

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لكلية عمارة تابعة لجامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل :-

وسام العدم

فادي المعطي

حذيفة الوحش

روان قرجة

إشراف :-

م. ايناس الشويكي

الخليل - فلسطين

2015

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لكلية عمارة تابعة لجامعة بوليتكنك فلسطين

فريق العمل :-

وسام العدم

فادي المعطي

حذيفة الوحش

روان قرجة

إشراف :-

م. ايناس الشويكي

الخليل - فلسطين

2015

جامعة بوليتكنك فلسطين  
الخليل – فلسطين  
كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :-  
التصميم الإنشائي لكلية عمارة تابعة لجامعة بوليتكنك فلسطين

أسماء الطلبة :-

وسام العدم  
حذيفة الوحش

فادي المعطي  
روان قرجة

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 المدنية تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف  
م.إيناس الشويكي

توقيع اللجنة الممتحنة

توقيع رئيس الدائرة  
د.غسان دويك

## الإهداء

إلى... المعلم الأول الذي ملأ طباق الأرض علماً ونوراً  
رسولنا الكريم سيد البشرية... محمد بن عبد الله.

إلى... حراس العقيدة والوطن إلى من بذلوا أرواحهم في سبيل عزة هذه الأمة.. 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 قلب يشع بالعطاء وجبين ينافس الشمس شموخاً  
وكبرياء.. من بين أصابعك تنبع الإرادة ومن عرقك تسقى النفوس قوةً وطموحاً.. إليك يا  
من سويت لنا الطريق وزينته بألوان الشرف والاستقامة... أبي العزيز.

إلى... نبع العطاء وسيل الحنان إلى.. حبنا الوحيد الذي يباهى طهارته ويزهو  
شفافية.. أسرار روحنا تطوق إلى مسامعك وضيق الحياة يدفعنا إلى سعة سمائك..  
وتتمو على كفيك أشجار الزيتون ويزهو الرمان.. أيها السيدة العظيمة يا من غمرتني حياتنا  
بعطر أنفاسك ورسمت لنا الطرق كما أعدت... أمي العزيزة.

إلى... عنوان سعادتي... إخوتي الأعزاء.

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

إلى... الشموع التي احترقت لثبير الدرب إلى... أساتذتي.

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

إلى... منهل العلم إلى... جامعتي.

إلى... من أحبني وأحببني.

نقدم هذا البحث.

فريق العمل.

## الشكر والتقدير

إن الشكر والامتنان لا تليق إلا لواهب العقول ومنير الدروب لله عز وجل.

كما ونقدم بخزير الشكر والامتنان

إلى بانئة الجبل الواعد... جامعة بولينكنك فلسطين.

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية... بطاقمها التدريسي والإداري.

إلى المشرفة على هذا البحث المهندسة... إيناس الشويكي.

والشكر واصل لكل من ساهم في إنجاز هذا البحث المنواضع.

فريق العمل ..

## التصميم الإنشائي لكلية العمارة في مدينة الخليل-وادي الهرية

### فريق العمل:

روان قرجة      وسام العدم      حذيفة الوحش      فادي المعطي

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٥

إشراف: م. ايناس الشويكي

### ملخص المشروع

أساس العمل في هذا المشروع يقوم على التصميم الإنشائي لكلية العمارة، والتي يفترض بناؤها في جامعة بوليتكنك فلسطين -منطقة وادي الهرية، لتوقع إدارة الجامعة أن هذا المشروع ذو أهمية كبيرة في تعزيز وتقوية تخصص العمارة بإنشاء مباني مجهزة بكافة المرافق والملحقات اللازمة لهذا التخصص حيث يتكون مبنى الكلية من خمس طوابق، طابق تسوية بمساحة طابقية للطابق الأرضي تصل تقريبا إلى ٢٥٠٠ متر مربع، بحيث تقل مساحة كل طابق عن الطابق الأسفل منه، لإضفاء الطابع المعماري الجميل على هذا المبنى الفريد من نوعه.

يحتوي مبنى الكلية على قاعات للتدريس وقاعات المراسم وقاعة الرسم الحر وأقسام الإدارة ومكاتب الأساتذة والمشرفين والمرافق العامة ومكتبة ومطعم وكافيتيريا، وكذلك المبنى مزود بسلالم ومصاعد الحركة الرأسية في المبنى والتي تخدم في سهولة وسرعة الحركة والوصول للمستخدمين، وكذلك يحتوي في طابق التسوية على قاعة مسرح كبيرة.

تم بحمد الله القيام بالحسابات التصميمية الإنشائية اللازمة لكافة العقدات والجسور والأعمدة والأساسات والأجزاء الإنشائية الأخرى للمبنى.

تم التصميم -بعون الله- بناءا على متطلبات الكود الأمريكي (ACI-318)، وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية، وبرامج الرسم مثل (Atir, Autocad Safe, Etabs) وغيرها، ومن الجدير بالذكر، أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية والأحمال الميتة، وسيضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة، وإعداد المخططات التنفيذية بناءا على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي يشتمل عليها المبنى، حيث ينتقل المشروع من كونه مخططات على أوراق، إلى مشروع قابل للتنفيذ والإنشاء على أرض الواقع.

والله ولي التوفيق

# **Structural Design Of Architecture College In Hebron**

**Wadi Al-hariya**

## **WORKING TEAM:**

Rawan Garajeh    Wisam Aladam    Huthayfa Alwahsh    Fadi Almuti

***Palestine Polytechnic University – 2015***

***Supervisor:***            Eng Inas Alshwaiki

## **Project abstract**

The idea of this project is summarized in the structural design of the architecture college in Hebron – Wadi Alhariya in Palestine polytechnic university because there is real need for this structure in the university to improve this specialization and to inform students that their university cares about the student and his needs, that help him to be creative and being an active architect , All of that come with providing the building with all general facilities that should be available in any optimum college that will be ; lecture halls , supervisor offices , drawing hall , library , theater , restaurant , and also the building contains stairs and elevators that make the movement of building users more easier and faster. The project is a college consists of five floors with approximate area of ground floor equal 2500 m<sup>2</sup> and the area of floor gets smaller than floor under it to give the design the beautiful architectural type on this unique building.

The structural design will be according to ACI-318 code ,and to the Jordanian code of loads , and this project contains structural loads analysis for vertical and horizontal loads , and structural design and details each single member in the building.

## جدول المحتويات

رقم الصفحة	المحتويات	
VIII	صفحة العنوان	
VIII	نسخة عن صفحة العنوان	
VIII	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	
VIII	الإهداء	
VIII	الشكر والتقدير	
VIII	ملخص المشروع باللغة العربية	
VIII	ملخص المشروع باللغة الانجليزية	
-VIII VIII	فهرس المحتويات	
VIII	فهرس الجداول	
XIII-XV	فهرس الأشكال	
VIII	List of abbreviations	
1	المقدمة	الفصل الأول
2	مقدمة	1-1
3	تعريف عام بالمشروع	2-1
4	أهداف المشروع	3-1
4	مشكلة المشروع	4-1
5	حدود مشكلة المشروع	5-1
5	المسلمات	6-1
5	فصول المشروع	7-1
6	إجراءات المشروع	8-1
6	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	9-1
7	المقدمة	الفصل الثاني
8	مقدمة	1-2
9	لمحة عامة عن المشروع	2-2
10	موقع المشروع	3-2



10	مساحة قطعة الأرض	1-3-2
11	أسباب اختيار المشروع	2-3-2
11	حركة الشمس والرياح في الموقع	3-3-2
12	وصف عناصر المشروع	4-2
13	وصف المساقط الأفقية	1-4-2
13	وصف طابق التسوية	1-1-4-2
14	وصف الطابق الأرضي	2-1-4-2
15	وصف الطابق الأول	3-1-4-2
16	وصف الطابق الثاني	4-1-4-2
17	وصف الطابق الثالث	5-1-4-2
18	وصف الطابق الرابع	6-1-4-2
19	وصف الواجهات	2-4-2
19	وصف الواجهة الشمالية	1-2-4-2
19	وصف الواجهة الشرقية	2-2-4-2
20	وصف الواجهة الجنوبية	3-2-4-2
20	وصف الواجهة الغربية	4-2-4-2
21	وصف الحركة في المبنى	3-4-2
21	وصف الحركة خارج المبنى	1-3-4-2
21-22	وصف الحركة داخل المبنى	2-3-4-2
23	المقدمة	الفصل الثالث
24	مقدمة	1-3
24-25	هدف التصميم الإنشائي	2-3
25	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	3-3
25	الاختبارات العملية	4-3
26	الأحمال وأنواعها	5-3
27	الأحمال الميتة	1-5-3
27-28	الأحمال الحية	2-5-3
28	الأحمال البيئية	3-5-3

