4.3 الأدرج:

الأدرج عبارة عن العنصر المعماري والإنشائي 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 مصممة في اتجاه واحد ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي. والشكل ( 9-3 ) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .

### الفصل الثالث

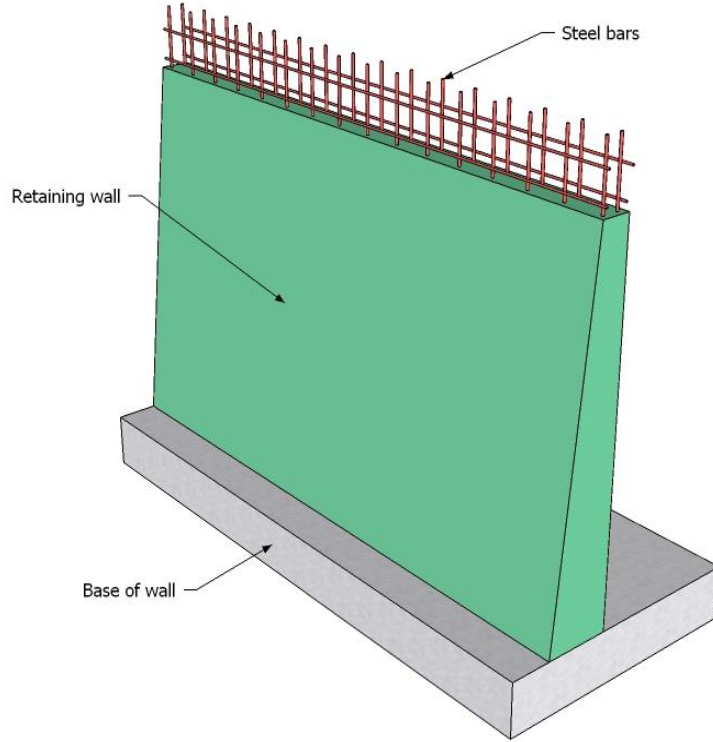


الشكل (9-3): الدرج .

#### 7.4.3 الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .

### الفصل الثالث



الشكل (10-3) جدار استنادي.

#### 8.4.3 فواصل التمدد (Expansions Joints):

تنفذ في كتل 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 .

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

### الفصل الثالث

- (40m) 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 .



# Chapter Four

## Structural Analysis and Design

- 4 . 1 Introduction.**
- 4 . 2 Factored Loads.**
- 4 . 3 Determination of Thickness.**
- 4 . 4 Load Calculation.**
- 4 . 5 Design of Topping.**
- 4 . 6 Design of One Way-ribbed Slab (R112).**
- 4 . 7 Design of Two Way-ribbed Slab (R221).**
- 4 . 8 Design of Two Way-solid Slab.**
- 4 . 9 Design of Beam (B144).**
- 4.10 Design of Column (C64).**
- 4.11 Design of Stairs.**
- 4.12 Design of Basement Wall.**
- 4.13 Design of Shear Wall (W08).**
- 4.14 Design of Isolated Footing (F1).**

## Chapter Four

### 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 one type of slab “one way ribbed slab”,. They would be analyzed and designed by a computer program called "ATIR- 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-318-14 code.

### 4.2 Factored Loads:

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$q_u = 1.2Dl + 1.6LL \qquad \text{ACI – 318 – 14 (5.3.1)}$$

DL: Dead Load .

LL: Live Load .

## Chapter Four

### 4.3 Slabs Thickness Calculation:

#### 4.3.1 Determination of thickness for one way rib slab:

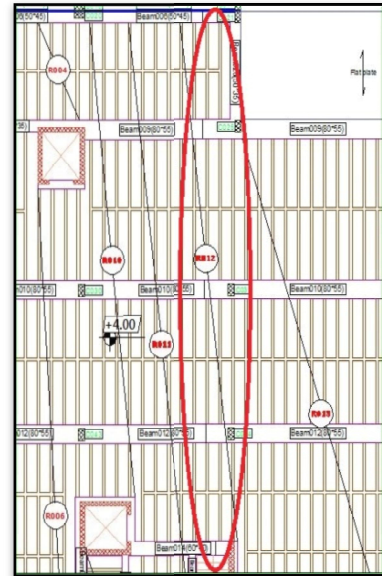
According to ACI-Code-318-14 ,Table (7.3.1.1), the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

$$\frac{L1}{18.5} = \frac{6.5}{18.5} = 0.351 \text{ m} \dots \text{ for max exterior span (control)}$$

$$\frac{L1}{21} = \frac{7.3}{21} = 0.347 \text{ m} \dots \text{ for max interior span}$$

Select Slab thickness **h= 35 cm**

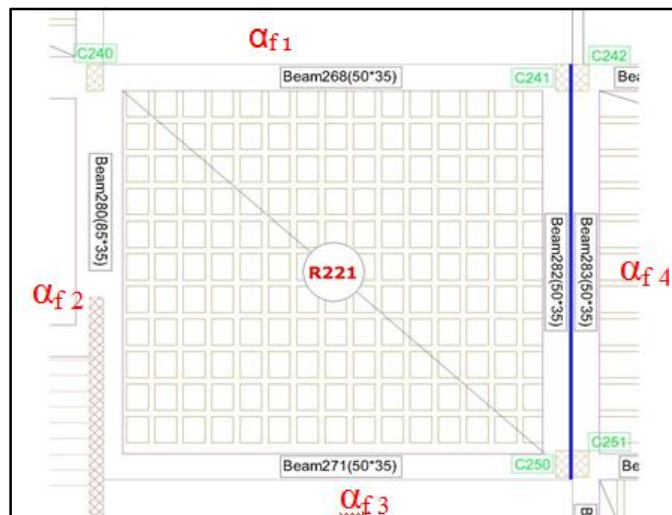
Note: We solved deflection that may appeared in some spans by reinforcements.



**Fig. (4-1) : Spans location of rib (R112)**

#### 4.3.2 Determination of thickness for two way- ribbed slab:

Assume the thickness for the shown ribbed slab (R221) is 35 cm .



**Fig. (4-2) : Tow way-rib slab location**

» Minimum thickness (deflection requirements):

ACI – 318 – 14 (8.3.1.2)

## Chapter Four

» All exterior and interior beam have rectangular section of 50cm, 85cm respectively and 45cm depth for both.

$$I_{b, 85} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{85 \cdot 45^3}{12} = 645469 \text{ cm}^3.$$

$$I_{b, 50} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 45^3}{12} = 379688 \text{ cm}^3.$$

» Slab section for exterior beam:

The moment of ribbed slab is the sum of moment of inertia of T-section ribs within

distance  $(\frac{L}{2} + b_w)$ .

was defined as one-way ribbed slab design ( $b_f = b_e$ )

» for rib  $b_f = 62 \text{ cm}$

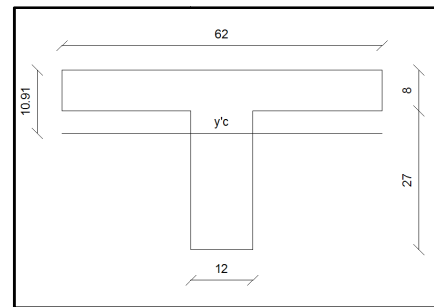
$$Y_c = \frac{50 \cdot 8 \cdot 4 + 12 \cdot 35 \cdot 17.5}{50 \cdot 8 + 35 \cdot 12} = 10.91 \text{ cm}.$$

$$I_{rib} = \frac{62 \cdot 10.91^3}{3} - \frac{50 \cdot 2.91^3}{3} + \frac{12 \cdot 24.09^3}{3} = 82347 \text{ cm}^4.$$

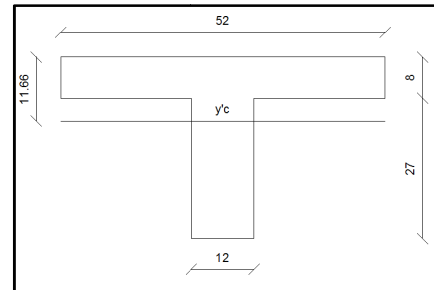
» for rib  $b_f = 52 \text{ cm}$

$$Y_c = \frac{40 \cdot 8 \cdot 4 + 35 \cdot 12 \cdot 17.5}{40 \cdot 8 + 35 \cdot 12} = 11.66 \text{ cm}.$$

$$I_{rib} = \frac{52 \cdot 11.66^3}{3} - \frac{40 \cdot 3.66^3}{3} + \frac{12 \cdot 23.34^3}{3} = 77682 \text{ cm}^4.$$



**Fig. (4-3) :** Rib section in long direction



**Fig. (4-4) :** Rib section in short direction

» (Exterior beams):

### Short direction

»  $L = 6.9 \text{ m}$ ,  $b_f = 62 \text{ cm}$ ,  $b_w = 50 \text{ cm}$ .

$$I_s = \frac{I_{rib} \cdot (L/2 + b_w)}{b_f} = \frac{82347 \cdot (\frac{690}{2} + 50)}{62} = 524630 \text{ cm}^4.$$

### Long direction

»  $L = 7.7 \text{ m}$ ,  $b_f = 52 \text{ cm}$ ,  $b_w = 50 \text{ cm}$ .

$$I_s = \frac{I_{rib} \cdot (L/2 + b_w)}{b_f} = \frac{77682 \cdot (\frac{770}{2} + 50)}{52} = 649840 \text{ cm}^4.$$

»  $L = 7.7 \text{ m}$ ,  $b_f = 52 \text{ cm}$ ,  $b_w = 85 \text{ cm}$ .



## Chapter Four

$$I_s = \frac{I_{rib} * (L/2 + bw)}{b_f} = \frac{77682 * (\frac{770}{2} + 85)}{52} = 702126 \text{ cm}^4 .$$

$$\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{379688}{524630} = 0.724$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{645469}{649840} = 0.993$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{379688}{524630} = 0.724$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{379688}{649840} = 0.584$$

$$\sum \alpha_{fm} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.724 + 0.993 + 0.724 + 0.584}{4} = 0.756$$

$$2 > \alpha_{fm} > 0.2$$

$$\beta = \frac{L_{Long}}{L_{short}} = \frac{10.2}{10.1} = 1.01$$

$$h_{min} = \frac{l_n * (0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta * (\alpha_{fm} - 0.2)} = \frac{7700 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.116 * (0.756 - 0.2)} = 21.66 \text{ mm} < h = 35 \text{ mm} \dots \text{Ok}$$

Take slab thickness  $h_{slab} = 350 \text{ mm}$ .

( 6cm cement block, 21 cm polystyrene block( kalkal), 8 cm cover )

### 4.3.3 Determination of thickness for two way-solid slab:

»Minimum thickness (deflection requirements):

ACI – 318 – 14 (8.3.1.2)

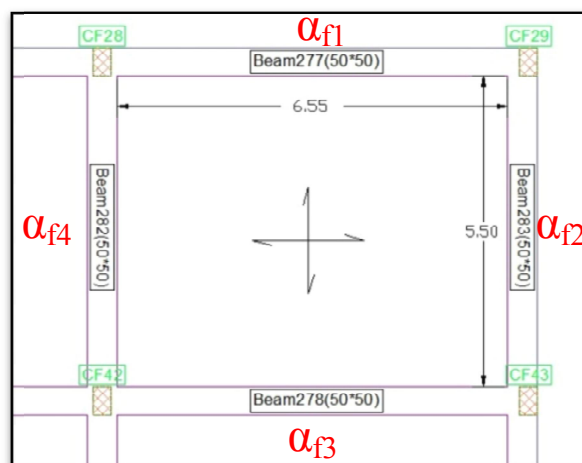


Fig. (4-5) : Solid slab in roof

## Chapter Four

$$h_{\min} = \frac{2 * (5.5 + 6.55)}{180} = 0.134 \text{ m}$$

Select primary thickness  $h = 15 \text{ cm}$

»For exterior beam

According to ACI-Code-318-14(8.4.1.8), the section of beams are computed as follow:

$$hw = 35 \text{ cm} < 4 \cdot h = 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \dots \text{ok}$$

$$y_c = \frac{15 \cdot (50+35) + 50 \cdot 35 \cdot (35/2)}{15 \cdot (35 \cdot 50) + 50 \cdot 35} = 28 \text{ cm}$$

$$I_b = \frac{(50 + 35) \cdot (15 + 7)^3}{3} - \frac{35 \cdot 7^3}{3} + \frac{50 \cdot 28^3}{3} = 663558.3 \text{ cm}^4$$

»For interior beam

$$hw = 35 \text{ cm} < 4 \cdot h = 4 \times 15 = 60 \text{ cm} \dots \text{ok}$$

$$hw + 2hw = 50 + 2 \times 35 = 120 \text{ cm}$$

$$hw + 8hf = 50 + 8 \times 15 = 170 \text{ cm}$$

select 120 cm

$$y_c = \frac{15 \cdot 120 \cdot \left(35 + \frac{15}{2}\right) + 35 \cdot 50 \cdot \frac{35}{2}}{15 \cdot 120 + 35 \cdot 50} = 30.2 \text{ cm}$$

$$I_b = \frac{120 \cdot (15 + 4.8)^3}{3} - \frac{2 \cdot 35 \cdot 4.8^3}{3} + \frac{50 \cdot 30.2^3}{3} = 766975 \text{ cm}^4$$

»For slab in short direction :

$$I_s = \frac{\left(50 + \frac{550}{2}\right) \cdot 15^3}{12} = 91406.3 \text{ cm}^4 \dots \text{Exterior slab}$$

$$I_s = \frac{\left(50 + \frac{550+456}{2}\right) \cdot 15^3}{12} = 155531.25 \text{ cm}^4 \dots \text{Interior slab}$$

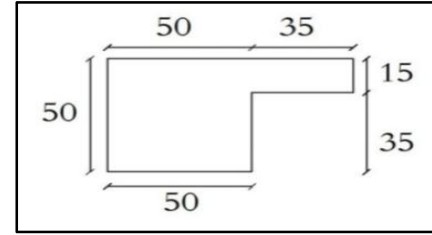
»For slab in long direction :

$$I_s = \frac{\left(50 + \frac{655}{2}\right) \cdot 15^3}{12} = 106171.9 \text{ cm}^4 \dots \text{Exterior slab}$$

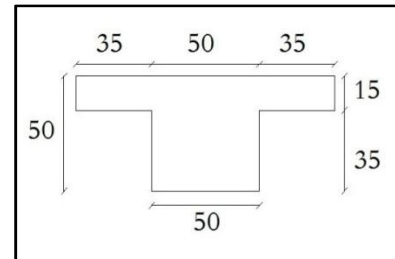
$$I_s = \frac{\left(50 + \frac{540+655}{2}\right) \cdot 15^3}{12} = 182109. \text{cm}^4 \dots \text{Interior slab}$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{663558.3}{91406.3} = 7.26$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{663558.3}{106171.9} = 6.25$$



**Fig. (4-6) :** Exterior beam section



**Fig. (4-7) :** Interior beam section

## Chapter Four

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{766975}{155531.25} = 4.93$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{766975}{182109.4} = 4.21$$

$$\alpha_{fm} = \frac{7.26 + 6.25 + 4.93 + 4.21}{4} = 5.66$$

$$\alpha_{fm} = 5.66 > 2$$

So the minimum thickness of slab will be:

$$h_{\min} = \frac{\ln \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{6550 \left( 0.8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 1.19} = 154.25 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{\ln_{\text{long}}}{\ln_{\text{short}}} = \frac{6.55}{5.5} = 1.19$$

Primary thickness = 15cm < 15.425 cm

Take slab thickness  $h_{\text{slab}} = 200 \text{ mm}$ .