28-29	أحمال الثلوج	1-3-5-3
29	أحمال الرياح	2-3-5-3
29	أحمال الزلازل	3-3-5-3
29	أحمال الانكماش والتمدد	4-5-3
30	العناصر الإنشائية	6-3
31	العقدات ( البلاطات الخرسانية )	1-6-3
31	العقدات المصمتة ( Solid Slabs )	1-1-6-3
32	العقدات المفرغة ( Ribbed Slabs )	2-1-6-3
33-34	البلاطات المسطحة ( Flat Plate )	3-1-6-3
34-35	الجيور ( Beams )	2-6-3
36-37	الأعمدة ( Columns )	3-6-3
37-38	جدران القص ( Shear Wall )	4-6-3
38-39	فواصل التمدد ( Expansion Joints )	5-6-3
39-40	الأساسات ( Foundations )	6-6-3
40-41	الأدراج ( Stairs )	7-6-3
41	الجدران الإستنادية ( Retaining walls )	8-6-3
41	البرامج الحاسوبية المستخدمة	7-3
42		<b>Chapter 4</b>
43	<b>Introduction</b>	<b>4-1</b>
44	<b>Design method and requirements</b>	<b>4-2</b>
44	<b>Strength design method</b>	<b>4-2-1</b>
44	<b>Factored loads</b>	<b>4-2-2</b>
45	<b>Determination of Slab Thickness</b>	<b>4-3</b>
46	<b>Design of Topping</b>	<b>4-4</b>
47	<b>Determination of factored Load</b>	<b>4-5</b>
47	<b>Determination of Dead load</b>	<b>4-5-1</b>
48	<b>Determination of factored dead &amp; live load</b>	<b>4-5-2</b>
48	<b>Design of Rib 13</b>	<b>4-6</b>
50	<b>Design of flexure</b>	<b>4-6-1</b>
50	<b>Design of Positive moment of rib 0- 13</b>	<b>4-6-1-1</b>

55	Design of Negative moment of rib 0- 13	4-6-1-2
58	Design of shear of rib 0- 13	4-6-2
60	Design of Beam(0-44)	4-7
61	Design of flexure	4-7-1
61	Design of Positive moment	4-7-1-1
67	Design of negative moment	4-7-1-2
69	Design of beam for shear	4-7-2
70	Design of two way ribbed slab	4-8
70	Check the thickness for the two way ribbed slab	4-8-1
71	Load calculation	4-8-2
72	Design of two way ribbed slab	4-8-3
73	Design of one way solid slab	4-9
74	Load calculation	4-9-1
75	Check the thickness	4-9-2
76	Slab design for positive moment	4-9-3
77	Design of column 85	4-10
77	Check for slenderness	4-10-1
79	Design of the tied reinforcement	4-10-2
80	Design of stair	4-11
80	Flight load calculation	4-11-1
81	Landing load calculation	4-11-2
81	Flight load diagram	4-11-3
83	Landing load diagram	4-11-4
86	Design of isolated footing	4-12
86	Determination of loads	4-12-1
86	Determination of footing area	4-12-2
87	Determination the depth of footing	4-12-3
87	Check for the two way shear action (punching)	4-12-4
88	Design of bending moment	4-12-5
89	Development length of main reinforcement	4-12-6
89	Check transfer of load at base of column	4-12-7
90	Design combined footing	4-13
90	Determination of footing depth and shear design	4-13-1
92	Design of bending moment	4-13-2
95	Design of basement wall	4-14

95	Load calculation	4-14-1
96	Design of bending moment of wall	4-14-2
97	Design of shear force	4-14-3
97	Design of basement footing	4-14-4
100	Design of shear wall	4-15
101	Check the maximum shear strength permitted	4-15-1
101	Design the horizontal reinforcement	4-15-2
102	Design of bending moment and vertical reinforcement	4-15-3
104	النتائج والتوصيات	Chapter 5
106	قائمة المراجع والمصادر	

### فهرس الجداول

رقم الصفحة	وصف الجدول	اسم الجدول
6	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	1-1
27	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	1-3
28	الأحمال الحية	2-3
29	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	3-3
46	Calculation of the total dead load for topping	1-4
48	Calculation of the total dead load for one way rib slab	2-4
71	Calculation of the total dead load for two way ribbed slab	3-4
74	Calculation of the total dead load for one meter strip slab	4-4
80	Calculation of the total dead load for flight	5-4
81	Calculation of the total dead load for landing	6-4

## فهرس الأشكال

رقم الصفحة	وصف الشكل	اسم الشكل
10	صورة جوية لقطعة الأرض	1-2
12	الموقع العام للمشروع	2-2
13	طابق التسوية	3-2
14	الطابق الأرضي	4-2
15	الطابق الأول	5-2
16	الطابق الثاني	6-2
17	الطابق الثالث	7-2
18	الطابق الرابع	8-2
19	الواجهة الشمالية	9-2
19	الواجهة الشرقية	10-2
20	الواجهة الجنوبية	11-2
20	الواجهة الغربية	12-2
21	موقع عام يوضح الحركة خارج المبنى	13-2
22	مقطع (A-A) يوضح الحركة داخل المبنى	14-2
22	مقطع (B-B) يوضح الحركة داخل المبنى	15-2
26	انتقال الأحمال	1-3
30	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	2-3
30	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	3-3
31	عقدة مصمتة باتجاه واحد	4-3
31	عقدة مصمتة باتجاهين	5-3
32	العقدات المفرغة في اتجاه واحد	6-3
32	ثلاثي الأبعاد للعقدات المفرغة في اتجاه واحد	7-3
33	عقدات مفرغة في اتجاهين	8-3
33	عقدات مفرغة في اتجاهين	9-3

34	Flat Plate	10-3
34	مقطع يبين بعض أنواع الجسور	11-3
35	شكل ثلاثي الأبعاد لبعض أنواع الجسور	12-3
35	تفاصيل التسليح في الجسر	13-3
36	الجسور الساقطة والمسحورة	14-3
36	مقاطع لأنواع مختلفة من الأعمدة	15-3
37	تفاصيل التسليح في الأعمدة المربعة والدائرية	16-3
38	تفاصيل التسليح لجدران القص	17-3
38	تفاصيل تسليح جدران القص مع الأساسات	18-3
39	تفاصيل تسليح الأساسات المنفصلة	19-3
40	شكل ثلاثي الأبعاد يظهر بعض أنواع الأساسات في المبنى	20-3
41	مقطع توضيحي في الدرج بالإضافة إلى تفاصيل التسليح	21-3
41	أنواع مختلفة من الجدران الأستنادية	22-3
45	Ground Floor Slab	1-4
45	section in one way ribbed slab	2-4
46	system for topping	3-4
47	section in one way ribbed slab	4-4
48	Rib geometry	5-4
49	loading of Rib 13	6-4
49	Moment Envelop of rib 13	7-4
49	Shear Envelop of rib 13	8-4
60	Beam Geometry	9-4
60	Load of beam	10-4
60	Moment Envelop for Beam	11-4
61	Shear Envelop for Beam	12-4
70	Two way ribbed slab	13-4
72	Reinforcement of two way ribbed slab	14-4
73	One way solid slab	15-4
74	Slab geometry	16-4
75	Slab load	17-4
75	Moment and shear envelope	18-4
77	Location of column 85	19-4

79	Reinforcement of column 85	20-4
80	Stair diagram	21-4
81	Flight load diagram	22-4
83	Landing load diagram	23-4
85	Reinforcement of stair	24-4
86	Horizontal plan of isolated footing	25-4
86	Vertical section of isolated footing	26-4
90	Vertical section for footing	27-4
90	Detail for combined footing	28-4
92	Envelope moment for combined footing	29-4
95	Basement wall loading	30-4
96	Envelope moment for basement wall	31-4
96	Envelope shear for basement wall	32-4
97	Basement footing geometry	33-4
99	Detail of basement wall	34-4
100	shear wall distribution in the building	35-4
100	shear and moment diagram of shear wall SW 36	36-4
103	Detailing of shear wall SW 36	37-4

### **List of abbreviation:**

$D_L$ : Dead load.

$L_L$ : live load.

$W_u$ : factored total load.

$L_n$ : clear length of member.

$\delta$ : thickness of a layer.

$\gamma$ : unit weight of material.

$M_n$ : nominal moment.

$M_u$ : factored moment at section.

$f'_c$ : Compression strength of concrete.

$f_y$ : specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

$\rho$ : ratio of steel area.

$\epsilon_s$ : strain of tension steel.

$\phi$ : strength reduction factor.

$V_n$ : nominal shear strength.

$V_u$ : factored shear force at section.

$V_c$ : nominal shear strength provided by concrete.

$V_s$ : nominal shear strength provided by shear reinforcement.

$A_s$ : area of steel.

$A_v$ : area of shear reinforcement.

$b$ : width of compression face of member.

$b_w$ : web width.

$d$ : distance from extreme compression fibers to centroid of tension reinforcement.

$h$ : over all thickness of member.

$P_n$ : nominal axial load.

$P_u$ : factored axial load.

$S$ : spacing between bars.



# 1

## الفصل الأول

### المقدمة

- 1-1 المقدمة .
- 2-1 تعريف عام بالمشروع .
- 3-1 أهداف المشروع .
- 4-1 مشكلة المشروع .
- 5-1 حدود مشكلة المشروع .
- 6-1 المسلمات .
- 7-1 فصول المشروع .
- 8-1 إجراءات المشروع .

## 1-1 المقدمة :

حين نتأمل في آيات القرآن الحكيم، نرى مجموعة كبيرة من الآيات الكريمة قد تصل إلى العشرات، تتحدث عن مهمة أساسية للإنسان في هذه الحياة، وهي مهمة إعمار الأرض، واستثمار الخيرات التي أودعها الله سبحانه وتعالى في هذا الكون.

يقول الله سبحانه وتعالى: ﴿هو أنشأكم من الأرض واستعمركم فيها﴾ {هود : ٦١}.

وهنا نقف مع ملاحظة مهمة وهي أن الله سبحانه وتعالى لم يقل انه عمر الأرض لكم، بل أنه سبحانه خلق هذا الكون وأودع فيه الثروات والخيرات والإمكانات، ثم فوض إلى الإنسان أن يستغل هذه الثروات والإمكانات من اجل اعمار الأرض.

ومن ناحية أخرى فان التعليم له دور اجتماعي كبير في كافة المجتمعات، فبالعليم تكون نهضة المجتمعات وتطورها، ونشهد هذا الدور بوضوح في المجتمعات التي أحرزت تقدما وثورة صناعية كبيرة، فهذه الطفرات والثورات كانت بسبب التعليم، فالتعليم له أهمية كبيرة لا يمكننا إنكارها، لا سيما في عالمنا اليوم فلقد غدا دور التعليم حيويا للغاية، و لاشك في أنه ضروري من أجل دفع عجلة التنمية الاقتصادية و الاجتماعية. حيث يقول الله سبحانه وتعالى: ﴿يَرْفَعِ اللَّهُ الَّذِينَ آمَنُوا مِنْكُمْ وَالَّذِينَ أُوتُوا الْعِلْمَ دَرَجَاتٍ﴾ {المجادلة: ١١}

من هنا نجد أن الكليات التعليمية أصبحت ضرورة ملحة لا يستطيع الإنسان الحياة بدونها، حيث أصبح التعليم سلاحه الذي يدعم به الواقع و يبلغ به الحقيقة.

وفي العشرين سنة الماضية كان التقدم سريعا جدا في مختلف العلوم وتطبيقاتها التكنولوجية، حيث باتت هذه التطبيقات تشكل العمود الفقري الذي تقوم عليه حياة الإنسان العصرية وتمنحه شكل وجوده وبقائه.

حيث تم تصميم هذا المشروع إنشائيا وعادة ما تعتبر هندسة الإنشاءات تخصصاً داخل الهندسة المدنية، إلا أنه يمكن دراستها على حدة، حيث تعنى الهندسة الإنشائية بدراسة التحليلات النظرية والتصاميم لكافة أنواع المنشآت وتطبيقاتها آخذين بعين الاعتبار كافة التأثيرات الاستاتيكية والديناميكية وعلاقتها بكافة تأثيرات البيئة من رياح وزلازل وظروف الطقس المختلفة.

## 2-1 تعريف عام بالمشروع :

يتمحور هذا المشروع حول التصميم الإنشائي لكلية العمارة المقترح لإضافته لسلسلة مباني جامعة بوليتكنك فلسطين في السنوات القادمة إن شاء الله، وقد جاء مشروعنا ( التصميم الإنشائي لكلية العمارة ) استكمالاً لما تم بناءه من مباني جامعة بوليتكنك فلسطين، أملاً في أن يساهم هذا المبنى في التقدم والازدهار العلمي لجامعتنا القديرة.

وقد شمل المشروع مجالاتٍ مختلفة من الهندسة المعمارية والمدنية خاصة هندسة المباني، لا سيما أن الجزء الهندسي المدني منه فيه من الصعوبة والتنوع الإنشائي ما يجعل منه مشروعاً يحتاج إلى مهندسين بارعين قادرين على إظهار مواهبهم الهندسية في عملٍ حقيقي لهم، ولا يمكن الوصول إلى التميز الهندسي إلا بالربط بين أجزاء الهندسة المدنية والمعمارية المختلفة وتوحيدها على قاعدة أن الهندسة كلٌّ لا يتجزأ.

بنيت أجزاء المشروع على أساس التسلسل المنطقي في إتمامها، ففي الجزء الأول من المشروع والذي يغطيه مساق مقدمة المشروع تم القيام بالأجزاء الأساسية للمشروع من اختيار فكرة المشروع وهي الخطوة الأولى، ثم عرض فكرة المشروع ومناقشتها وبعد ذلك تم وصف المشروع معمارياً وتحليله وظيفياً ودراسته دراسة معمقة ومن ثم توزيع الأعمدة توزيعاً مناسباً يلبي الناحية المعمارية والإنشائية، ثم دراسة عقود الطوابق بأجزائها، ووضع ما يلزم من عقدة باتجاه واحد أو اتجاهين أو مصمته وغيرها.

كما قمنا بوضع فواصل التمدد، وحوائط القص بحيث تكفي لاعتبار المبنى ثابت (nonsway)، ومن ثم قمنا بتكملة المشروع في مساق مشروع التخرج إنشائياً بكل ما يلزم من جسور وأعمدة وأساسات.

ونشير هنا إلى أن المشروع هو مشروع مهم، ولن يكتب له النجاح إلا بتعاون كل الجهات المسؤولة من وزارات ونقابات ورجال أعمال ونخص بالذكر إدارة الجامعة لإبرازه على أرض الواقع، فيرجى منهم أن يكرموا مجتمعهم وطلبتهم وتزويده بالمنشآت اللازمة له، ولهم ولكم منا جزيل الشكر والتقدير.

### 3-1 أهداف المشروع :

نأمل بعد إكمال هذا البحث أن نكون قد وصلنا إلى تحقيق الأهداف التالية :

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة في المشروع.
٣. القدرة على توظيف وربط كافة المعلومات التي تم دراستها أثناء المرحلة الجامعية من خلال المساقات المختلفة من أجل الوصول إلى نتائج مرضية.
٤. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي بشكل صحيح.
٥. القدرة على التعامل مع المشاكل الإنشائية المختلفة التي يمكن أن تواجهها في المشاريع المختلفة والتي لم تواجهها أثناء الدراسة.

وبذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع جيد في مجال التصميم والتحليل الإنشائي لما يحتويه من حالات متنوعة ومختلفة.

### 4-1 مشكلة المشروع :

يدور موضوع هذا البحث حول تصميم جميع العناصر الإنشائية لمبنى كلية المكونة من عدة طوابق، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور وغيرها، بتحديد الأحمال الواقعة عليها ومن ثم تصميمها إنشائياً بحيث تحقق عامل الأمان للمنشأة، ومن ثم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

## 5-1 حدود مشكلة المشروع :

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

## 6-1 المسلمات :

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08).
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي.
٣. برامج أخرى مثل Microsoft Office Word.

## 7-1 فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

### ١- الفصل الأول:

يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.

### ٢- الفصل الثاني:

يشمل الوصف المعماري للمشروع.

### ٣- الفصل الثالث:

يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

### ٤- الفصل الرابع:

التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

### ٥- الفصل الخامس:

النتائج والتوصيات.

## 8-1 إجراءات المشروع :

- ١) دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع واختيار النظام الإنشائي الملائم.
- ٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.
- ٣) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال.
- ٤) تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.
- ٥) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

الجدول (١-١) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.

المرحلة الزمنية (أسبوعياً)	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦
اختيار المشروع																
دراسة الموقع																
جمع المعلومات حول المشروع																
دراسة المبنى معماريًا																
دراسة المبنى إنشائياً و توزيع الأعمدة																
التحليل الإنشائي																
التصميم الإنشائي																
إعداد مخططات المشروع																
كتابة المشروع وطباعته																
عرض المشروع																





## الفصل الثاني

### الوصف المعماري

1-2 المقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 وصف عناصر المشروع.



## 1-2 المقدمة :

تعتبر العمارة أم العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر، بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح ما بين الخيال والواقع، والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبيئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحى بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة المراد التصميم عليها.

## 2-2 لمحة عامة عن المشروع :

إنَّ أي مشروع يتم التفكير في إنشائه لا بد أن يكون هناك هدف وحاجة لهذا المشروع لذا فإن الهدف الأساسي من إنشاء هذا المبنى الضخم هو تعزيز دور العمارة في المجتمع حيث ان العمارة هي فن وعلم تصميم وتخطيط وتشبيد المباني والمنشآت ليغطي الإنسان بها احتياجات مادية أو معنوية وذلك باستخدام مواد وأساليب إنشائية مختلفة. ويتسع مجال العمارة ليشمل مجالات مختلفة من نواحي المعرفة والعلوم الإنسانية، مثل الرياضيات والعلوم والتكنولوجيا والتاريخ وعلم النفس والسياسة والفلسفة والعلوم الاجتماعية والثقافة والفن بصيغته الشاملة.

فالعمارة ذات علاقة وثيقة بمجالات تخطيط المدن والتخطيط العمراني، والتأثير المدني والتصميم الداخلي، فالمطلوب من المعماري في مرحلة التصميم، التلاعب الخلاق بالموارد والتقنيات المتوفرة، لتحليل المعطيات المتضاربة، من أجل وضع تصور كامل ومفصل للمشروع يعكس الاعتبارات الوظيفية والفنية والجمالية ويربط المشروع بالطبيعة والتقاليد والعادات الموجودة بالمنطقة، وإيجاد صيغة مناسبة من التصميم تترجم احتياجات الناس المستخدمين للمكان فيما بعد، كما يجب عليه أيضاً إعداد الرسومات والمخططات المعمارية والوصفية لتحديد أسلوب التشبيد، وإعداد الجداول الزمنية وتقدير التكلفة وإدارة البناء، حيث ان مبنى كلية العمارة وغيرها من هذه المباني يبرز الأهمية الكبيرة في تعزيز وتقوية تخصص العمارة بإنشاء مباني مجهزة بكافة المرافق والملحقات اللازمة لهذا التخصص، حيث أن هذه المباني لها أنشطة اجتماعية وتجارية وخدمائية متعددة.

المشروع عبارة عن مبنى كلية العمارة، حيث يتكون المبنى من خمسة طوابق بالإضافة إلى طابق التسوية، تتماثل بعض الطوابق في أجزاء من المبنى وتختلف في أجزاء أخرى، حيث تصل مساحة الطابق إلى حوالي 2500 متر مربع، بحيث تقل مساحة كل طابق عن الطابق السابق له لإضفاء الطابع المعماري الجميل على هذا المبنى.