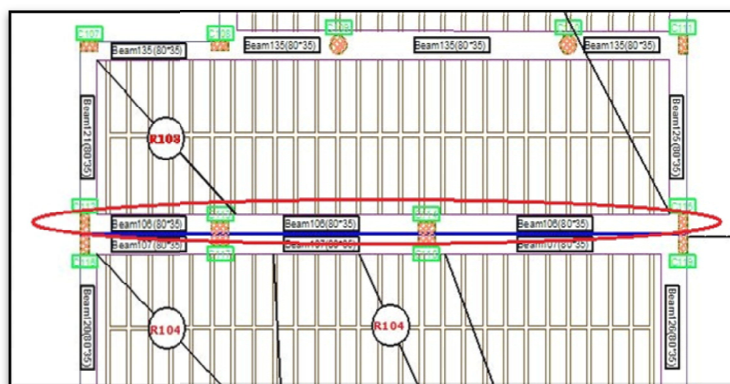
### 4.3.4 Determination of thickness for beam (B144):

According to ACI-Code-318-14 ,Table (7.3.1.1), the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

$$\frac{L1}{18.5} = \frac{7.6}{18.5} = 0.41 \text{ m} \dots \text{ for exterior span (control)}$$

$$\frac{L1}{21} = \frac{6.1}{21} = 0.29 \text{ m} \dots \text{ for interior span}$$

→Select total depth of beam **h=45 cm. ( drop beam)**.



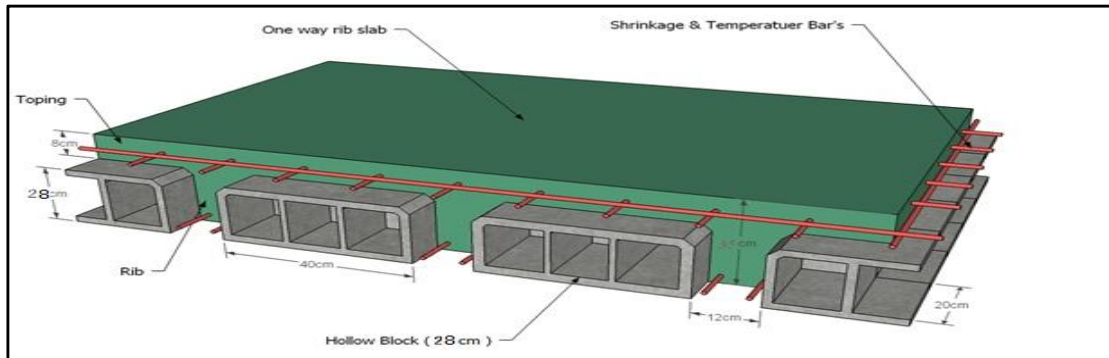
**Fig. (4-8) : Beam(B144) location**

## Chapter Four

### 4.4 Load calculations:

#### 4.4.1 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. (4-9) : One way rib slab**

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

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

N o.	Material	Quality Density KN/m <sup>3</sup>	Calculation
1	Topping	25	$0.62 \times 0.08 \times 25 = 1.24$
2	Rib	25	$0.27 \times 0.12 \times 25 = 0.81$
3	Sand	17	$0.62 \times 0.07 \times 17 = 0.74$
4	Mortar	22	$0.62 \times 0.03 \times 22 = 0.41$
5	Tile	23	$0.62 \times 0.03 \times 23 = 0.43$
6	Plaster	22	$0.62 \times 0.02 \times 22 = 0.27$
7	Block	15	$0.5 \times 0.6 \times 15 = 0.45$
8	Partitions	2	$0.62 \times 2 = 1.24$
=	$\Sigma$	5.6	KN/m

## Chapter Four

Nominal total dead load = 5.60 KN/m<sup>2</sup> of rib.

Nominal total live load = 5 × 0.62 = 3.1 KN/m<sup>2</sup> of rib.

### 4.4.2 Tow way- ribbed slab:

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

**Table (4 – 2)** Dead load calculation for two way rib slab

Material	Quality Density KN/m <sup>3</sup>	Calculation	W KN
Tiles	23	23×0.03×0.62×0.52	0.222
Mortar	22	22×0.03×0.62×0.52	0.213
Sand	17	17×0.07×0.62×0.52	0.384
Reinforced Concrete Topping	25	25×0.08×0.62×0.52	0.645
RC. Rib	25	25×0.27×0.12(0.62+0.4)	0.826
Concrete block(0.5×0.20×0.06)	15	15×0.06×0.5×0.4	0.118
Plaster	22	22×0.02×0.62×0.52	0.142
		Σ =	2.612 KN

Dead load of slab :

$$DL = \frac{2.612}{0.62 \times 0.52} = 8.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_D = 1.2 \times 8.1 = 9.72 \text{ KN/m}^2.$$

Live load of slab :

$$W_L = 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{\text{total}} = 9.72 + 8 = 17.72 \text{ KN/m}^2.$$

## Chapter Four

### 4.4.3 Tow way- solid slab:

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

**Table (4 – 3)** Dead load calculation for two way solid slab

No.	Parts of Rib	Quality Density KN/m <sup>3</sup>	Calculation
1	Reinforced concrete	25	0.2×25 = 5
2	Plaster	22	0.02×22 = 0.44
$\Sigma =$			5.44 KN/m <sup>2</sup>

Nominal total dead load = 5.44 KN/m<sup>2</sup>.

Nominal total snow load = 1 KN/m<sup>2</sup>.

### 4.4.4 Topping for ribbed slab:

For the topping , the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

**Table (4 – 4)** Dead load calculation for topping

No.	Parts of Rib	Quality Density KN/m <sup>3</sup>	Calculation
1	Reinforced Concrete Topping	25	0.08×25×1
2	Sand	17	0.07×17×1
3	Mortar	22	0.02×22×1
4	Tile	23	0.03×23×1
5	Plaster	22	0.02×22×1
$\Sigma =$			4.77 KN/m

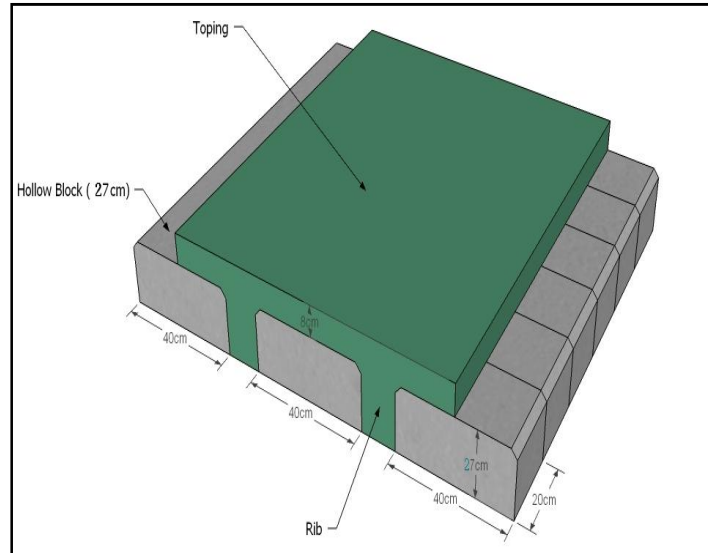
Nominal total dead load = 4.77 KN/m<sup>2</sup>.

Nominal total live load = 5 KN/m<sup>2</sup>.

## Chapter Four

### 4.5 Design of topping:

**Design of topping for ribbed slab as a plain concrete section :-**



**Fig. (4-10) : Topping of one way rib slab**

$$q_u = 1.2 \times D + 1.6 \times L$$

$$= 1.2 \times 4.77 + 1.6 \times 5 = 13.72 \text{ KN/m. (total factored load)}$$

$$M_u = \frac{W_u \cdot l^2}{12} = \frac{13.72 \cdot 0.5^2}{12} = 0.286 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 0.55 \cdot 0.42 \cdot \sqrt{24} \cdot 1000 \cdot 80^2 / 6 = 1.28 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 1.28 \text{ KN.m} > M_u = 0.286 \text{ KN.m}$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 80 = 144 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Number of } \phi 8 = \frac{A_{s\text{req}}}{A_{\text{bar}}} = \frac{144}{50.3} = 2.86 \rightarrow \text{Spacing}(S) = \frac{1}{2.87} = 35 \text{ cm} = 350 \text{ mm.}$$

$$\leq 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times C_c \leq 380 \left( \frac{280}{f_s} \right)$$

$$= 380 \times \left( \frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2.5 \times 20 \leq 380 \times \left( \frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right)$$

$$= 380 \times \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) - 2.5 \times 20 \leq 380 \times \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right)$$

$$= 330 \text{ mm.} \leq 350 \text{ mm.}$$

$$\leq 3 \times h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm.} \dots \dots \dots \text{controlled.}$$

$$\leq 450 \text{ mm.}$$

**∴ Use  $\phi 8 @ 20 \text{ cm}$  in both directions.**

## Chapter Four

### 4.6 Design of one way-ribbed slab (R112)

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

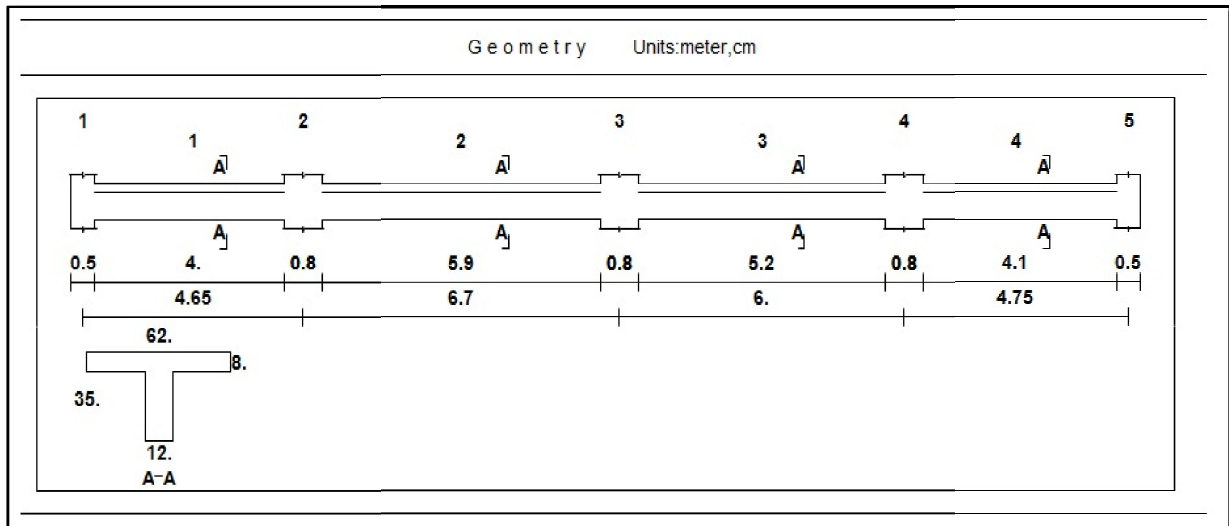


Fig. (4-11) : Geometry of rib

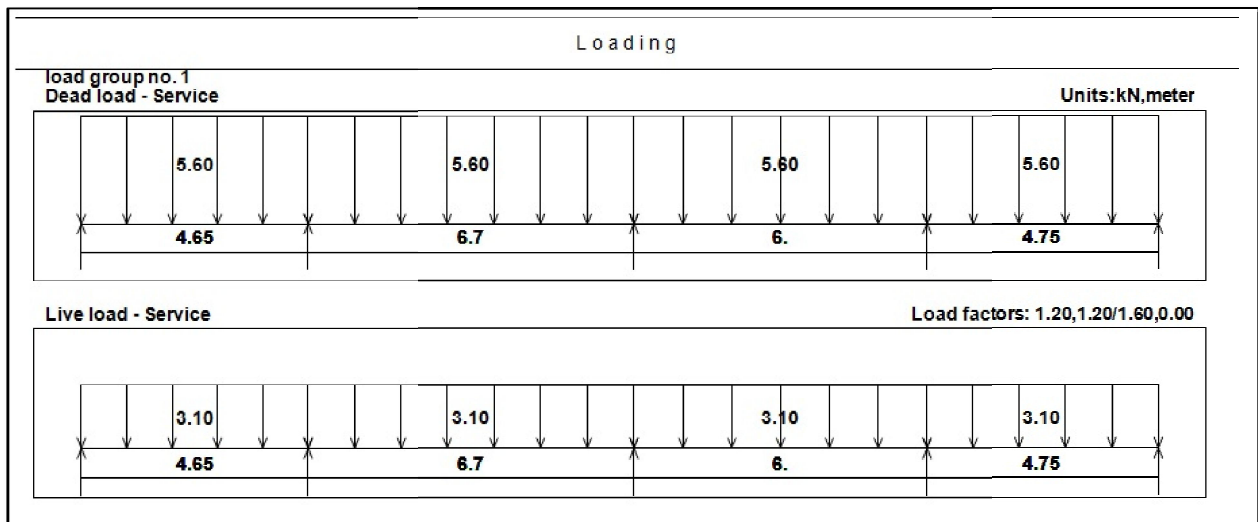
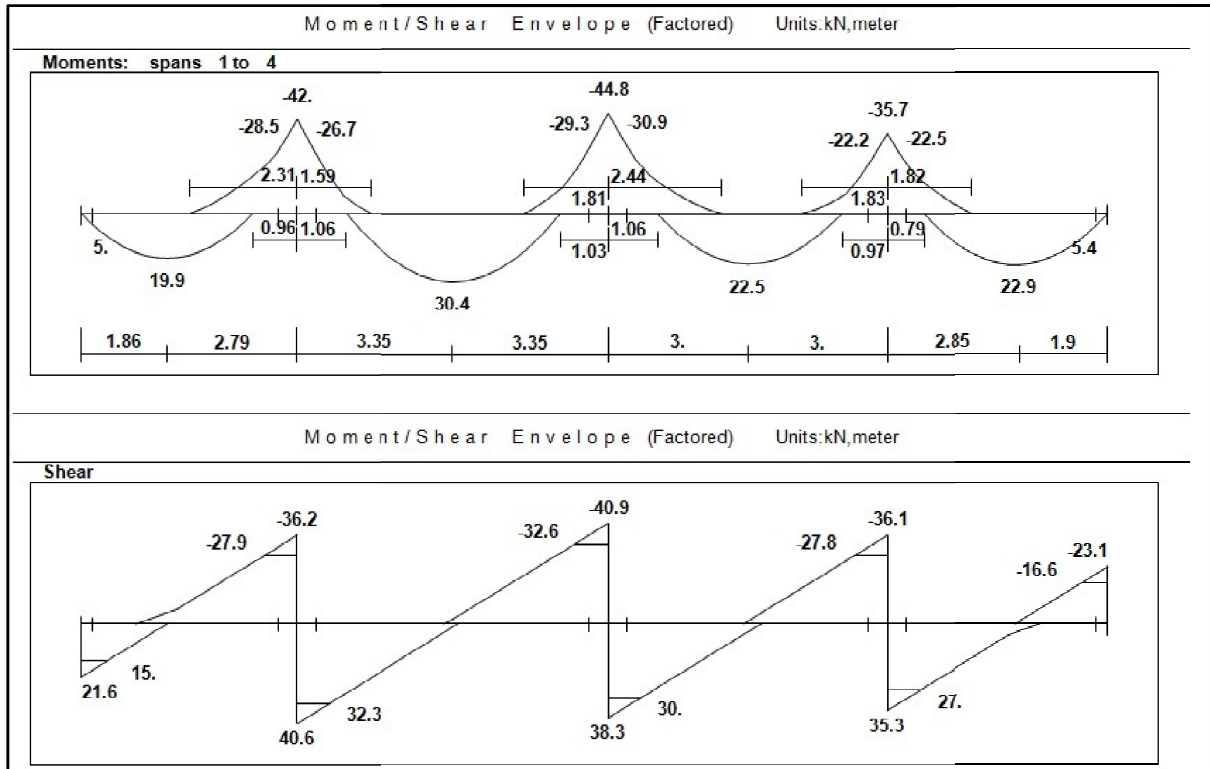