يحتوي مبنى الكلية على قاعات للتدريس وقاعات المراسم وقاعة الرسم الحر وأقسام الإدارة ومكاتب الأساتذة والمشرفين والمرافق العامة ومكتبة ومطعم وكافيتيريا، وكذلك المبنى مزود بسلاسل ومصاعد الحركة الرأسية في المبنى والتي تخدم في سهولة وسرعة الحركة والوصول للمستخدمين، وكذلك يحتوي في طابق التسوية على قاعة مسرح كبيرة.

**3-2 موقع المشروع :**

عند اختيار موقع أي مشروع يجب أن يكون هذا الموقع منسجم مع الأهداف والأغراض والاستخدامات اللازمة للمشروع، لذلك يجب دراسة الموقع جيدا وهذه الدراسة تشمل عدة أمور أهمها : الموقع الجغرافي، الحالة المناخية للمنطقة، واتجاه وطبيعة الرياح في المنطقة، أيضا يجب دراسة طبوغرافية الأرض وفهم طبيعة التربة ومقدار تحملها.

تقع قطعة الأرض المقترحة لإقامة المشروع عليها في الجهة الجنوبية من محافظة الخليل في واد الهرية بجانب جامعة بوليتكنك فلسطين ، حيث تقع مدينة الخليل على هضبة ترتفع ٩٤٠ م عن سطح البحر.



الشكل (1-2) : صورة جوية لقطعة الأرض

**1-3-2 مساحة قطعة الأرض :**

تبلغ مساحة قطعة الأرض المقترحة لإقامة المشروع حوالي 15000 متر مربع.

**2-3-2 أسباب اختيار الموقع :**

١. قطعة الأرض قريبة من الجامعة حيث سيكون المبنى استكمالاً لمباني الجامعة.
٢. مساحة الأرض متناسبة مع مساحة وحجم المشروع.
٣. طبيعة الأرض السهلة وهذا يساعد في عمليات الحفر وعمل الأساسات.
٤. طبيعة المنطقة متناسبة مع طبيعة المبنى وأغراضه.
٥. البعد عن التلوث حيث المنطقة بعيدة عن وسط المدينة.
٦. عدم وجود طابع معماري موحد في المنطقة يجعل من المبنى عنصراً متميّزاً في المنطقة ككل.

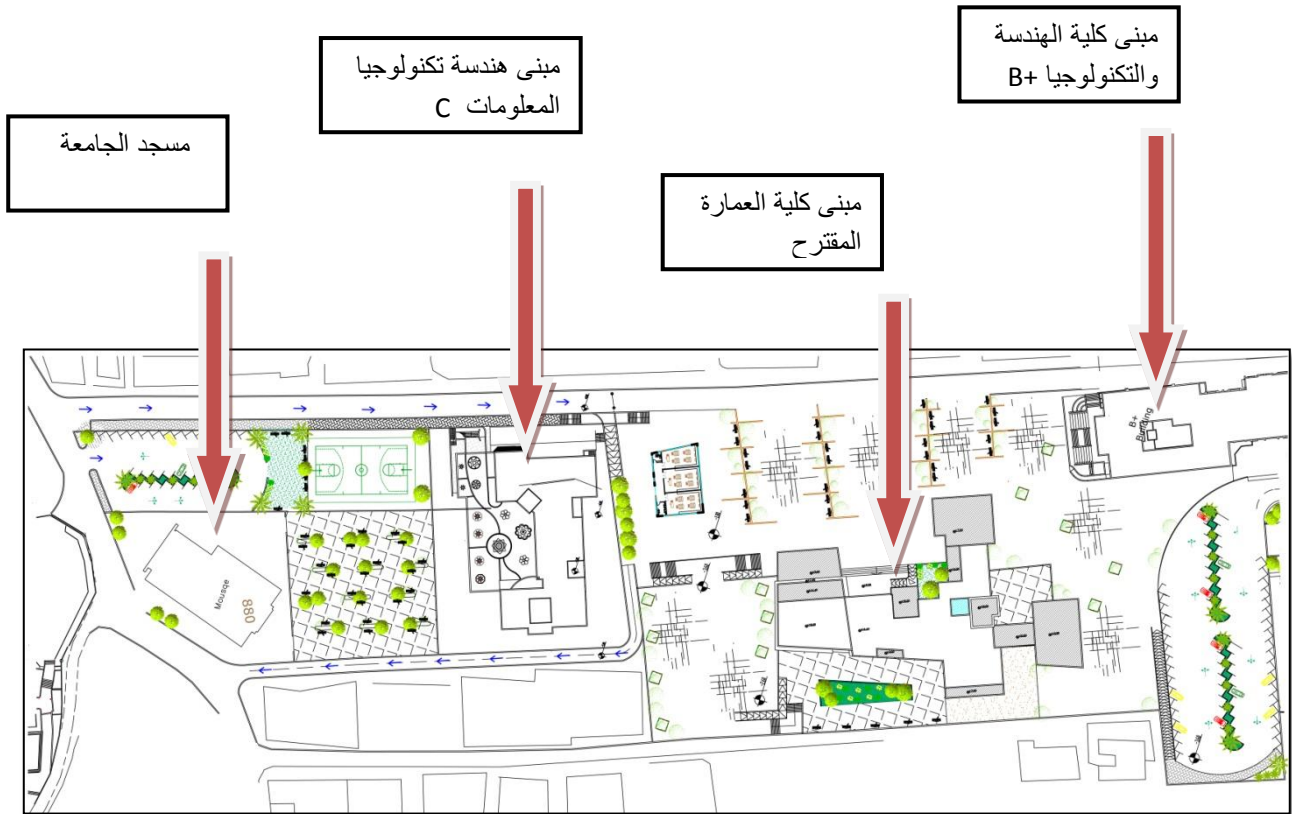
**3-3-2 حركة الشمس والرياح في الموقع :**

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة.

للرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

## 4-2 وصف عناصر المشروع :

يتكون مبنى الكلية من خمس طوابق وطابق تسوية ، بمساحة طابقية للطابق تصل تقريبا إلى 2500 متر مربع ، بحيث تقل مساحة كل طابق عن الطابق الاسفل منه لإضفاء الطابع المعماري الجميل على هذا المبنى .



الشكل (2-2) : الموقع العام للمشروع.

وفيما يلي وصف للعناصر المعمارية وشكل الحركة للمبنى :

**1-4-2 وصف المساقط الأفقية :**

**1-1-4-2 وصف طابق التسوية :**

تبلغ مساحة طابق التسوية 309 متر مربع تقريبا، ويحتوي هذا الطابق على المسرح وهو مشترك مع الطابق الأرضي، ويحتوي على مطبخ وحمامات ومكان مخصص للاستحمام .



الشكل (2-3) : طابق التسوية .

## 2-1-4-2 وصف الطابق الأرضي :

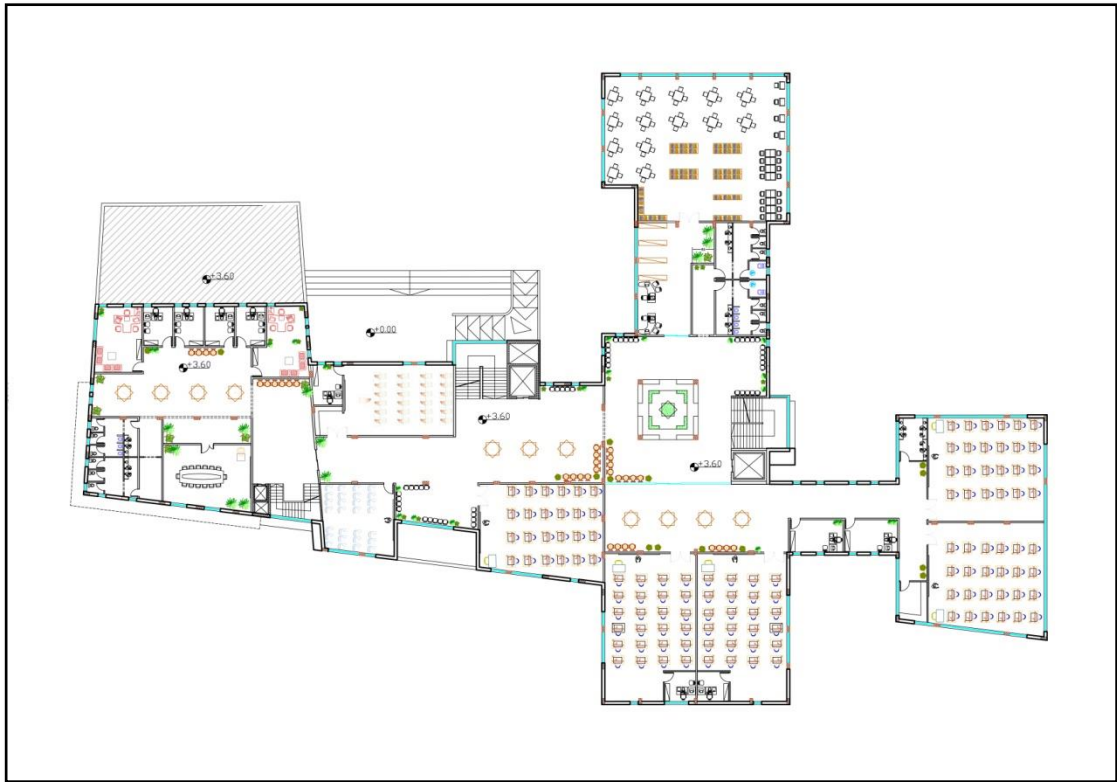
تبلغ مساحة الطابق الأرضي 2570 متر مربع تقريبا، ويحتوي هذا الطابق على صالة عرض وقسم المالية والتسجيل والمسرح المشترك مع طابق التسوية، ومكتب رئيس القسم ومكاتب موظفين وقاعات مشرفين وقاعات الرسم الحر والكافيتيريا وغرفة تخزين وحمامات ومخرج الطوارئ .



الشكل (4-2) : الطابق الأرضي.

## 3-1-4-2 وصف الطابق الأول :

تبلغ مساحة الطابق الأول 2425 متر مربع تقريبا، ويحتوي هذا الطابق على مكتب رئيس القسم ومكاتب موظفين ومكاتب السكرتارية وقاعة المؤتمرات وقاعات المحاضرات وقاعات المراسم ومكاتب للمشرفين ومكتبة ومختبر يحتوي على أجهزة كمبيوترات، وأيضا يحتوي على غرفة تخزين وغرفة للغسيل وحمامات .



الشكل (5-2) : الطابق الأول.

## 4-1-4-2 وصف الطابق الثاني :



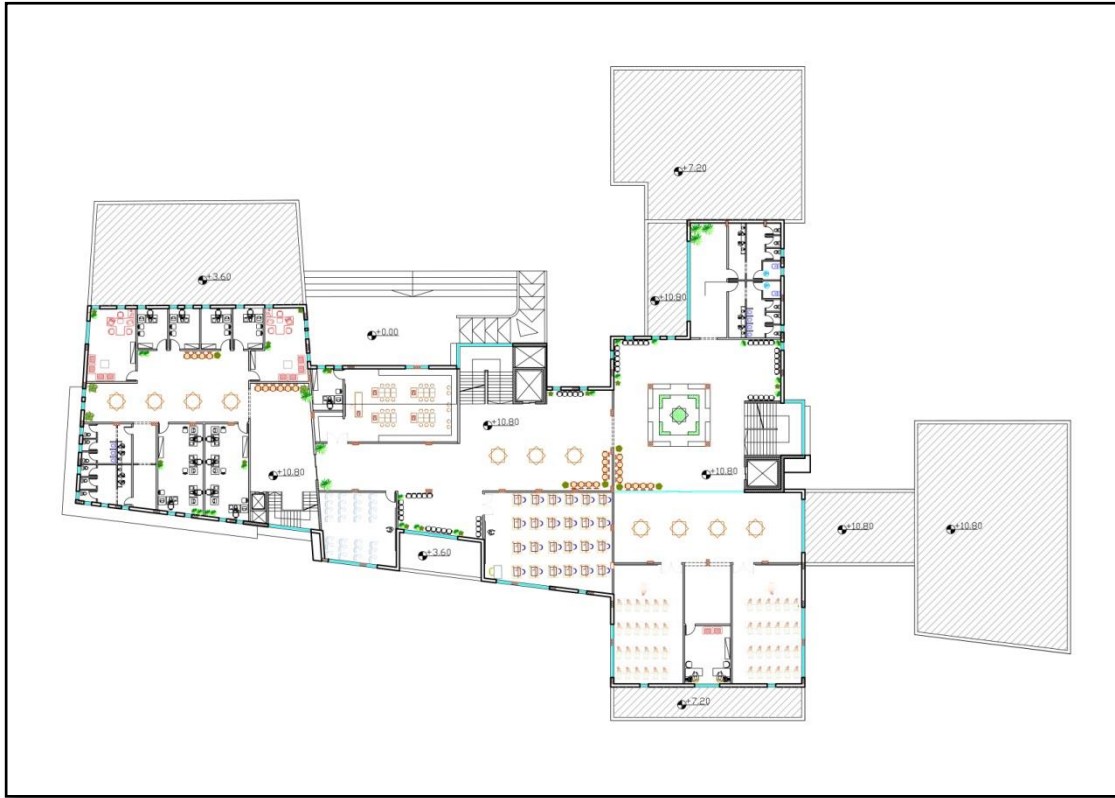
تبلغ مساحة الطابق الثاني 2115 متر مربع تقريبا، ويحتوي هذا الطابق على مكتب رئيس القسم ومكاتب موظفين ومكاتب السكرتارية وقاعات المراسم وقاعات المحاضرات ومختبر وغرفة تخزين وغرفة غسل وحمّامات ومغاسل، وأيضا يحتوي على غرفة مخصصة للصلاة.



الشكل (2-6) : الطابق الثاني.

#### 5-1-4-2 وصف الطابق الثالث :

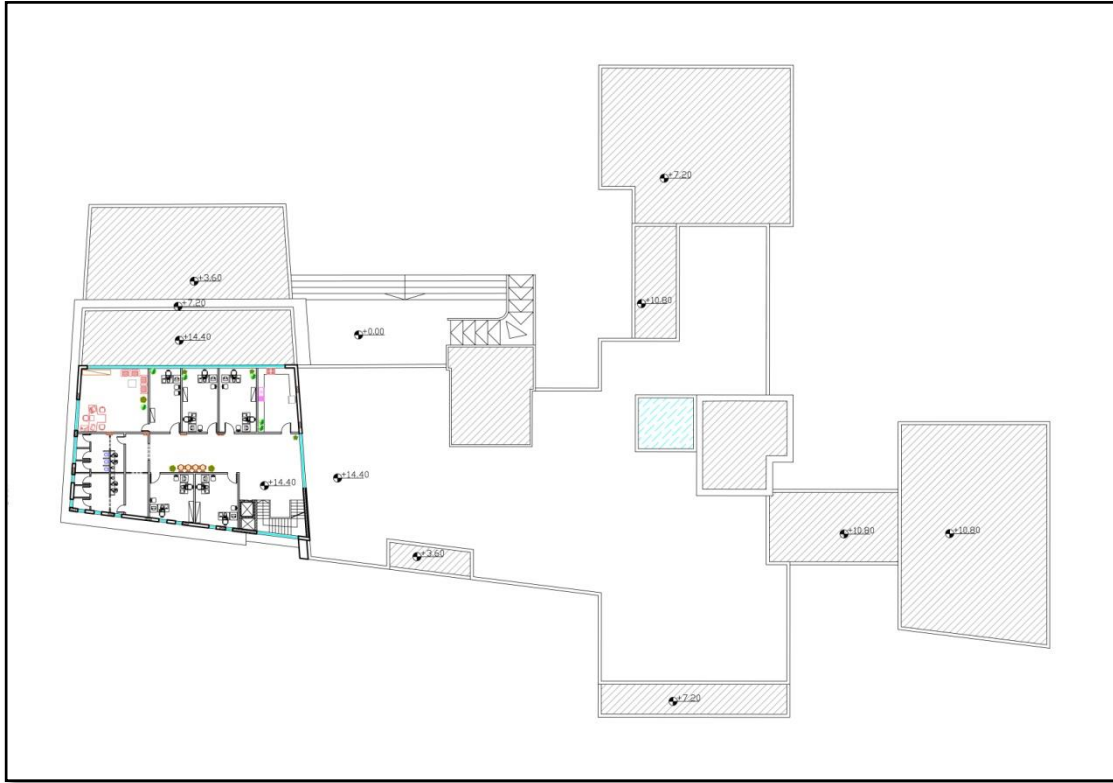
تبلغ مساحة الطابق الثالث 1686 متر مربع تقريبا، ويحتوي هذا الطابق على مكتب رئيس القسم ومكاتب موظفين ومكاتب السكرتارية وقاعات المراسم وقاعات المحاضرات ومختبر الوسائط المتعددة ومختبر تكنولوجيا مواد البناء ومختبر نظم المعلومات الجغرافية، بالإضافة إلى الحمامات والمغاسل.



الشكل (7-2) : الطابق الثالث.

#### 6-1-4-2 وصف الطابق الرابع :

تبلغ مساحة الطابق الرابع 346 متر مربع تقريبا، ويحتوي هذا الطابق على مكاتب موظفين ومكتب رئيسي ومطبخ وحمام .



الشكل (8-2) : الطابق الرابع.

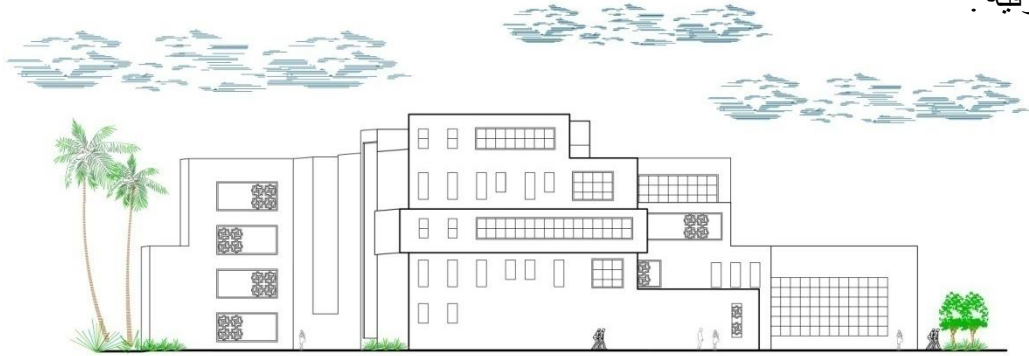
#### 2-4-2 وصف الواجهات :

إنَّ اهتمام أي مهندس معماري بالواجهات يكون كبيراً حيث أنَّ الواجهات يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع طبيعة المبنى واستخداماته، لذا على المهندس مراعاة كل تفصيلاً من تفاصيل

الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب والتراجعات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

#### 1-2-4-2 وصف الواجهة الشمالية :

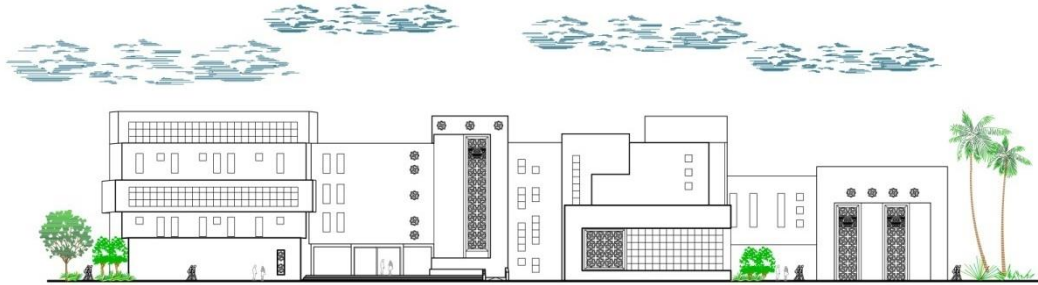
نجد الإبداع المعماري ظاهراً في هذه الواجهة بدايةً من الكتل ذات التراجعات الظاهرة والمناسيب المتفاوتة، والتي أضافت بدورها طابعاً جمالياً وحيوياً وديناميكياً للواجهة. وأيضاً تنوع المواد المستخدمة وطريقة الدمج بينها حيث تم الدمج بين الحجر والزجاج في البناء والشبائيك الزخرفية .