Fig. (4-12) : Service loading of rib



## Chapter Four



**Fig. (4-13) : Moment & shear envelope of rib**

**Material :-**

concrete B300       $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$   
 reinforcement steel       $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

**4.6.1 Design of flexure of rib:-**

**4.6.1.1 Design of positive moment of rib (Rib112):-**

Effective flange width (  $b_E$  ) ACI-318-14 (6.3.2)

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

$= 350 - 20 - 8 - 12/2 = 316 \text{ mm.}$

$b_E \leq \frac{1}{2} * \text{clear span} + b_w = 0.5 \times 500 + 120 = 620 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$

$\leq \text{Span}/4 = 6700/4 = 1675 \text{ mm.}$

$\leq (16 \times t_f) + b_w = (16 \times 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$

**→  $b_E = 620 \text{ mm.}$**

for main positive reinforcement  $\Phi 12$  assume bar diameter

## Chapter Four

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$$

$$= 350 - 20 - 8 - 12/2 = 316 \text{ mm.}$$

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For  $hf = 0.08 \text{ m}$

$$M_{nf} = 0.85 f'_c * b_E * t_f * \left( d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 * 24 * 0.62 * 0.08 * \left( 0.316 - \frac{0.08}{2} \right) * 10^3 = 279.27 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 * 279.27 = 251.34 \text{ KN.m}$$

### 1) Maximum positive moment $M_u^{(+)} = 30.4 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow \phi M_{nf} = 251.34 \text{ KN.m} > M_{u \max} = 30.4 \text{ KN.m.}$$

∴ Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 30.4 / 0.9 = 33.77 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{33.77 * 10^6}{620 * 316^2} = 0.545 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.545 * 20.6}{420}} \right) = 0.00132 .$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho * b_E * d = 0.00132 * 620 * 316 = 258.6 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \quad \text{ACI-318-14 (9.6.1.2)}$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 316 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 316$$

$$= 110.58 \text{ mm}^2 < 126.4 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{ Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 126.4 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 258.6 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 258.6 \text{ mm}^2.$$

$$2 \phi 14 = 308 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 258.6 \text{ mm}^2 \dots \text{ OK.}$$

∴ Use **2  $\phi 14$**

$$\rightarrow \text{Check for strain: } -(\epsilon_s \geq 0.005) \quad \text{ACI-318-14 (9.3.3)}$$

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$308 * 420 = 0.85 * 24 * 620 * a$$

$$a = 10.22 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{10.22}{0.85} = 12 \text{ mm}$$

$$\times \text{ Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

## Chapter Four

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{d \cdot 0.003}{c} - 0.003 \\ &= \frac{316 \cdot 0.003}{12} - 0.003 = 0.076 > 0.005\end{aligned}$$

∴  $\phi = 0.9$  .... OK.

### 2) Positive moment $M_u^{(+)} = 22.9 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow \phi M_{nf} = 251.34 \text{ KN.m} > M_{u \max} = 22.9 \text{ KN.m.}$$

∴ Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 22.9 / 0.9 = 25.44 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{25.44 \cdot 10^6}{620 \cdot (316)^2} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot K_n \cdot m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.41 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.001\end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = \rho \times b_E \times d = 0.001 \times 620 \times 316 = 195.9 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 195.9 \text{ mm}^2 > A_{s \min} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 2 \text{ } \phi 12 \text{ with } A_s = 226 \text{ mm}^2 > A_s = 195.9 \text{ mm}^2$$

∴ Use **2  $\phi 12$** .

### → Check for strain: $(\epsilon_s \geq 0.005)$

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 620 \times a$$

$$a = 7.51 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.51}{0.85} = 8.83 \text{ mm} \quad \times \text{ Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{d \cdot 0.003}{c} - 0.003 \\ &= \frac{316 \cdot 0.003}{8.83} - 0.003 = 0.104 > 0.005\end{aligned}$$

∴  $\phi = 0.9$  .... OK.

### 4.6.1.2 Design of negative moment of rib (Rib112):-

According to ACI-318-14 (9.4.2.1), For beams built integrally with supports, **M<sub>u</sub>** at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

#### 1) Maximum negative moment $M_u^{(-)} = 30.9 \text{ KN.m}$

Design as rectangular section with  $b = b_w = 120 \text{ mm}$

$$M_n = M_u / \phi = 30.9 / 0.9 = 34.33 \text{ KN.m}$$

## Chapter Four

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{34.33 \times 10^6}{120 \times 316^2} = 2.86 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.86 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00737.$$

$$\rightarrow A_s = \rho \times b_w \times d = 0.00737 \times 120 \times 316 = 279.5 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_s = 297.5 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$2 \text{ } \emptyset 14 = 308 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 297.5 \text{ mm}^2 \dots \text{ OK.}$$

**∴ Use 2 ∅14**

**→ Check for strain:-( $\epsilon_s \geq 0.005$ )**

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$308 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 52.82 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.14 \text{ mm}$$

× Note:  $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\epsilon_s = \frac{d \cdot 0.003}{c} - 0.003$$

$$= \frac{316 \cdot 0.003}{62.14} - 0.003 = 0.0122 > 0.005$$

∴  $\emptyset = 0.9 \dots \text{ OK.}$

### 4.6.2 Design of shear of rib (R112)

$V_c$ , provided by concrete for the ribs shall be permitted to be taken as 1.1 times than that for beams. ACI-318-14 (9.8.1.5)

$$d = 316 \text{ mm.}$$

$$V_u = 32.6 \text{ KN.}$$

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

$$= 1.1 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.12 \times 0.316 \times 10^3 = 34.06 \text{ KN.}$$

$$\emptyset V_c = 0.75 \times 34.06 = 25.54 \text{ KN.}$$

take region III :

$$V_{\text{limit}} = \emptyset * V_c + \emptyset * V_s$$

$$1.1 \emptyset * V_c = 25.54 \text{ KN}$$

## Chapter Four

$$\phi * V_{S_{\min}} = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 120 * 316 = 8.7 \text{ KN}$$

or

$$\phi * V_{S_{\min}} = \frac{0.75}{3} * 120 * 316 = 9.5 \text{ KN}$$

$$\phi * V_{S_{\min}} = 9.5 \text{ KN}$$

$$V_{\text{limit}} = 25.54 + 9.5 = 35.04 \text{ KN} > V_u = \mathbf{32.6 \text{ KN.}}$$

$$\phi * V_c < V_u \leq \phi * (V_c + V_{s_{\min}})$$

min. reinforcement is required

$$V_{S_{\min}} = \frac{9.5}{0.75} = 12.7 \text{ KN}$$

$$\text{select 2 leg } \phi 8 \text{ , , , , } A_v = 2 * 50.3 = 100.6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S_{\text{req}}} = \frac{V_{S_{\min}}}{f_y * d} \Rightarrow S_{\text{req}} = \frac{100.6 * 420 * 316}{12.7 * 10^3} = 1051.3 \text{ mm}$$

$$S_{\text{req}} \leq \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158 \leq 600 \text{ mm}$$

**select  $\phi 8 @ 15 \text{ cm}$  .**

### 4.7 Design of two way- ribbed slab (R221):-

**Material :-**

concrete	B300	$F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
Reinforcement Steel		$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

$$W_D = 1.2 \times 8.1 = 9.72 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_L = 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{\text{total}} = 9.72 + 8 = 17.72 \text{ KN/m}^2.$$

#### 4.7.1 Moments calculations:

$$M_a = C_a \times W \times L_a^2 \times b_f, b_f = 52 \text{ cm}$$

$$M_b = C_b \times W \times L_b^2 \times b_f, b_f = 62 \text{ cm}$$

$$\frac{l_a}{l_b} = \frac{6.9}{7.7} = 0.90 \quad \text{Case (1)}$$

» Positive moments : (Table2+ Table 3) :

## Chapter Four

$$C_{a,D} \left( \frac{l_a}{l_b} = 0.9 \right) = 0.045$$

$$M_{a, \text{pos}, D} = 0.045 \times 9.72 \times 6.9^2 \times 0.52 = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$C_{a,L} \left( \frac{l_a}{l_b} = 0.9 \right) = 0.045$$

$$M_{a, \text{pos}, L} = 0.045 \times 8 \times 6.9^2 \times 0.52 = 8.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{a, \text{pos}} = M_{a, \text{pos}, D} + M_{a, \text{pos}, L} = 10.83 + 8.91 = 19.74 \text{ kN.m}$$

$$C_{b,D} \left( \frac{l_a}{l_b} = 0.9 \right) = 0.029$$

$$M_{b, \text{pos}, D} = 0.029 \times 9.72 \times 7.7^2 \times 0.62 = 10.36 \text{ KN.m}$$

$$C_{b,L} \left( \frac{l_a}{l_b} = 0.9 \right) = 0.029$$

$$M_{b, \text{pos}, L} = 0.029 \times 8 \times 7.7^2 \times 0.62 = 8.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{b, \text{pos}} = M_{b, \text{pos}, D} + M_{b, \text{pos}, L} = 10.36 + 8.53 = 18.89 \text{ kN.m}$$

» Negative moment at Discontinuous edges =  $\left(\frac{1}{3} \times \text{positive moment}\right)$

$$M_{a, \text{neg}} = \frac{1}{3} \times 19.74 = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{b, \text{neg}} = \frac{1}{3} \times 18.89 = 6.3 \text{ KN.m}$$

### 4.7.2 Design of flexure:-

#### 4.7.2.1 Design of positive moment :-

##### »Short direction

$$d = \text{depth - cover - diameter of stirrups - (diameter of bar/ 2)}$$

$$= 350 - 20 - 8 - 12/2 = 316 \text{ mm.}$$

$$b_E \leq \frac{1}{2} * \text{clear span} + b_w = 0.5 \times 400 + 120 = 520 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$$

$$\leq \text{Span}/4 = 6900/4 = 1725 \text{ mm.}$$

$$\leq (16 \times t_f) + b_w = (16 \times 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow b_E = 520 \text{ mm.}$$

**Maximum positive moment  $M_u^{(+)} = 19.74 \text{ KN.m}$**

$$\rightarrow M_{nf} = 0.85 f'_c * b_E * t_f * \left( d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left( 0.316 - \frac{0.08}{2} \right) * 10^3 = 234.22 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 \times 234.22 = 210.8 \text{ KN.m}$$

## Chapter Four

$$\rightarrow \phi M_{nf} = 210.8 \text{ KN.m} > M_{u \max} = 19.74 \text{ KN.m.}$$

∴ Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 19.74 / 0.9 = 21.9 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{21.9 \times 10^6}{520 \times 316^2} = 0.422 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.442 \cdot 20.59}{420}} \right) = 0.00102$$

$$\rightarrow A_{s \text{ req}} = \rho \times b_E \times d = 0.00102 \times 520 \times 316 = 166.85 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} \times b_w \times d \geq \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} \times 120 \times 316 \geq \frac{1.4}{420} \times 120 \times 316$$

$$= 110.58 \text{ mm}^2 < 126.4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 126.4 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ req}} = 166.85 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 166.85 \text{ mm}^2.$$

$$2 \text{ } \phi 12 \text{ with } A_s = 226.1 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 166.85 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$$

∴ Use 2  $\phi 12$

→ Check for strain:  $(\epsilon_s \geq 0.005)$

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$226.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.95 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53 \text{ mm}$$

$$\times \text{ Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\epsilon_s = \frac{d \cdot 0.003}{c} - 0.003$$

$$= \frac{316 \cdot 0.003}{10.53} - 0.003 = 0.087 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

»Long direction

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - \text{diameter of bar} - (\text{diameter of bar} / 2)$$

$$= 350 - 20 - 8 - 12 - 12/2 = 304 \text{ mm.}$$

$$b_E \leq \frac{1}{2} \times \text{clear span} + b_w = 0.5 \times 500 + 120 = 620 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$$

$$\leq \text{Span} / 4 = 7700 / 4 = 1925 \text{ mm.}$$

$$\leq (16 \times t_f) + b_w = (16 \times 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow b_E = 620 \text{ mm.}$$

**Maximum moment  $M_u^{(+)} = 18.89 \text{ KN.m}$**

## Chapter Four

$$\begin{aligned} \rightarrow M_{nf} &= 0.85 f'_c * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right) \\ &= 0.85 * 24 * 0.62 * 0.08 * \left(0.304 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 267.13 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 \times 267.13 = 240.42 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \phi M_{nf} = 240.42 \text{ KN.m} > M_{u_{\max}} = 18.89 \text{ KN.m.}$$

∴ Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 18.89 / 0.9 = 20.99 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{20.99 * 10^6}{620 * (304)^2} = 0.366 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * K_n * m}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.366 * 20.59}{420}}\right) = 0.000879 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = \rho \times b_E \times d = 0.000879 \times 620 \times 304 = 165.75 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 165.75 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 2 \text{ } \phi 12 \text{ with } A_s = 226.2 \text{ mm}^2 > A_s = 165.75 \text{ mm}^2$$

∴ Use **2  $\phi 12$** .

→ **Check for strain:-( $\epsilon_s \geq 0.005$ )**

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$226.2 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 620 \times a$$

$$a = 7.51 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.51}{0.85} = 8.83 \text{ mm}$$

$$\times \text{ Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\epsilon_s = \frac{d * 0.003}{c} - 0.003$$

$$= \frac{304 * 0.003}{8.83} - 0.003 = 0.100 > 0.005$$

∴  $\phi = 0.9$  .... OK.