الشكل (9-2) : الواجهة الشمالية.

#### 2-2-4-2 وصف الواجهة الشرقية :

في هذه الواجهة أيضاً تظهر التراجعات واختلاف المناسيب وهذا أعطاها حركة وتكتيل واضحين، وأيضاً تنوع المواد المستخدمة وطريقة الدمج بينها حيث تم الدمج بين الحجر والزجاج في البناء والشبائيك الزخرفية .



الشكل (10-2) : الواجهة الشرقية.

#### 3-2-4-2 وصف الواجهة الجنوبية :

كباقي الواجهات في المبنى اتحدت مجموعة من العناصر بشكل متناسق ومتناسق لتبرز الجمال المعماري لهذه الواجهة، ونجد التراجعات واختلاف المناسيب والأجزاء الزخرفية، جميع هذه العناصر أبرزت الجمال والروعة المعمارية للواجهة .



الشكل (2-11) : الواجهة الجنوبية.

#### 4-2-4-2 وصف الواجهة الغربية :

أيضا في هذه الواجهة نجد الإبداع المعماري ظاهراً في الكتل ذات التراجعات الظاهرة والمناسيب المتفاوتة، والتي أضافت بدورها طابعاً جمالياً للواجهة .

وأيضاً تنوع المواد المستخدمة وطريقة الدمج بينها حيث تم الدمج بين الحجر والزجاج في البناء والشبابيك الزخرفية .



الشكل (2-12) : الواجهة الغربية.

#### 3-4-2 وصف الحركة في المبنى :

### 1-3-4-2 وصف الحركة خارج المبنى :

تتعدد الحركة خارج وحول المباني، حيث تم مراعاة الأمان والسهولة في الحركة والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المبنى وإلى المباني المجاورة بكل سهولة وسلاسة في الحركة وتعدد الطرق الواصلة إلى المبنى.

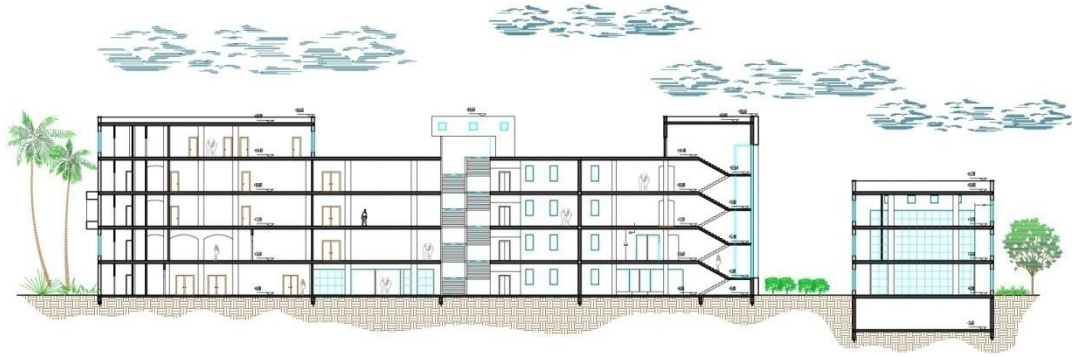


الشكل (2-13) : موقع عام يوضح الحركة خارج المبنى.

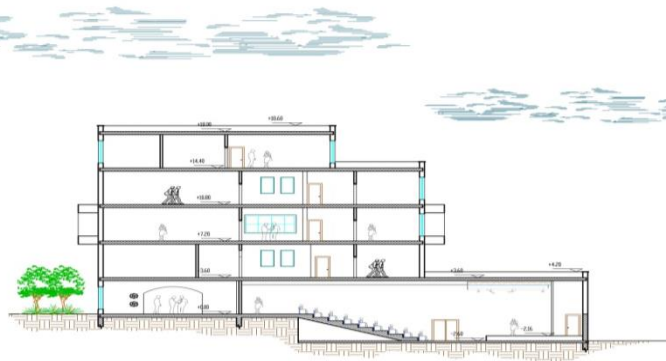
### 2-3-4-2 وصف الحركة داخل المبنى :

فيما يتعلق بالحركة داخل المبنى، فهو كما توضحه المقاطع، حيث تكون الحركة الرأسية بين الطوابق عن طريق المصاعد الكهربائية والأدراج وتكون في عدة أماكن في المبنى حيث تسهل أيضا الحركة الأفقية التي تتم عن طريق مداخل يتفرع منها ممرات إلى داخل المبنى بشكل سلس ومباشر بناء على أهمية العلاقات بين الفراغات في المبنى.

الشكل (14-2) : مقطع (A-A) يوضح الحركة داخل المبنى.



الشكل (15-2) : مقطع (B-B) يوضح الحركة داخل المبنى.



## 3

## الفصل الثالث

## الوصف الإنشائي

- 1-3 المقدمة.
- 2-3 هدف التصميم الإنشائي.
- 3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل.
- 4-3 الاختبارات العملية.
- 5-3 الأحمال وأنواعها.
- 6-3 العناصر الإنشائية.
- 7-3 البرامج الحاسوبية المستخدمة.
- 8-3 تصميم عينة من الجسر و الأصباب (Ribs).



**1-3 المقدمة :**

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماماً للمشروع المراد إنشاؤه، فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية، بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان، لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعه، ولذلك فأن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقاً في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل، وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

**2-3 هدف التصميم الإنشائي :**

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية، ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي تم القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI318 M-08)(American concrete institute)، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97)، واستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج الحاسوبية لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة عليه و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع.

وعند تصميم أي عنصر إنشائي لا بد من مراعاة المعايير التالية:-

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

### 3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

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 المطلوب والأمن وطريقة العمل المناسبة.

### 4-3 الاختبارات العملية:

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات، ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها.

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة.

## 5-3 الأحمال وأنواعها :

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصميم المنشأ ليتحملها، إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لأن أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة، في هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه، والشكل (1-3) يوضح كيفية انتقال الأحمال في المبنى.

← ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

✓ الأحمال الرئيسية (Main Loads)، ومنها :

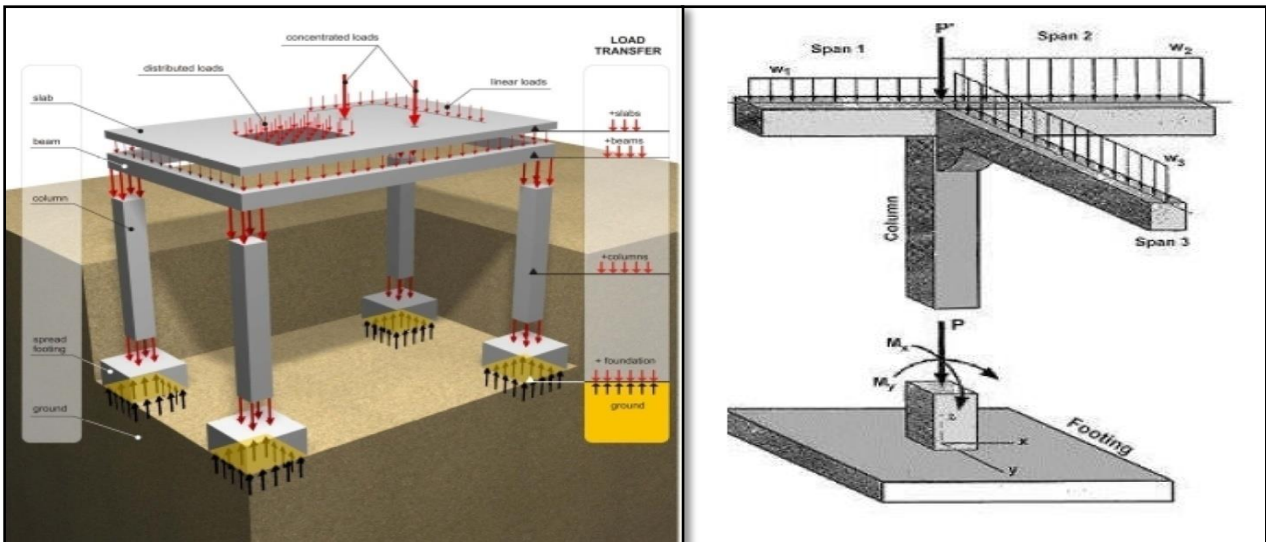
١- الأحمال الميتة (Dead Loads –DL).

٢- الأحمال الحية (Live Load –LL).

٣- الأحمال البيئية.

✓ الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لترتبة الأساس وقد تم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقاً خلال هذا الفصل .



الشكل (1-3) : انتقال الأحمال.

**1-5-3 الأحمال الميتة :-**

هي الأحمال الناتجة دائماً عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية)، كالأوزان على مختلف أنواعها سواء الأوزان الذاتية للمنشأ، أو أوزان العناصر الثابتة فوقها، وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى، أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإستنادية مثلاً، ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

و يدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح و الجدران الخارجية، و أعمال الأرضيات، و مواد العزل، و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، و القسارة و الأتربة المحمولة. والجدول ( 3 - 1 ) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني.

جدول (3-1): يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

رقم البند	المادة (Material)	الكثافة النوعية (Weight) (KN/m <sup>3</sup> )
1	البلاط (Tile)	24
2	المونة الأسمنتية (Mortar)	22
3	الرمل (Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ (Hollow Block)	10
5	الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	25
6	الخرسانة العادية (Concrete)	24
7	القسارة (Plaster)	22
8	الأتربة (الطمم) (Backfill)	19

**2-5-3 الأحمال الحية :-**

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة، أو استعمالات أي جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة، وأحمال القصور الذاتي، والجدول (3-2) يبين الأحمال الحية.

ويمكن تصنيفها كالتالي :-

(1) أحمال الديناميكية: مثل الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ.

- (٢) الأحمال الساكنة: والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر، كأثاث البيوت، والقواطع، والأجهزة الكهربائية، والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة.
- (٣) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى مثلاً في البيوت أو الملاعب أو الصالات والقاعات العامة.
- (٤) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

جدول (3-2): الأحمال الحية.

تابع الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

الحمل المركز البدلي	الحمل على توزيع	الاستعمال	نوع طبق	
			عام	خاص
7.0	4.8 لكل متر من ارتفاع التحزين على أن لا يقل عن (10).	أماكن التكدس الكثيف للكاتب على عربات متحركة.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	تابع لطبائعي التعليمية ومشاغنها.
7.0	2.4 لكل متر من ارتفاع التحزين على أن لا يقل عن (6.5).	غرف تكدس الكتب.		
9.0	4 لكل متر من ارتفاع التحزين.	مستودعات القرطاسية.		
4.5	5.0	الممرات وفلداخل الممرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.		
9.0	5.0	غرف وقاعات التثريب.		
3.6	5.0	قاعات التجمع والمسارح والمسارح دون مقاعد ثابتة.		
4.5	3.0	المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.		
2.7	3.0	المدبرات والمداخل والأدراج والسطحات والأدراج الثانوية.		

### 3-5-3 الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية، وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالاً متغيرة من ناحية المقدار والموقع. وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى، والعناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة، والارتفاع للمبنى، وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع.

### 1-3-5-3 أحمال الثلوج :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح الأرض و باستخدام الجدول رقم (3-3):-

جدول (3-3) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح الأرض.

رقم البند	أحمال الثلوج (Snow Loads) (KN /m <sup>2</sup> )	ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض (h) بالمتر (m)
1	0	250>h
2	(h-250) /1000	500 > h > 250
3	(h-400) / 400	1500 > h > 500
4	(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

### 2-3-5-3 أحمال الرياح :-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض، وقد أصبحت هذه الأحمال مهمة جداً في السنوات الأخيرة بسبب الاستخدام الواسع للمواد الأخف وزناً و تقنيات البناء الجديدة التي مكنت من بناء مبانٍ أكثر ارتفاعاً من قبل.

### 3-3-5-3 أحمال الزلازل :-

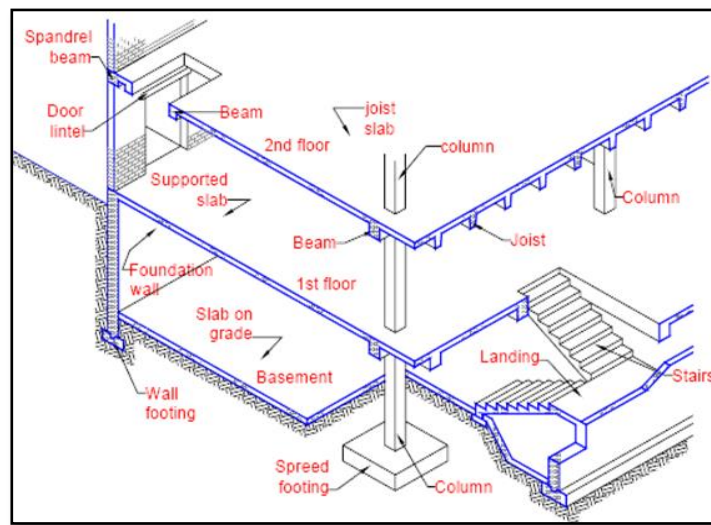
وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تقاوم بجدران القص الموجودة في المنشأ، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل، ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً، ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام (UBC-97).

### 4-5-3 أحمال الانكماش والتمدد :-

وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى.

### 6-3 العناصر الإنشائية:

هناك مجموعة من العناصر الإنشائية التي تعمل معاً كوحدة واحدة لمقاومة الأحمال الواقعة عليها ومن أهم هذه العناصر: البلاطات الخرسانية، الجسور، الأعمدة، الأدراج، جدران القص و الأساسات، والشكلان (2 - 3)، (3-3) يوضحان العناصر الإنشائية في المبنى.



الشكل (3 - 2): رسم توضيحي للعناصر الإنشائية.



الشكل (3 - 3): رسم توضيحي للعناصر الإنشائية.

### 1-6-3 العقدات ( البلاطات الخرسانية ) :-

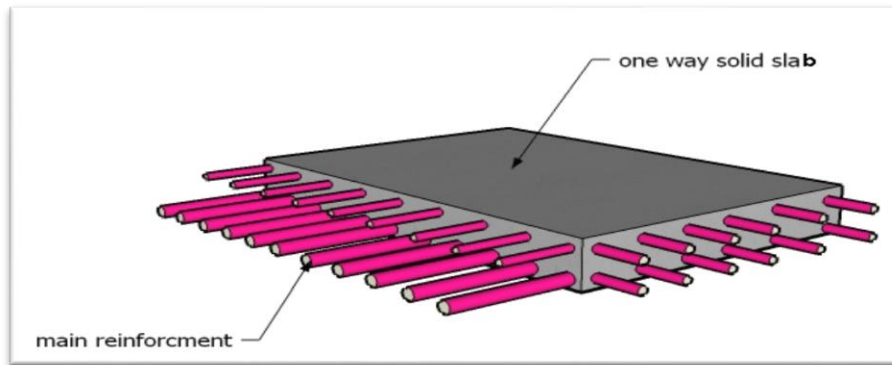
العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات.

ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

### 1-1-6-3 العقدات المصمتة ( Solid Slabs ) :-

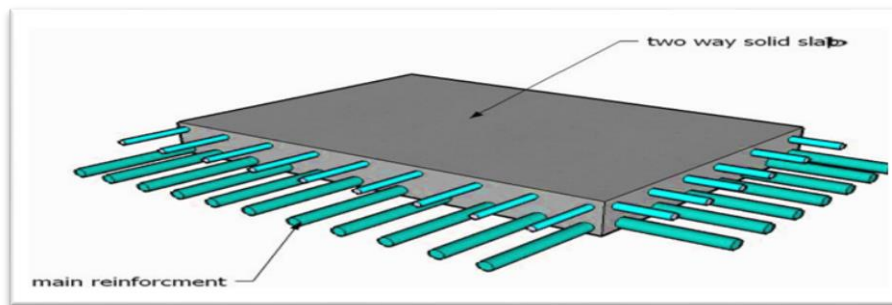
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

#### ١) العقدات المصمتة في اتجاه واحد (One Way Solid Slabs).



الشكل (3-4): عقدة مصمتة باتجاه واحد .

#### ٢) العقدات المصمتة في اتجاهين (Two-Way Solid Slabs).



الشكل (3-5): عقدة مصمتة باتجاهين.

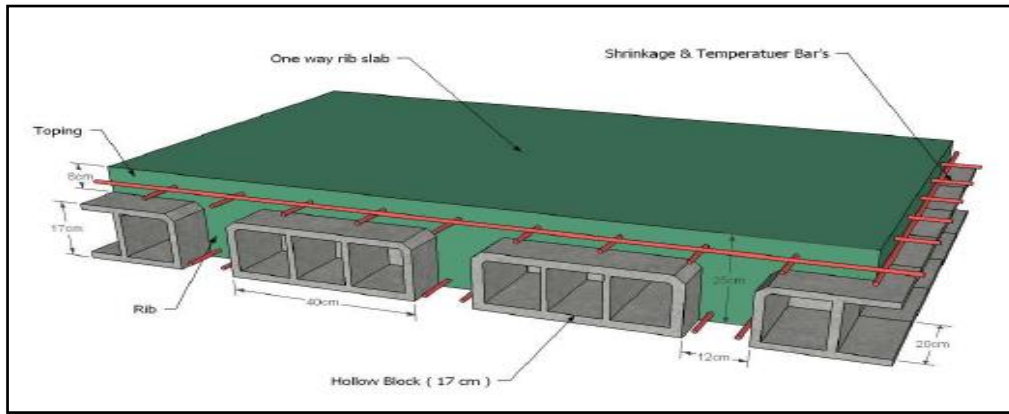


### 2-1-6-3 العقدات المفرغة (Ribbed Slabs) :-

أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

#### 1) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs) :-

تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات قد تكون الجسور فيها مسحورة أو جسور ساقطة، وتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع، وذلك لخفة وزنها وفعاليتها، والشكل (6-3) يوضح العقدات المفرغة في اتجاه واحد، وأيضا الشكل (7-3) يوضح هذا النوع من العقدات.