### 4.7.2.2 Negative moment at discontinuous edges:-

$$M_u^{(-)} = \left(\frac{1}{3} \times \text{positive moment}\right)$$

$$A_s = \frac{A_{pos}}{3} = \frac{226.1}{3} \text{ mm}^2 < A_{s_{\min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s = A_{s_{\min}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

∴ Use **2  $\phi 10$**



## Chapter Four

### 4.7.3 Design shear for two way- ribbed slab :

#### Case (1)

$$W_a = 0.60 \quad W_b = 0.40$$

$$\gg \text{total load on the panel being} = 7.7 \times 6.9 \times 17.72 = 941.5 \text{ KN}$$

» Load per rib at face of long beam is

$$V_{u, \text{face}} = 941.5 \times 0.6 \times .52 / (2 \times 7.7) = 19.07 \text{ KN} \quad \dots \text{ control}$$

» Load per rib at face of short beam is

$$V_{u, \text{face}} = 941.5 \times 0.4 \times .62 / (2 \times 6.9) = 16.92 \text{ KN}$$

The shear strength of one rib in slab is

$$V_c = (1.1) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d = (1.1) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 34.06 \text{ KN}.$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 34.06 = 25.54 \text{ KN} .$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 0.5 \times 25.54 = 12.77 \text{ KN} .$$

**No need for shear reinforcement**

### 4.8 Design of two way-solid slab:-

#### Material :-

concrete	B300	$F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
reinforcement steel		$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

$$W_{u,D} = 1.2 \times 5.44 = 6.27 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{u,Snow} = 1.6 \times 1 = 1.6 \text{ KN/m}^2$$

$$W_u = 6.27 + 1.6 = 7.87 \text{ KN/m}^2$$

#### 4.8.1 Moments calculations:

$$C a_{neg} \left( \frac{l_a}{l_b} = 0.84 \right) = 0.067 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$M_u. a_{neg} = 0.067 * 7.87 * 5.5^2 = 15.95 \text{ KN.m}$$

$$C b_{neg} \left( \frac{l_a}{l_b} = 0.84 \right) = 0.033 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$M_u. b_{neg} = 0.033 * 7.87 * 5.5^2 = 11.14 \text{ KN.m}$$

$$C a. D_{pos} \left( \frac{l_a}{l_b} = 0.84 \right) = 0.0366 \quad \text{from table by interpolation}$$

## Chapter Four

$$Ca. L_{pos} \left( \frac{l_a}{l_b} = 0.84 \right) = 0.044 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$Mu. a_{pos} = 0.0366 * 6.27 * 5.5^2 + 0.044 * 1.6 * 5.5^2 = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$Cb. D_{pos} \left( \frac{l_a}{l_b} = 0.84 \right) = 0.0184 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$Cb. L_{pos} \left( \frac{l_a}{l_b} = 0.84 \right) = 0.0224 \quad \text{from table by interpolation}$$

$$Mu. a_{pos} = 0.0184 * 6.27 * 5.5^2 + 0.0224 * 1.6 * 5.5^2 = 6.46 \text{ KN.m}$$

### 4.8.2 Design of flexure:-

#### 4.8.2.1 Design of positive moment :-

##### »Short direction

**Maximum positive moment  $Mu^{(+)} = 9.03 \text{ KN.m}$**

$$Mn = Mu / \phi = 9.03 / 0.9 = 10.03 \text{ KN.m}$$

$$d = 200 - 20 - 10/2 = 175 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6 \quad .$$

$$K_n = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{10.03 * 10^6}{1000 * 175^2} = 0.33 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * K_n * m}{f_y}} \right)$$
$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.33 * 20.6}{420}} \right) = 0.000792$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b * d = 0.000792 * 1000 * 175 = 138.6 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = 138.6 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 360 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_s = 360 \text{ mm}^2$$

$$n = 360 / 78.5 = 4.58 \quad \dots \quad s = 1 / 4.58 = 218 \text{ mm}$$

$$\text{select } \phi 10 / \mathbf{200mm} < 2.h = 2 * 200 = 400 \text{ mm}$$
$$< 450 \text{ mm}$$

##### »Long direction

$$Mu^{(+)} = 6.46 \text{ KN.m} < 9.03 \text{ KN.m}$$

**select  $\phi 10 / 200mm$**

#### 4.8.2.2 Negative moment at discontinuous edges

##### »Short direction

## Chapter Four

**Maximum negative moment  $M_u^{(-)} = 15.95 \text{ KN.m}$**

$$M_n = M_u / \phi = 15.95 / 0.9 = 17.72 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{17.72 \times 10^6}{1000 \times 175^2} = 0.58 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times K_n \times m}{f_y}} \right)$$
$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.58 \times 20.6}{420}} \right) = 0.0014$$

$$\rightarrow A_s = \rho \times b \times d = 0.0014 \times 1000 \times 175 = 245 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s_{\text{req}}} = 245 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{min}}} = 360 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_s = 360 \text{ mm}^2$$

**select  $\phi 10 / 200 \text{ mm}$**   $< 2.h = 2 \times 200 = 400 \text{ mm}$   
 $< 450 \text{ mm}$

»Long direction

**Maximum negative moment  $M_u^{(-)} = 11.14 \text{ KN.m} < 15.95 \text{ KN.m}$**

**select  $\phi 10 / 200 \text{ mm}$**

### 4.8.3 Design shear for two way- solid slab :-

Take one way shear in short direction :

$$V_u = 7.83 \times (5.5/2 - 0.175) = 20.16 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$$
$$= 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 175 = 107.16 \text{ KN} > V_u = 20.16 \text{ KN}$$

**No need for shear reinforcement**

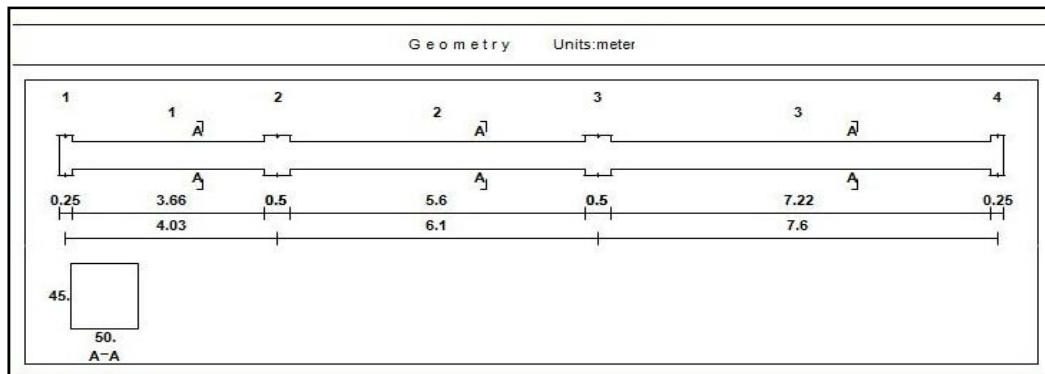
### 4.9 Design of beam (B144):

**Material :-**

concrete	B300	$F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
Reinforcement Steel		$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

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

## Chapter Four



**Fig. (4-14) :** Beam geometry.

### 4.9.1 Load of beam :-

Load of this beam come from reaction of Rib101 & Rib103 as following :



**Fig. (4-15) :** Span1 service load from rib103.

»Span 1 : this span support load from rib103 :

$$DL = 10.11/0.62 = 16.3 \text{ KN/m}$$

$$LL = 7.21/0.62 = 11.62 \text{ KN/m}$$

## Chapter Four

Reactions					
Factored					
Dead R	5.27	34.45	38.14	31.28	9.35
Live R	9.7	35.35	38.66	33.59	11.43
Max R	14.97	69.8	76.8	64.87	20.77
Min R	0.59	43.2	53.22	41.97	6.8
Service					
Dead R	4.4	28.71	31.78	26.07	7.79
Live R	6.06	22.09	24.16	20.99	7.13
Max R	10.46	50.8	55.95	47.06	14.93
Min R	1.47	34.17	41.21	32.75	6.2

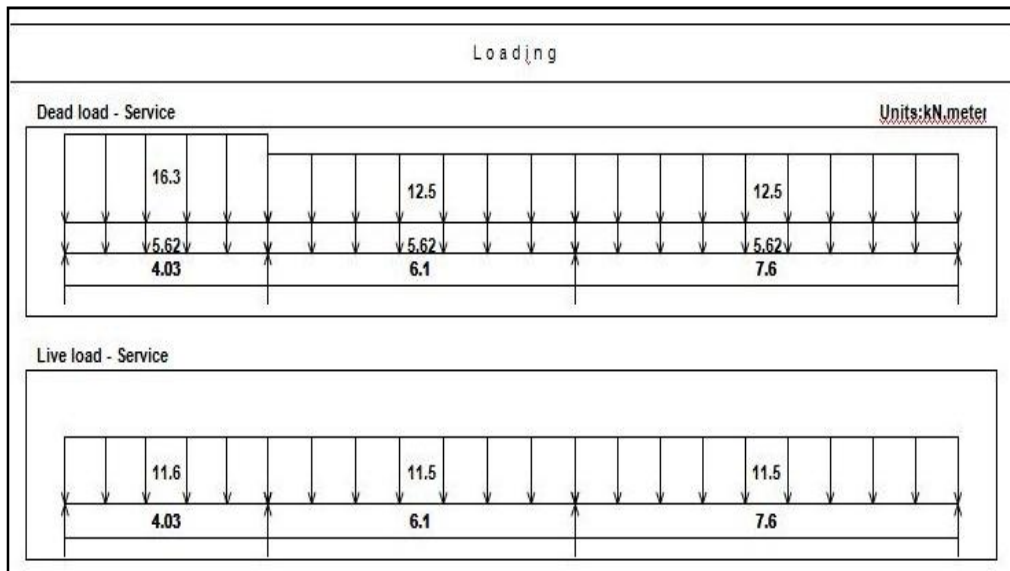
**Fig. (4-16) :** Span 1 and 2 service load from rib 101.

»Span 2 and 3 : this span support load from rib 101:

$$DL = 7.79 / 0.62 = 12.54 \text{ KN/m}$$

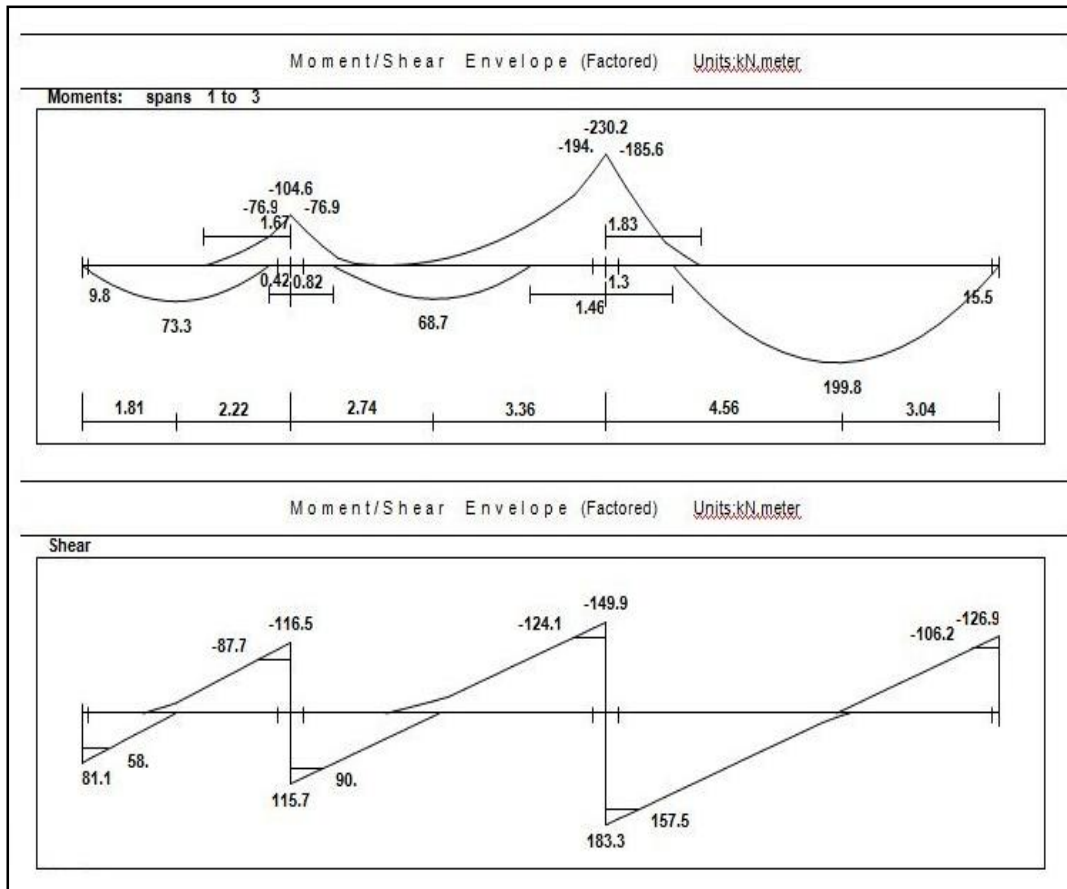
$$LL = 7.13 / 0.62 = 11.50 \text{ KN/m}$$

»Self weight of beam =  $0.5 \times 25 \times 0.45 = 5.62 \text{ KN/m}$



**Fig. (4-17) :** Load of beam (B144)

## Chapter Four



**Fig. (4-18) : Moment& shear envelope for beam (B144)**

### 4.9.2 Design of flexure:-

#### 4.9.2.1 Design of positive moment :-

for main positive reinforcement  $\Phi 12$  Assume bar diameter

$b = 50 \text{ Cm.}$  ,  $h = 45 \text{ Cm.}$

$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$

$= 450 - 40 - 10 - 12/2 = 394 \text{ mm.}$

$C_{\max} = \frac{3}{7} \times d = \frac{3}{7} \times 394 = 168.86 \text{ mm.}$

$a_{\max} = \beta_1 \times C_{\max} = 0.85 \times 168.86 = 143.5 \text{ mm.}$  \*Note:  $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$Mn_{\max} = 0.85 \times f'_c \times b \times a \times (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 500 \times 143.5 \times (394 - \frac{143.5}{2}) \times 10^{-6}$

$= 471.7 \text{ KN.m.}$

$\rightarrow \phi Mn_{\max} = 0.82 \times 471.7 = 386.8 \text{ KN.m.}$

$\rightarrow Mu < \phi Mn_{\max}$

$\therefore$  singly reinforced concrete section.

## Chapter Four

1) Maximum positive moment  $M_u^{(+)} = 199.8 \text{ KN.m}$  .

$$M_n = M_u / \phi = 199.8 / 0.9 = 222 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{222 \times 10^6}{500 \times (394)^2} = 2.86 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.86 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00737$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.00737 \times 500 \times 394 = 1451.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c}}{4(f_y)} \times b \times d \leq \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \times 420} \times 500 \times 394 \leq \frac{1.4}{420} \times 500 \times 394$$

$$= 574.5 \text{ mm}^2 < 656.7 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = 1451.9 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 656.7 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 1451.9 \text{ mm}^2$$

Ø20 with  $A_s = 314.2 \text{ mm}^2$

$$\text{Number of } \phi 20 = \frac{A_{s_{req}}}{A_{bar}} = \frac{1451.9}{314.2} = 4.62 \rightarrow \text{no. bars} = 5 \text{ bars.}$$

$$\therefore \text{Use } 5\phi 20 \rightarrow A_s = 1570.8 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 1451.9 \text{ mm}^2$$

→ Check for strain:  $(\epsilon_s \geq 0.005)$

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$1570.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 64.68 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{64.68}{0.85} = 76.1 \text{ mm}$$

$$\times \text{Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\epsilon_s = \frac{d \cdot 0.0003}{c} - 0.003$$

$$= \frac{394 \cdot 0.003}{76.1} - 0.003 = 0.0125 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK}$$

2) Maximum positive moment  $M_u^{(+)} = 73.3 \text{ KN.m}$  .

$$M_n = M_u / \phi = 73.3 / 0.9 = 81.4 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{81.4 \times 10^6}{500 \times (394)^2} = 1.05 \text{ MPa}$$

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

## Chapter Four

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.05 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00257$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.00257 \times 500 \times 394 = 506.3 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 656.7 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 506.3 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 656.7 \text{ mm}^2.$$

Ø18 with  $A_s = 254.5 \text{ mm}^2$

$$\text{Number of } \varnothing 18 = \frac{A_{s_{req}}}{A_{bar}} = \frac{656.7}{254.5} = 2.58 \rightarrow \text{no. bars} = 3 \text{ bars.}$$

$$\therefore \text{Use } 3\varnothing 18 \rightarrow A_s = 763.4 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 656.7 \text{ mm}^2.$$

→ **Check for strain:-( $\epsilon_s \geq 0.005$ )**

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$763.4 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 31.4 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.4}{0.85} = 36.9 \text{ mm.}$$

$$\times \text{Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\epsilon_s = \frac{d \cdot 0.003}{c} - 0.003$$

$$= \frac{394 \cdot 0.003}{36.9} - 0.003 = 0.029 > 0.005 \therefore \varnothing = 0.9 \text{ OK}$$

### 4.9.2.2 Design of negative moment:-

**1) Negative moment  $M_u^{(-)} = 194 \text{ KN.m}$**

$\varnothing M_{n_{max}} = 424.5 \text{ KN.m} > M_u = 194 \text{ KN.m} \rightarrow$  Singly reinforced concrete section.

$$M_n = M_u / \varnothing = 194 / 0.9 = 215.55 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{215.55 \cdot 10^6}{500 \cdot (394)^2} = 2.78 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 2.78 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00714$$

$$\rightarrow A_s = \rho \times b \times d = 0.00714 \times 500 \times 394 = 1406.6 \text{ mm}^2.$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = 1406.6 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 656.7 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore \text{Use } 5\varnothing 20 \rightarrow A_s = 1570.8 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 1406.6 \text{ mm}^2.$$

→ **Check for strain:-( $\epsilon_s \geq 0.005$ )**

Tension = Compression



## Chapter Four

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$1570.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 64.68 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{64.68}{0.85} = 76.1 \text{ mm.}$$

$$\times \text{ Note: } f'_c = 24\text{MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\varepsilon_s = \frac{d \cdot 0.0003}{c} - 0.003$$

$$= \frac{394 \cdot 0.003}{76.1} - 0.003 = 0.0125 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK}$$

### 2) Maximum negative moment $M_u^{(-)} = 76.9 \text{ KN.m}$ .

$$M_n = M_u / \phi = 76.3 / 0.9 = 85.44 \text{ KN.m} .$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{85.44 \cdot 10^6}{500 \cdot (394)^2} = 1.1 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.1 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00269 \text{ .}$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.00269 \times 500 \times 394 = 529.9 \text{ mm}^2 .$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 656.7 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 529.9 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 656.7 \text{ mm}^2 .$$

$$\Phi 18 \text{ with } A_s = 254.5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Number of } \Phi 18 = \frac{A_{s_{req}}}{A_{bar}} = \frac{656.7}{254.5} = 2.58 \rightarrow \text{no. bars} = 3 \text{ bars.}$$

$$\therefore \text{Use } 3\Phi 18 \rightarrow A_s = 763.4 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 656.7 \text{ mm}^2 .$$

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

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$763.4 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 31.4 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{31.4}{0.85} = 36.9 \text{ mm.}$$

$$\ast \text{ Note: } f'_c = 24\text{MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\varepsilon_s = \frac{d \cdot 0.0003}{c} - 0.003$$

$$= \frac{394 \cdot 0.003}{36.9} - 0.003 = 0.029 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \text{ OK}$$

## Chapter Four

### 4.9.3 Design of shear:-

»  $V_u = 157.5 \text{ KN}$  .

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d \\ &= 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 500 \times 394 = 120.6 \text{ KN}.\end{aligned}$$

» **Check for dimensions:-**

$$\begin{aligned}\phi V_c + \left( \frac{2}{3} \times \phi \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \right) &= 120.6 + \left( \frac{2}{3} \times 0.75 \times \sqrt{24} \times 500 \times 394 \right) \\ &= 120.6 + 482.55 = 603.15 \text{ KN} > V_u = 157.5 \text{ KN}.\end{aligned}$$

∴ Dimension is big enough.

take region III :

$$V_{limit} = \phi \times V_c + \phi \times V_s$$

$$\phi \times V_c = \frac{0.75}{6} \times \sqrt{24} \times 500 \times 394 = 120.6 \text{ KN}$$

$$\phi \times V_{s_{min}} = \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} \times 500 \times 394 = 45.24 \text{ KN}$$

or

$$\phi V_{s_{min}} = \frac{0.75}{3} \times 500 \times 394 = 49.25 \text{ KN}$$

$$\phi V_{s_{min}} = 49.25 \text{ KN}$$

$$V_{limit} = 120.6 + 49.25 = 169.85 \text{ KN} > V_u = 157.5 \text{ KN}.$$

$$\phi V_c < V_u \leq \phi(V_c + V_{s_{min}})$$

*min reinforcement is required*

$$V_{s_{min}} = \frac{45.24}{0.75} = 60.32 \text{ KN}$$

$$\text{select 2 leg } \phi 10 \text{ , , , , } A_v = 2 \times 78.5 = 157 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v}{S_{req}} = \frac{V_{s_{min}}}{f_y \times d} \Rightarrow S_{req} = \frac{157 \times 420 \times 394}{60.32 \times 10^3} = 430.7 \text{ mm}$$

$$S_{req} \leq \frac{d}{2} = \frac{394}{2} = 197 \leq 600 \text{ mm}$$

*select  $\phi 10 - 15 \text{ cm}$  .*

## Chapter Four

### 4.10 Design of column(C64):

#### 4.10.1 Load calculation:

$$\begin{aligned} DL &= 690 \text{ KN} & LL &= 480 \text{ KN} \\ P_u &= 1596 \text{ KN} & P_{n,req} &= \frac{1596}{0.65} = 2455.4 \text{ KN} \end{aligned}$$

Assume rectangular section with  $\rho = 1.2\% > 1\%$

$$\begin{aligned} P_n &= 0.8 \times A_g \times (0.85 \times f_c' + \rho_g \times (f_y - 0.85 f_c')) \\ 2455.4 &= 0.8 \times A_g \times (0.85 \times 24 + 0.012 \times (420 - 0.85 \times 24)) \\ A_g &= 1218.2 \text{ cm}^2 \\ \text{Use } 40 \times 50 \text{ cm with } A_g &= 2000 \text{ cm}^2 > A_{g,req} = 1218.2 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

#### 4.10.2 Check slenderness effect:

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

K: effective length factor (K= 1 for braced frame).

$$R: \text{radius of gyration} = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0.3 h$$

$$Lu = 3.65 \text{ m}$$

$$M1/M2 = 1$$

#### In 50cm -Direction

$$\begin{aligned} \frac{Klu}{r} &< 34 - 12 \left( \frac{M1}{M2} \right) < 40 \\ \frac{1 \times 3.65}{0.3 \times 0.5} &= 24.33 > 22 \Rightarrow \text{long} \end{aligned}$$

#### In 40cm -Direction

$$\begin{aligned} \frac{Klu}{r} &< 34 - 12 \left( \frac{M1}{M2} \right) \\ \frac{1 \times 3.65}{0.3 \times 0.4} &= 30.41 > 22 \Rightarrow \text{long} \end{aligned}$$

long in both direction

#### 4.10.3 Calculation for reinforcement:

#### In 50cm -Direction

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \times \sqrt{24} = 23025.2 \text{ MPa} \\ B_{dns} &= \frac{1.2 D (\text{sustained})}{P_u} = \frac{1.2 \times 690}{1596} = 0.5188 \\ I_g &= \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.4 \times 0.5^3}{12} = 0.00417 \text{ m}^4 \\ EI &= \frac{0.4 \times E_c \times I}{1 + \beta_{dns}} = \frac{0.4 \times 23025.2 \times 0.00417}{1 + 0.5188} = 25.267 \text{ MN.m}^2 \end{aligned}$$

## Chapter Four

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(Klu)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 25.267}{(1.0 \times 3.65)^2}$$

$$= 18.72 \text{ MN}$$

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

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75 P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1596}{0.75 \times 25.267 \times 1000}} = 1.09 < 1.4$$

$$e_{min} = 15 + 0.03 h = 15 + 0.03 \times 500 = 30 \text{ mm}$$

$$e = e_{min} \times \delta_{ns} = 30 \times 1.09 = 32.7 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{32.7}{500} = 0.065 < 0.1 \dots \dots (e = 0.082h < 0.1h)$$

### In 40cm -Direction

$$E_c = 4700 \times \sqrt{24} = 23025.2 \text{ MPa}$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 D (\text{sustained})}{Pu} = \frac{1.2 \times 690}{1596} = 0.5188$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.4^3}{12} = 0.00267 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times E_c \times I}{1 + \beta_{dns}} = \frac{0.4 \times 23025.2 \times 0.00267}{1 + 0.5188} = 16.171 \text{ MN.m}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(Klu)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 25.267}{(1.0 \times 3.65)^2}$$

$$= 11.98 \text{ MN}$$

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

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75 P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1596}{0.75 \times 11.98 \times 1000}} = 1.22 < 1.4$$

$$e_{min} = 15 + 0.03 h = 15 + 0.03 \times 400 = 27 \text{ mm}$$

$$e = e_{min} \times \delta_{ns} = 27 \times 1.22 = 32.94 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{32.94}{400} = 0.082 < 0.1 \dots \dots (e = 0.082h < 0.1h)$$

→ Here we can solve this column as short tied column

$$P_n = 0.8 \times A_g \times (0.85 \times f_c' + \rho_g \times (f_y - 0.85 f_c'))$$

$$P_n = 0.8 \times 400 \times 500 \times (0.85 \times 24 + 0.0121 \times (420 - 0.85 \times 24))$$

$$= 4037.6 \text{ KN} > P_{n,req} = 2455.4 \text{ KN} \dots \dots \text{OK}$$

### 4.10.4 Design of the tie reinforcement :

$$S \leq 16 \text{ db (longitudinal bar diameter)}$$

$$S \leq 48dt \text{ (tie bar diameter).}$$

$$S \leq \text{Least dimension.}$$

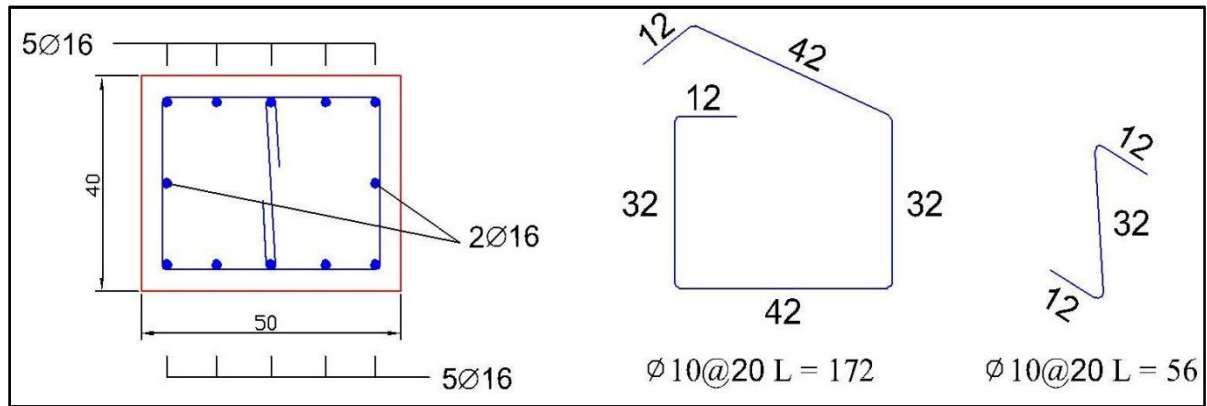
## Chapter Four

spacing  $\leq 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6$  cm .... control

spacing  $\leq 48 \times dt = 48 \times 1.0 = 48$  cm

spacing  $\leq$  least.dim = 40 cm

**Use  $\phi 10@20$  cm**



**Fig. (4-19) :** Reinforcement of column(C64)

### 4.11 Design of stair:

$h = (3.95) / 20 = 0.1975$  ..... select  **$h = 20$  cm**

$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{\text{rise}}{\text{run}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{17.4}{300}\right) = 30.11^\circ$

#### 4.11.1 Load calculation :-

##### Flight dead load computation :-

The structural system & dead load calculation :-

Plaster =  $(0.03 \times 22 \times 1) / (\cos 30.11) = 0.79$  KN/m

Concrete slab =  $(0.20 \times 25 \times 1) / (\cos 30.11) = 5.78$  KN/m

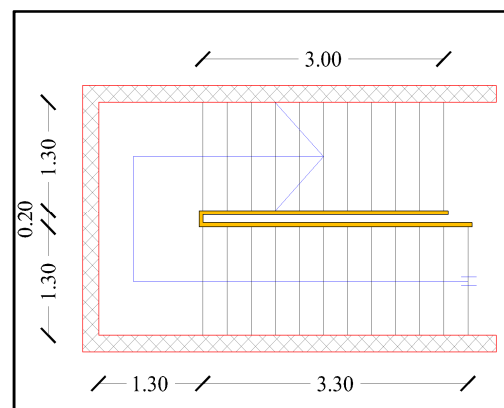
Mortar =  $(0.3 + 0.174) \times 0.03 \times 22 / (0.3) = 0.695$  KN/m

Stair =  $0.174 \times 0.3 \times 0.5 \times 1 \times 25 / (0.3) = 1.875$  KN/m

Tiles =  $(0.35 + 0.174) \times 0.03 \times 27 / (0.3) = 1.415$  KN/m

Total load = 10.828 KN/m

Dead load = 10.828 KN/m , Live load = 4 KN/m



**Fig. (4-20) :** Stair plan

## Chapter Four

### Landing dead load computation :

$$\text{Tiles} = 0.03 \times 22 \times 1 = 0.66 \text{ KN/m}$$

$$\text{Mortor} = 0.02 \times 22 \times 1 = 0.44 \text{ KN/m}$$

$$\text{Sand} = 0.07 \times 16.4 \times 1 = 1.148 \text{ KN/m}$$

$$\text{Concrete} = 0.20 \times 25 \times 1 = 5.0 \text{ KN/m}$$

$$\text{Plastering} = 0.03 \times 22 \times 1 = 0.66 \text{ KN/m}$$

Total dead load = 6.76 KN/m , Live load= 4 KN/m and the reaction from flight.

### 4.11.2 Design of flight:

By using Atir program :

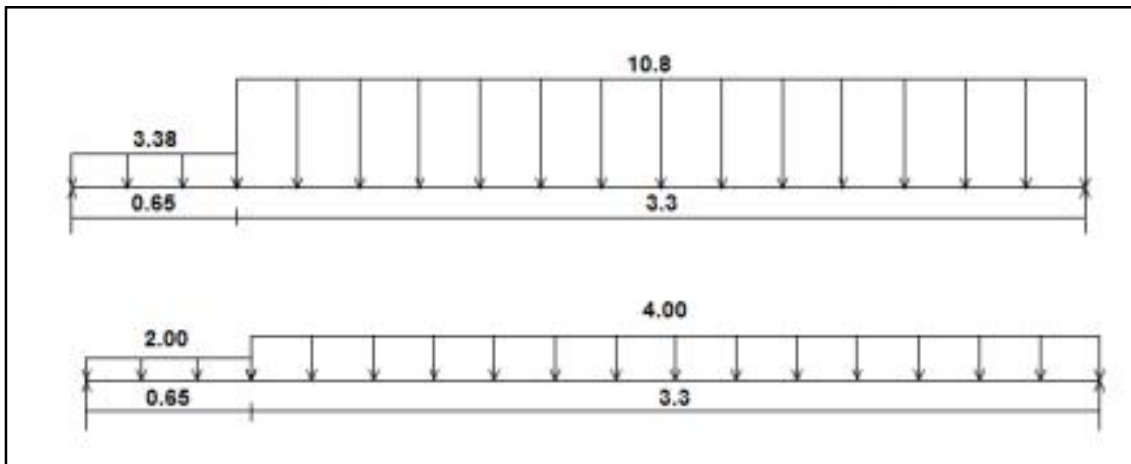


Fig. (4-21) : Load diagram for flight

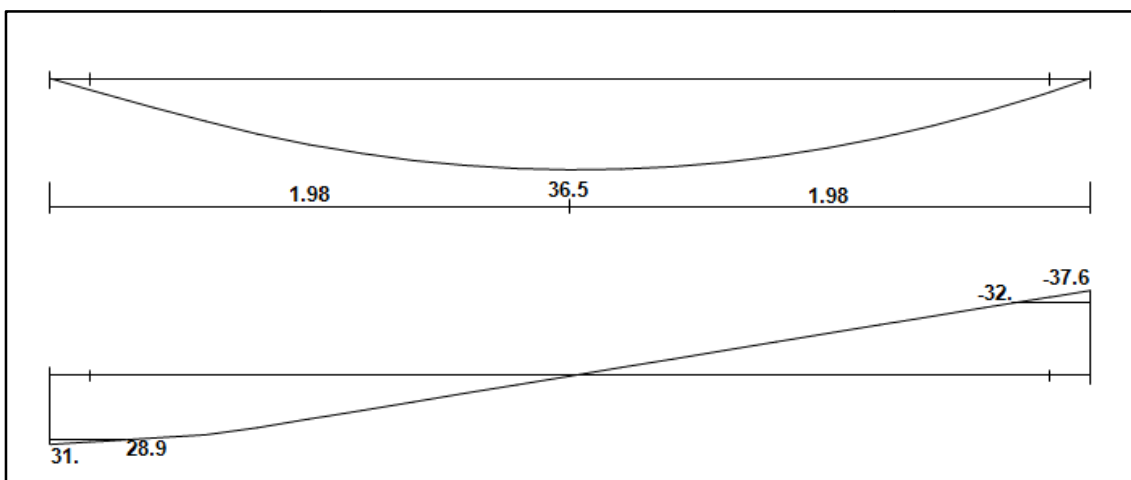


Fig. (4-22) : Shear & moment envelope diagrams for flight

## Chapter Four

### 4.11.2.1 Design of shear:

$$V_u = 37.6 \text{ KN}$$

$$\text{Assume } d_b = 14$$

$$d = 200 - 20 - 7 = 173 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi(\sqrt{f_c'} \times b_w \times d) / 6 \\ &= 0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 173 \times 10^{-3} \\ &= 105.94 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$0.5 \times \phi V_c = 52.97 \text{ KN} > 31.39 \text{ KN}$$

The thickness of slab is adequate enough.

### 4.11.2.2 Design for flexure:

$$M_u = 36.55 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 36.55 / 0.9 = 40.61 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned}R_n &= M_n / (b \times d^2) \\ &= 40.61 / (1000 \times 173^2) \\ &= 1.36 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= f_y / (0.85 \times f_c') \\ &= 420 / (0.85 \times 24) \\ &= 20.59\end{aligned}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.36 \times 20.59}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.00335$$

$$\rightarrow A_{s_{\text{req}}} = \rho \times b_E \times d = 0.00335 \times 1000 \times 173 = 579.55 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}A_{s_{\text{min}}} &= 0.0018 \times b \times d \\ &= 0.0018 \times 1000 \times 200 \\ &= 360 \text{ mm}^2 < 579.55 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}\end{aligned}$$

Use  $\phi 14$

$$\begin{aligned}n &= A_s / A_{s\phi 14} \\ &= 579.55 / 153.9 \\ &= 3.76\end{aligned}$$

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.76} = 0.265 \text{ m}$$

$\therefore$  Take 4  $\phi 14$ /m, With  $A_s = 615.6 \text{ mm}^2/\text{m}$  or  $\phi 14 @ 25 \text{ cm}$   
step (S) is the smallest of :-

- 1)  $3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$
- 2)  $450 \text{ mm}$
- 3)  $380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times C_c$

## Chapter Four

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

4)  $380 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} - \text{control}$

$S = 250 < S_{\text{max}} = 300 \text{ mm} \dots \text{ok}$

**For the shrinkage and temperature reinforcement :-**

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Number of } \phi 10 = \frac{A_{s\text{req}}}{A_{\text{bar}}} = \frac{360}{79.9} = 4.5 \rightarrow \text{Spacing}(S) = \frac{1}{4.5} = 22.2 \text{ cm}$$

**∴ Take 5  $\phi 10$  /m with  $A_s = 399.5$  or  $\phi 10 @ 20 \text{ cm}$ .**

step (S) is the smallest of :-

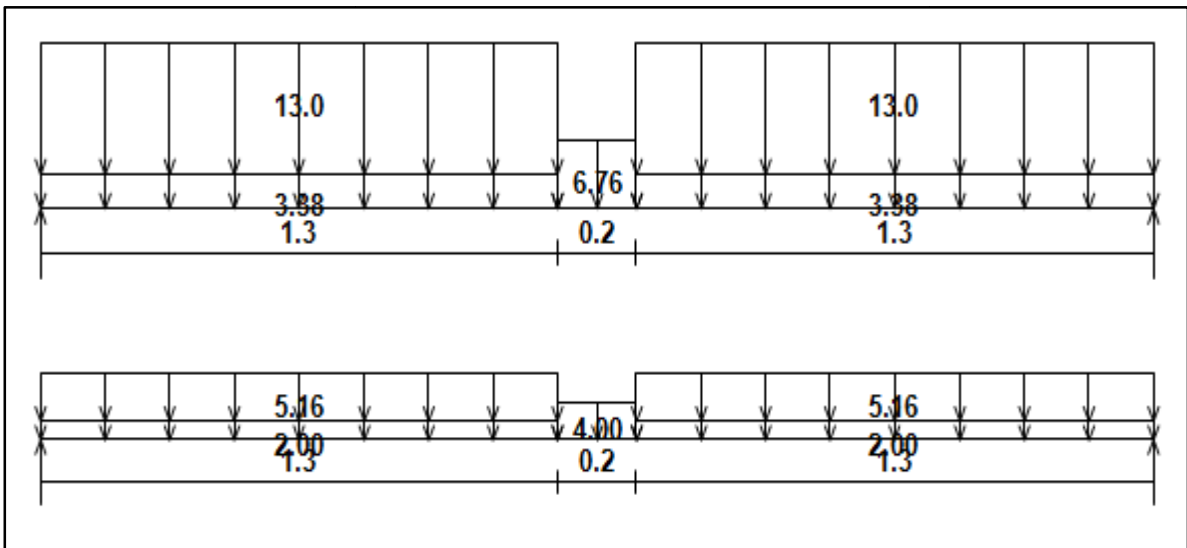
1)  $5h = 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}$

2) 450 – control

$S = 200 < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm} \dots \text{ok}$

### 4.11.3 Design of landing:-

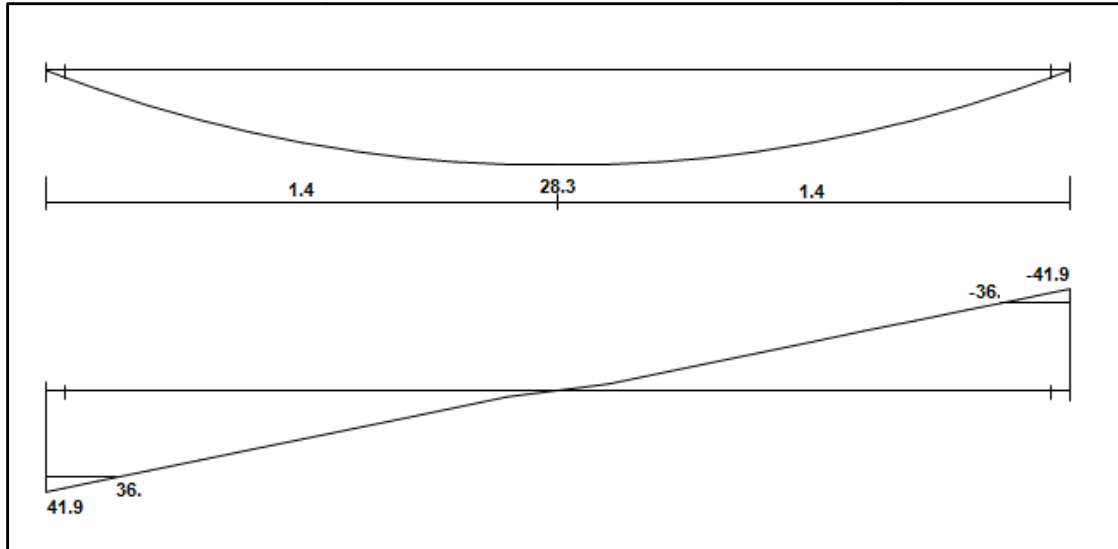
By using Atir program :



**Fig. (4-23) : Load diagram for landing**



## Chapter Four



**Fig. (4- 24) :** Shear & moment envelope diagrams for landing

### 4.11.3.1 Design for flexure :

$$M_u = 28.3 \text{ KN/m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 28.3 / 0.9 = 31.4 \text{ KN/m}$$

$$d = 200 - 20 - 14 - 7 = 159$$

$$\begin{aligned} R_n &= M_n / (b \times d^2) \\ &= 31.4 / (1000 \times 159^2) \\ &= 1.242 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= f_y / (0.85 \times f_c') \\ &= 420 / (0.85 \times 24) \\ &= 20.59 \end{aligned}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.242 \times 20.59}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.003053$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b_E \times d = 0.003053 \times 1000 \times 159 = 485.46 \text{ mm}^2.$$

$$\begin{aligned} A_{s_{min}} &= 0.0018 \times b \times h \\ &= 0.0018 \times 1000 \times 200 \\ &= 360 \text{ mm}^2 < 485.46 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.} \end{aligned}$$

∴ Use  $\Phi 14$

$$\begin{aligned} n &= A_s / A_{s\Phi 14} \\ &= 485.46 / 153.9 = 3.15 \end{aligned}$$

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.15} = 0.317$$

**Take 4  $\Phi 14$ /m** with  $A_s = 615.6 \text{ mm}^2/\text{m}$  or  **$\Phi 14$  @25 cm**  
step (S) is the smallest of :-

## Chapter Four

1)  $3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$

2) 450 mm

3)  $380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times C_c$

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

$$= 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} - \text{control}$$

$S = 250 < S_{\text{max}} = 300 \text{ mm} \dots \text{ok}$

### For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$\rho = 0.0018$

$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2$ .

Number of  $\phi 10 = \frac{A_{s\text{req}}}{A_{\text{bar}}} = \frac{360}{79.9} = 4.5 \rightarrow \text{Spacing}(S) = \frac{1}{4.5} = 22.2 \text{ cm} = 222.2 \text{ mm}$

Take 5  $\phi 10$  /m with  $A_s = 399.5$  or  $\phi 10 @ 200 \text{ mm}$ .

step (S) is the smallest of :-

1)  $5h = 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}$

2) 450 – control

$S = 200 < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm} \dots \text{ok}$

### 4.12 Design of basement wall:

$F_c' = 24 \text{ Mpa}$

$\phi = 27^\circ$

$F_y = 420 \text{ Mpa}$

$\gamma = 18.42 \text{ KN/m}^3$

$K_o = 1 - \sin \phi$

$= 1 - \sin 27$

$= 0.55$

#### 4.12.1 Load on basement wall:

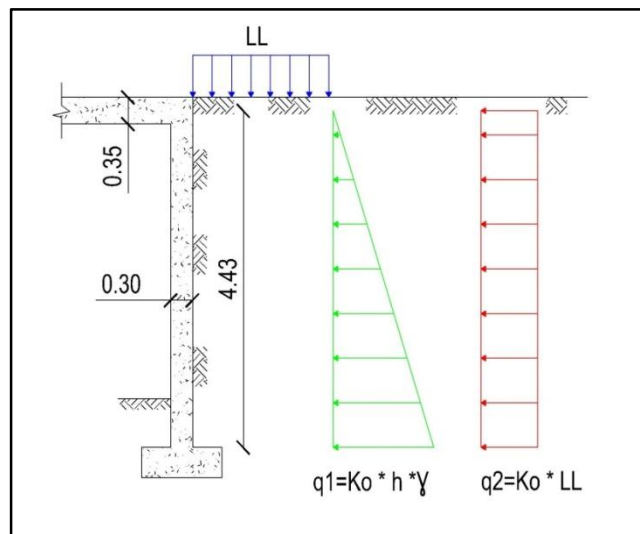
For 1m length of wall:

\* **Weight of backfill:**

$q_1 = K_o * \gamma * h$

$= 0.55 * 18.42 * 4.43$

$= 44.88 \text{ KN/m}$



**Fig. (4-25) : Load on basement wall**

## Chapter Four

$$q_{1(\text{Factored})} = 1.6 * 44.88 \\ = 71.81 \text{ KN/m}$$

**\* Load from live load:**

$$LL = 5 \text{ KN/m}^2$$

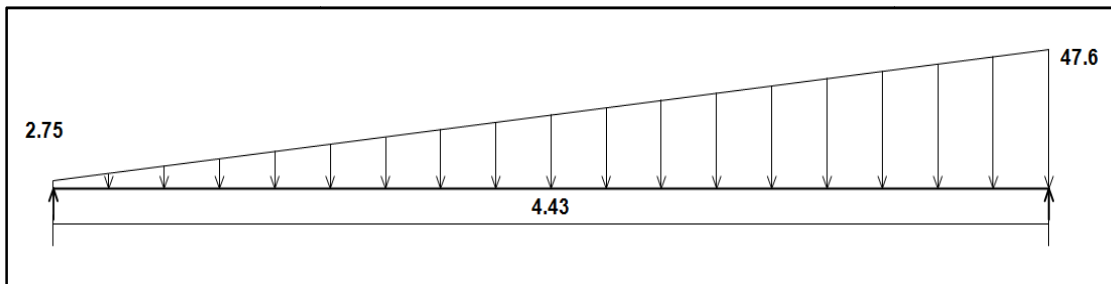
$$q_2 = K_o * LL$$

$$= 0.55 * 5$$

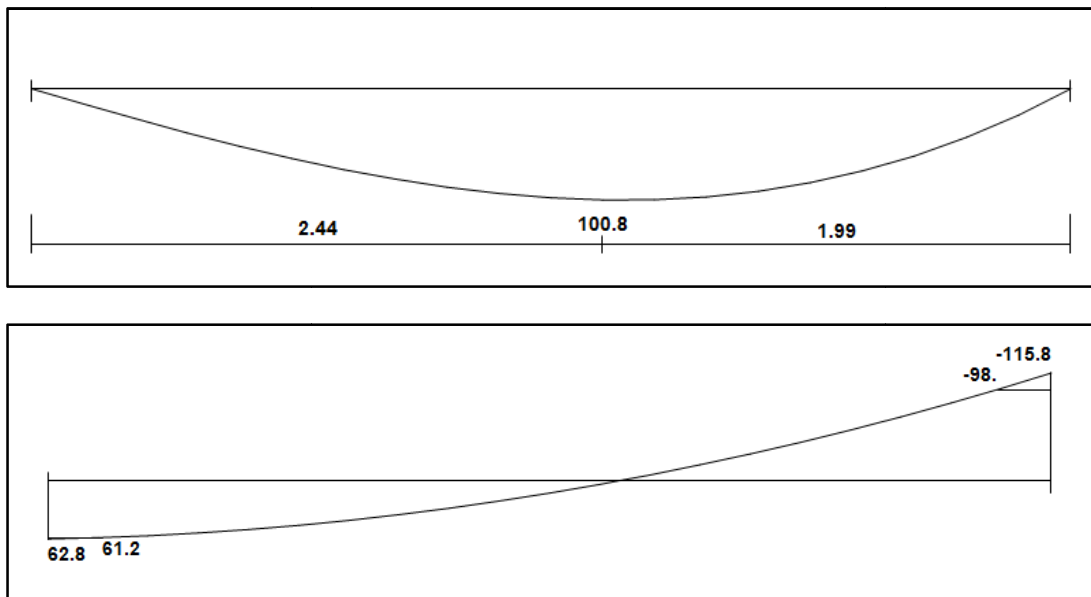
$$= 2.75 \text{ KN/m}$$

$$q_{2(\text{Factored})} = 1.6 * 2.75$$

$$= 4.4 \text{ KN/m}$$



**Fig. (4-26) :** Load diagram for basement wall



**Fig. (4-27) :** Shear & moment envelope diagrams

### 4.12.2 Design of the vertical reinforcement:

Assume  $h = 300 \text{ mm}$  , cover = 40 mm , bar diameter  $\varnothing 216$

$$d = 300 - 40 - \frac{16}{2} = 252 \text{ mm}$$

## Chapter Four

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{100.8}{0.9} = 112 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n * 10^6}{b * d^2} = \frac{122 * 10^6}{1000 * 252^2} = 1.76 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * K_n * m}{F_y}} \right)$$
$$= \frac{1}{20.58} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.76 * 20.58}{420}} \right)$$
$$= 4.39 * 10^{-3}$$

$$A_{sreq} = \rho * b * d = 4.39 * 10^{-3} * 1000 * 252 = 1106 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$A_{sreq} > A_{smin}$

$$A_{smin \text{ for flexure}} = 0.25 * \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y} * b_w * d = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 1000 * 252 = 734.8 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin \text{ for flexure}} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = \frac{1.4}{420} * 1000 * 252 = 840 \text{ mm}^2/\text{m}$$

For inside wall select  $\emptyset 16@15\text{cm} = 1341 \text{ mm}^2 > 1106 \text{ cm}^2$

For outside wall select  $\emptyset 12@12.5\text{cm} = 904 \text{ mm}^2 > 840 \text{ cm}^2$

### 4.12.3 Design of the horizontal reinforcement:

$$A_{smin} = 0.002 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 600 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Select  $\emptyset 8@15\text{cm}$ , in two layer

### Check for shear :

$$d = 300 - 40 - 8 = 252 \text{ mm}$$

$$\emptyset V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b * d$$
$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 252 * 10^{-3}$$
$$= 154.3 \text{ KN}$$

$$(\emptyset V_c = 154.3 \text{ KN}) > (V_u = 104.1 \text{ KN})$$

No shear reinforcement is required

### 4.12.4 Design of basement footing:

Soil density = 18.42 KN/m

Allowable soil pressure = 350 KN/m<sup>2</sup>

## Chapter Four

Live load = 5 KN/m<sup>2</sup>

Assume footing to be about (30 cm) thick.

For 1m length of wall:

Total service load in basement = 25 × 4.43 × 0.3 = 33.22 KN/m

Total factored load in basement = 1.2 × (25 × 4.43 × 0.3) = 39.87 KN/m

Footing weigh = 25 \* 0.3 = 7.5 KN/m<sup>2</sup>

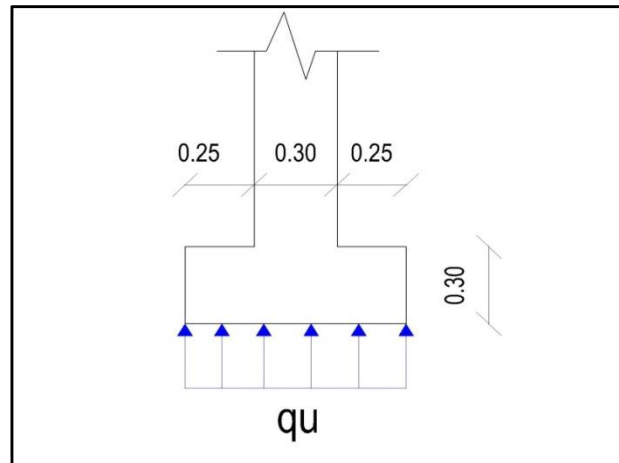
Weight of backfill = 18.42 \* 4.43 = 81.6 KN/m<sup>2</sup>

$$q_{\text{allow,net}} = 350 - 81.6 - 7.5 - 5$$

$$= 253.4 \text{ KN/m}^2$$

$$b = \frac{33.22}{1 \times 255.9} = 0.13 \text{ m}$$

Take b = 80 cm , h = 30 cm



**Fig. (4-28) : Footing geometry**

$$d = 300 - 75 - 0.5 * 14 = 218 \text{ mm}$$

$$q_u = 39.87 / 1 * 0.8 = 49.84 \text{ KN/ m}^2$$

### 4.12.4.1 Check of one way shear:

$$V_u = 49.84 * (0.25 - 0.218)$$

$$= 1.6 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b * d$$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 218 * 10^{-3}$$

$$= 133.5 \text{ KN}$$

$\phi V_c \gggg V_u$  ....No Shear Reinforcement is Required.

## Chapter Four

### 4.12.4.2 Design of bending moment:

$$M_u = 49.84 \times 0.25^2 / 2 = 1.56 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{1.56}{0.9} = 1.73 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n * 10^6}{b * d^2} = \frac{1.73 * 10^6}{1000 * 218^2} = 0.04 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

$$= \frac{1}{20.58} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.04 * 20.58}{420}} \right)$$

$$= 0.095 * 10^{-3}$$

$$A_{sreq} = \rho * b * d = 0.095 * 10^{-3} * 1000 * 218 = 20.8 \text{ mm}^2$$

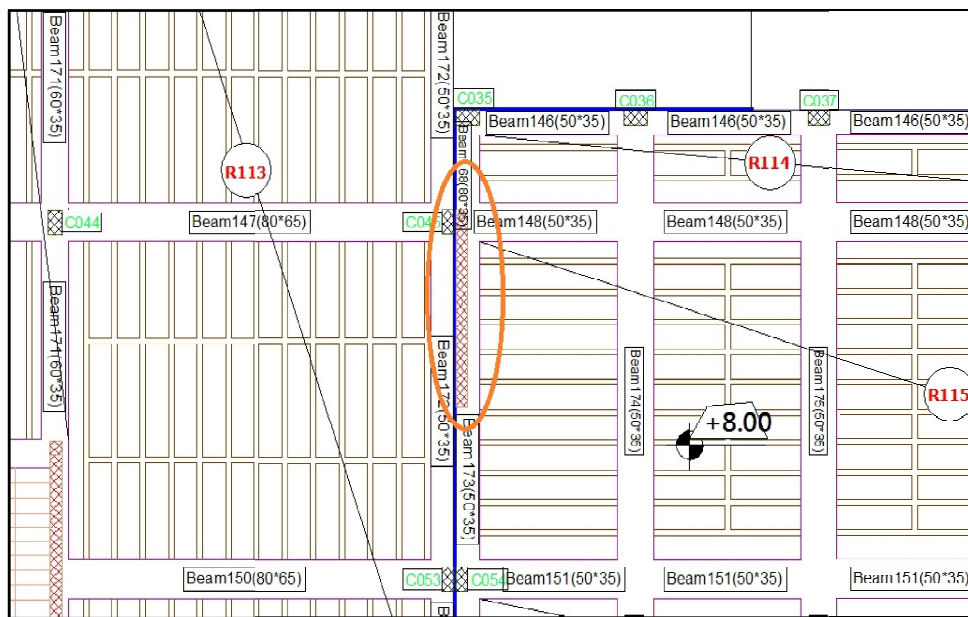
$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2$$

$$A_{sreq} < A_{smin}$$

Use  $A_{s,min}$

$$\text{Select } \emptyset 14 @ 25\text{cm} = 615.6 \text{ mm}^2 > 540 \text{ cm}^2$$

### 4.13 Design of shear wall :



**Fig. (4-29) : Location of shear wall**

## Chapter Four

Design philosophy in ETABS based mainly on transform loads from slabs to walls directly . shear wall has been loaded by two kinds of forces :

- 1) Axial loads (Dead + Live)
- 2) Lateral "seismic loads, wind pressure"

We make a full model by using Etabs and export the forces acting on selected wall as following :

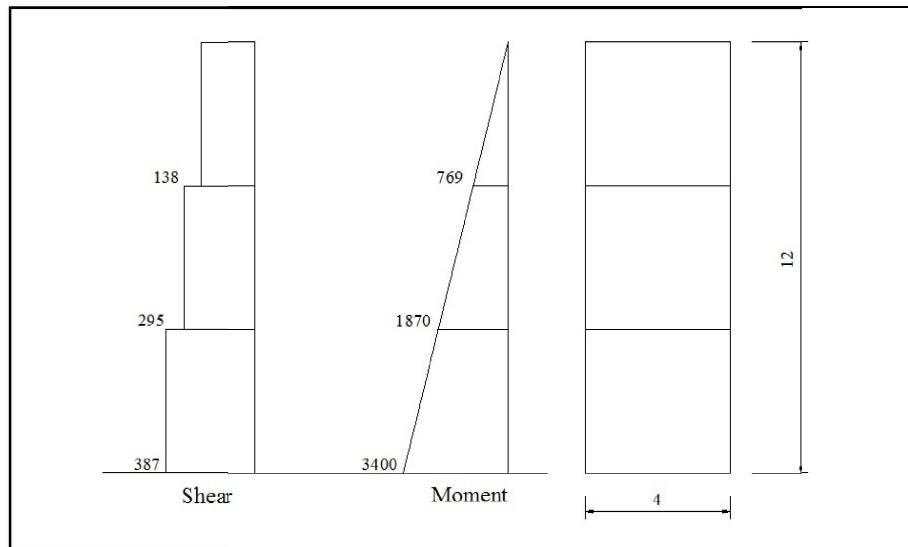


Fig. (4-30) : Shear & moment diagram for shear wall

### 4.13.1 Design of wall :

$$F_c' = 24 \text{ Mpa}$$

$$F_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Thickness} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Height} = 12 \text{ m}$$

$$\text{Width} = 4 \text{ m}$$

$L_w < H_w$  ,, moment section at  $L_w/2$  from base of wall

$$L_w/2 = 4/2 = 2 \text{ m}$$

$$M_{u1} = 3400 * (12-2)/12 = 2833.3 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 387 \text{ kN}$$

$$d = 0.8L_w = 0.8 * 4 = 3.2 \text{ m}$$

### 4.13.2 Design of horizontal steel :

To determine  $V_c$  for wall using the following equation:

$$1- V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b \cdot d = \frac{\sqrt{24}}{6} * 250 * 3200 = 653.2 \text{ kN}$$

## Chapter Four

$$2- V_c = \frac{\sqrt{f_c'}}{4} b \cdot d + \frac{N u \cdot d}{4 L w} = \frac{\sqrt{24}}{4} 250 * 3200 + \frac{0 * 3600}{4 * 4500} = 979.8 \text{ kN}$$

$$3- V_c = \left[ \frac{\sqrt{f_c'}}{2} + \frac{L w \left( \sqrt{f_c'} + \frac{2 \cdot N u}{L w \cdot h} \right)}{\frac{M u}{V u} - \frac{L w}{2}} \right] h \cdot \frac{d}{10} = \left[ \frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{4(\sqrt{24} + 0)}{\frac{2833.3}{327} - \frac{4}{2}} \right] 250 * \frac{3.2}{10} = 431.2 \text{ kN}$$

$$V_c = 431.2 \text{ kN} \underline{\text{controlled}}$$

$$\emptyset V_c + \emptyset V_s = V_u$$

$$V_s = V_u / \emptyset - V_c = 387 / 0.75 - 431.2 = 84.8 \text{ kN}$$

this force will be carried by steel bar in horizontal direction .

$$\frac{A v_h}{S} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{84.8 * 10^3}{420 * 3200} = 0.063$$

$$\text{check minimum ratio : } \frac{A v_h}{S_{\min}} = 0.0025 h = 0.0025 * 250 = 0.625 > 0.063$$

therefore , take ratio = 0.625

select  $\emptyset 10$  two legs with  $A_s = 158 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{158}{0.625} = 252.8 \text{ mm} \leq L w / 5 = 4000 / 5 = 800 \text{ mm}$$

$$\leq 3 \cdot h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$$

select  $S = 200$

### 4.13.3 Design of vertical steel :

$$\rho_t = \frac{A v_h}{S \cdot h} = \frac{158}{200 * 250} = 0.00316$$

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5(2.5 - H w / L w)(\rho_t - 0.0025)$$

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5(2.5 - 12/4)(0.00316 - 0.0025) = 0.0025$$

$$\rho_l = \frac{A v_v}{S \cdot h}$$

select  $\emptyset 10$  two legs with  $A_s = 158 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{158}{0.0025 * 250} = 252.8 \text{ mm} \leq L w / 3 = 4000 / 3 = 1333 \text{ mm}$$

$$\leq 3 \cdot h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$$

select  $S = 200 \text{ mm}$

### 4.13.4 Design of flexural steel :

$M_u$  ( of boundary ) =  $M_u \text{ max} - M_u$  (by uniform vertical bars)

$$A v_v = 4000 * 158 / 200 = 3160 \text{ mm}^2$$



## Chapter Four

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + \frac{0.85fc' \cdot b \cdot h \cdot \beta}{fy \cdot Avv}} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \cdot 24 \cdot 4000 \cdot 250 \cdot 0.85}{420 \cdot 3160}} = 0.469$$

$$Mu = 0.9(0.5Av \cdot fy \cdot Lw(1 - \frac{Z}{2Lw})) = 0.9(0.5 \cdot 3013.3 \cdot 420 \cdot 4000 \cdot (1 - 0.469/2)) = 1828.7 \text{ kN.m}$$

$$Mu_b = 3400 - 1828.7 = 1571.3 \text{ kN.m}$$

C = compression zone

$$C = \frac{Lw}{600 \cdot \frac{\Delta u}{Hw}}$$

$$\frac{\Delta u}{Hw} = \frac{0.1}{12} = 0.0083$$

$$C = \frac{4000}{600 \cdot 0.0083} = 803.2 \text{ mm}$$

$$Lb > c/2 = 803.2/2 = 401.6 \text{ mm}$$

$$> C - 0.1 \cdot Lw = 803.2 - 0.1 \cdot 4000 = 403.2 \text{ mm}$$

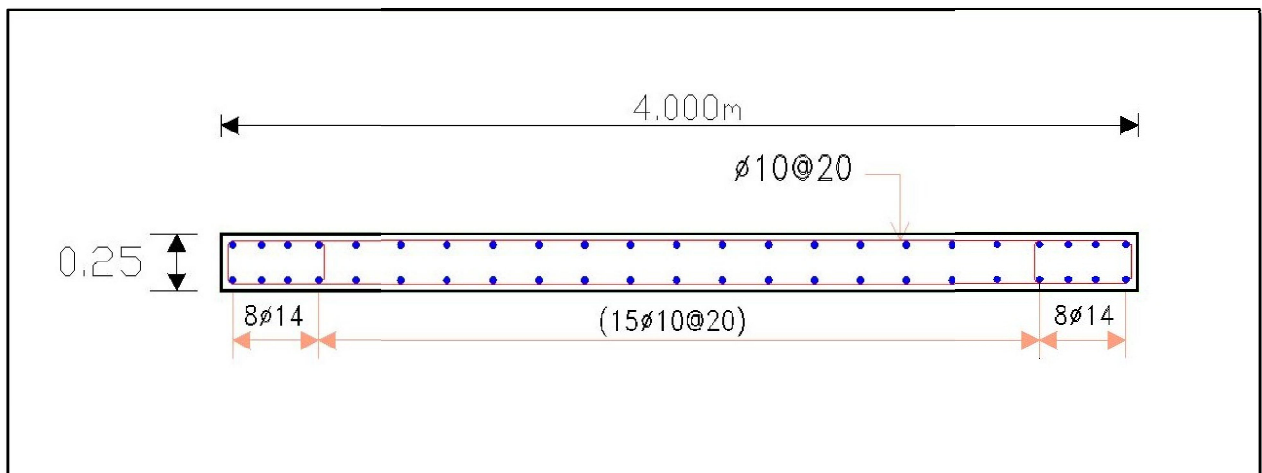
select  $Lb = 450 \text{ mm}$

$$As_b = \frac{Mu/\phi}{fy(lw-lb)} = \frac{1571.3 \cdot 10^6 / 0.9}{420(4000 - 450)} = 1170.95 \text{ mm}^2$$

Select  $\emptyset 14$  with  $As = 154 \text{ mm}^2$

$$N = 1170.95 / 154 = 7.6 \approx 8 \text{ bars}$$

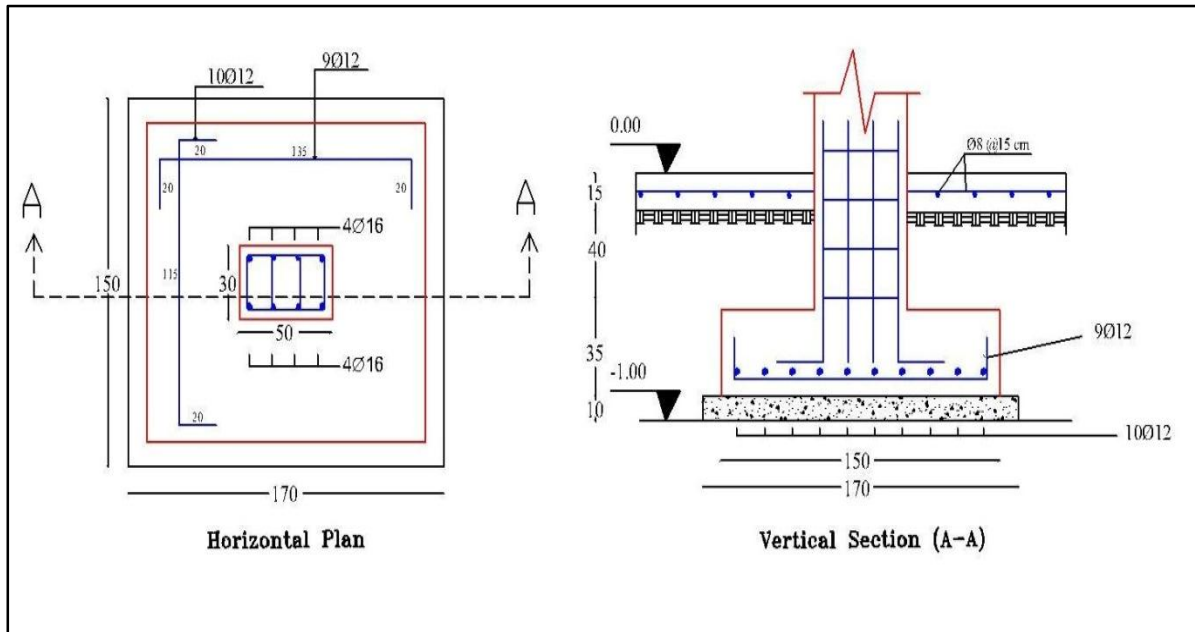
Select  $8\emptyset 14$  in each boundary side.



**Fig. (4-31) :** Reinforcement detail of shear wall

## Chapter Four

### 4.14 Design of isolated footing:



**Fig. (4-32) : Geometry of footing (F1)**

#### 4.14.1 Load calculation:

From column group1

DL= 442 KN

LL= 294 KN

Factored load = 1000 kN .

Soil weight = 18.42 kN/m<sup>3</sup>.

Allowable soil pressure = 420 kN/m<sup>2</sup>.

Fc' = 24 Mpa

Fy = 420 Mpa

Cover = 7.5 cm

#### 4.14.2 Determine the net soil pressure:

use steel bar Ø 12

Assume h = 40 cm .....d = 400-75-12 = 313 mm

Weight of footing= 0.4\*25= 10 KN/m<sup>2</sup>

Weight of soil= 1\*18.42= 18.42 KN/m<sup>2</sup>

Total surcharge load foundation:

W= 10+18.42 = 28.42 KN/m<sup>2</sup>

$q_{all.net} = 420 - 28.42 = 391.58 \text{ KN/m}^2$

## Chapter Four

### 4.14.3 Design of footing area:

$$A = \frac{P_n}{q_{all.net}} = \frac{442+294}{391.58} = 1.88 \text{ m}^2$$

$$A = b \cdot l$$

Take  $b = 1.5 \text{ m}$

$$l = 1.88/1.5 = 1.253, \text{ take } l = 1.3 \text{ m}$$

$$q_u = \frac{1000}{1.5 \cdot 1.3} = 512.82 \text{ KN/m}^2$$

### 4.14.4 Check for one way shear:

**For X- direction:**

$$V_u = ((L - a) \cdot 0.5 - d) \times q_u \times b$$

$$V_u = ((1.3 - 0.3) \cdot 0.5 - 0.313) \times 512.8 \times 1.5$$

$$V_u = 143.8 \text{ KN}$$

**For Y- direction:**

$$V_u = ((L - a) \cdot 0.5 - d) \times q_u \times b$$

$$V_u = ((1.5 - 0.5) \cdot 0.5 - 0.313) \times 512.8 \times 1.3$$

$$V_u = 124.7 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{c,x} &= \phi (\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) / 6 \\ &= 0.75 \cdot \sqrt{24} \cdot 1500 \cdot 313 \cdot 10^{-3} / 6 \\ &= 287.5 \text{ KN} > V_{ux} = 143.8 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_{c,y} &= \phi (\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d) / 6 \\ &= 0.75 \cdot \sqrt{24} \cdot 1300 \cdot 313 \cdot 10^{-3} / 6 \\ &= 249.2 \text{ Kn} > V_{uy} = 124.7 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

### 4.14.5 Check for two way shear:

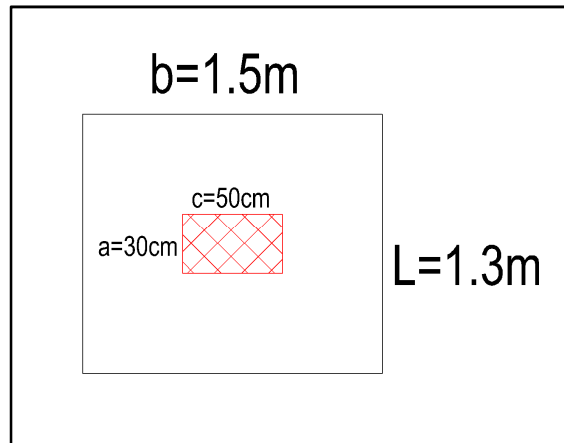
$$\begin{aligned} V_{u,x} &= q_u \cdot (b \cdot l - (a+d) \cdot (c+d)) \\ &= 512.82 (1.5 \cdot 1.3 - (0.3+0.313) (0.5 + 0.313)) \\ &= 744.4 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$\alpha_s = 40$  for interior column

$$\beta = \frac{50}{30} = 1.67$$

$b_o$  = Perimeter of critical section taken at  $(d/2)$  from the loaded area

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \cdot (a+d+c+d) \\ &= 2 \cdot (0.3+0.313 \cdot 2+0.5) \\ &= 2.852 \text{ m} \end{aligned}$$



**Fig. (4-33) :** Plan of F1

## Chapter Four

$V_c$  the smallest of:

$$V_c = \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{B}\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \text{where } \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{B}\right) = \frac{1}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.67}\right) = 0.366$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \text{where } \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) = \frac{1}{12} \left(\frac{40 * 0.313}{2.852} + 2\right) = 0.532$$

$$V_c = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_o * d \quad \text{where } \frac{1}{3} = 0.333 \dots \dots \dots \text{control}$$

$$\text{Take } V_c = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_o * d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 2852 * 313 * 10^{-3} = 1457.73 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 1457.73 = 1093.3 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 1093.3 > V_u = 745.9 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ok}$$

### 4.14.6 Design for bending moment:

#### 4.14.6.1 Design flexure for long direction:

use steel bar  $\phi 12$

$$b = 1.5\text{m}, h = 400\text{mm}, d = 313 \text{ mm}$$

$$M_u = 512.82 * \frac{1.3 * 0.5^2}{2} = 83.33 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b * d^2} = \frac{83.33 * 10^6}{0.9 * 1300 * (313)^2} = 0.727 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.727}{420}}\right) = 0.001763$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.001763 * 1300 * 313 = 717.34 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1300 * 400 = 936 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 936 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 721.75 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = A_{s_{\min}} = 936 \text{ mm}^2.$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{\text{bar} \phi 12}} = \frac{936}{113.1} = 8.2.$$

$\therefore$  Use **9 $\phi$ 12**

$$S = \frac{1300 - 75 * 2 - 9 * 12}{8} = 130.25 \text{ mm}$$

Step S is the smallest of

$$1- 3h = 3 * 400 = 1200 \text{ mm}$$

$$2- 450 \dots \dots \dots \text{control}$$

$$S = 115.7 < S_{\max} = 450 \dots \dots \dots \text{ok}$$

## Chapter Four

### 4.14.6.2 Design flexure for short direction:

Take steel bare of  $\Phi 12$

$$b = 1.3\text{m}, h = 400\text{mm}, d = 313 - \frac{12}{2} = 307\text{mm}$$

$$f'_c = 24\text{ MPa} \quad f_y = 420\text{ MPa}$$

$$M_u = 512.82 * \frac{1.5 * 0.5^2}{2} = 96.2\text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b * d^2} = \frac{96.2 * 10^6}{0.9 * 1500 * (307)^2} = 0.756\text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right)$$
$$= \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.756 * 20.59}{420}} \right) = 0.00183$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00183 * 1500 * 307 = 842.72\text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1500 * 400 = 1080\text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 1080\text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 861.14\text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = A_{s_{\min}} = 1080\text{ mm}^2.$$

$$n = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{\text{bar}\Phi 12}} = \frac{1080}{113.1} = 9.55$$

$\therefore$  Use **10 $\Phi$ 12**

$$S = \frac{1500 - 75 * 2 - 10 * 12}{9} = 136.67\text{mm}$$

$$S = 136.67 < S_{\max} = 450 \dots \dots \dots \text{ok}$$

### 4.14.7 Check transfer of load at base of column:

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f'_c A_g)$$

$$= 0.65(0.85)(24) * 500 * 300 * 10^{-3} = 1989\text{ KN} > P_u = 1000\text{ KN.}$$

Since  $\Phi P_n > P_u$ .

$\therefore$  **Dowels are not required for load transfer**

$$\text{The min. area of dewels} = 0.005 * A_g = 0.005 * 300 * 500 = 750\text{ mm}^2.$$

$$\text{Use } 12\Phi 16, A_s = 2412\text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 750\text{ mm}^2$$

## الفصل الخامس

5

### النتائج و التوصيات

النتائج .	1.5
التوصيات .	2.5
المراجع .	3.5

### 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 تصميماً جيداً يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

### 2.5 التوصيات :-

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

## الفصل الخامس

### 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.



**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	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density  $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$ ) 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  $1440\text{-}1920 \text{ kg/m}^3$ , 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 ONE-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 non-structural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load $L$	$l/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load $L$	$l/360$
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) <sup>†</sup>	$l/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$l/240^§$

\* 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

الفصل الخامس

الاحمال الحية للارضيات والعقدات

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

الفصل الخامس

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

الفصل الخامس

<p>كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.</p>	<p>غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمّامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبياردو.</p>	<p>السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.</p>	<p>المباني التعليمية وماشابهها</p>
<p>كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.</p>	<p>الممرات والمداحل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.</p>		