الشكل (6-3): العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

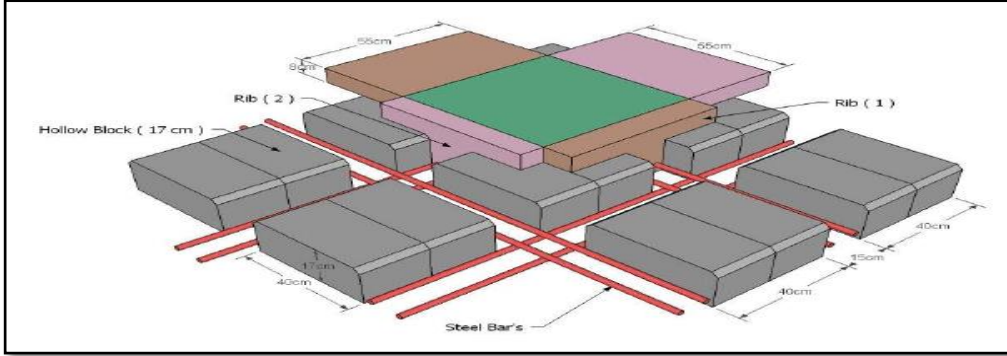


One-way ribbed slab

الشكل (7-3): ثلاثي الأبعاد للعقدات المفرغة في اتجاه واحد.

## (2) العقدات المفرغة في اتجاهين (Tow Way Ribbed Slabs) :-

ان العقدات المفرغة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة، حيث تنتقل الأحمال بالاتجاهين، والشكل (8-3) يوضح العقدات المفرغة في اتجاهين.



الشكل (8-3): عقدات مفرغة في اتجاهين.

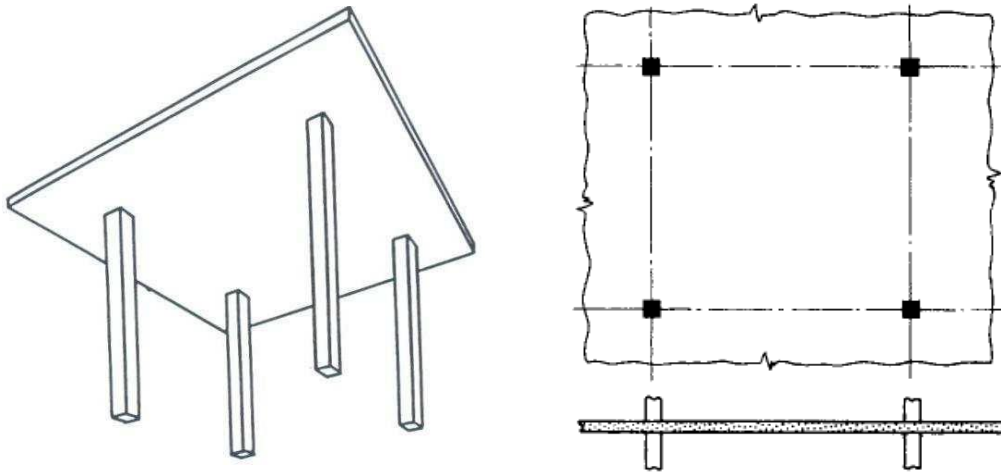


Two-way ribbed slab

الشكل (9-3): عقدات مفرغة في اتجاهين.

## 3-1-6-3 البلاطات المسطحة ( Flat Plate ) :

وهي بلاطة باتجاهين ذات سمك ثابت تستند على الأعمدة مباشرة، كما هو موضح في الشكل (10-3)، وتستعمل إذا كانت الأعمدة موزعة بطريقة غير منتظمة، حيث تنتقل الأحمال منها إلى الأعمدة مباشرة .

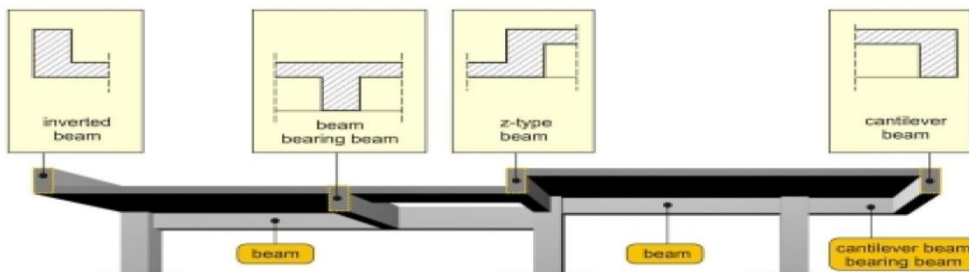


الشكل (10-3) Flat Plate.

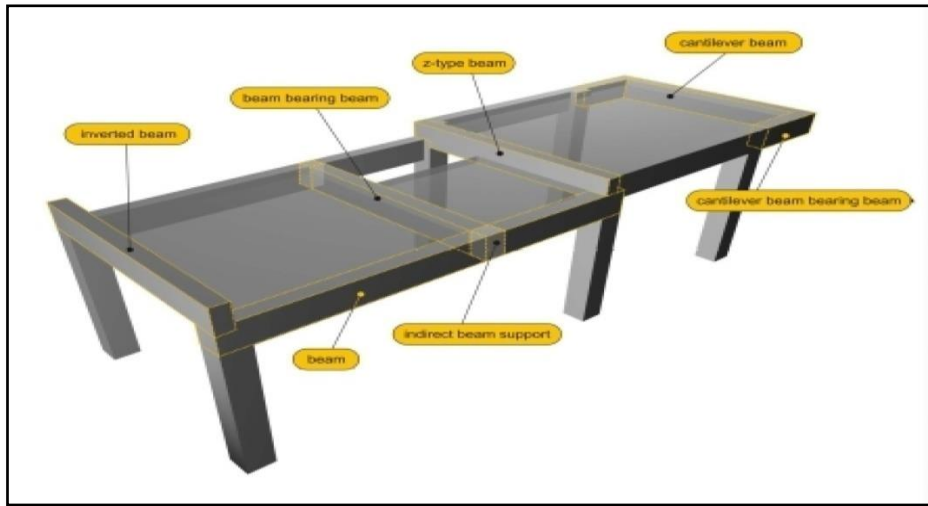
### 2-6-3 الجسور (Beams) :-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة، والجسور نوعان، خرسانية ومعدنية، والشكلان (11-3)، (12-3) يوضحان بعض أنواع الجسور الخرسانية، والجسور الخرسانية فهي:-

- (1) الجسور المسحورة: - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
- (2) الجسور الساقطة (Dropped Beam):- عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L-section , T-section، كما يتضح في شكل (14-3).



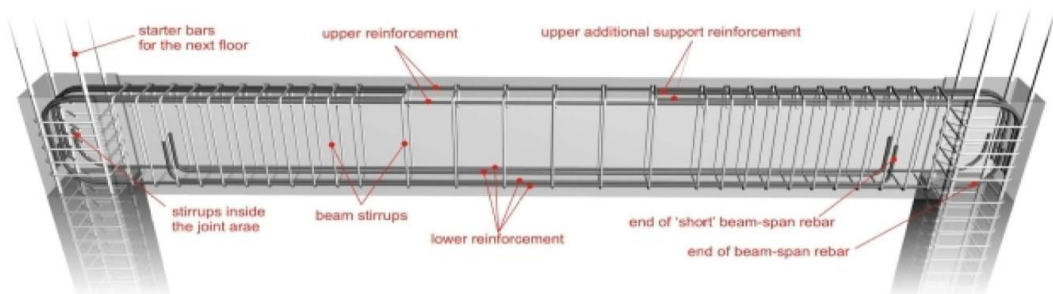
الشكل (11-3): مقطع يبين بعض أنواع الجسور.



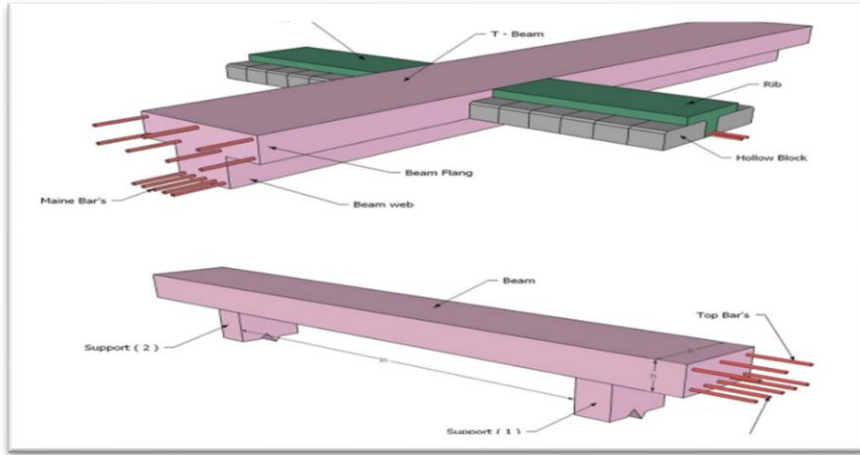
الشكل (12-3): شكل ثلاثي الأبعاد لبعض أنواع الجسور.

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

- ١- توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنباً لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- ٢- تقليل طول الانبعاث للأعمدة.
- ٣- تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسبك وتسليح اقتصادي.
- ٤- تريبط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات (Frame) بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور، والشكل (13-3) يوضح تفاصيل التسليح لجسر ما.



الشكل (13-3): تفاصيل التسليح في الجسر.



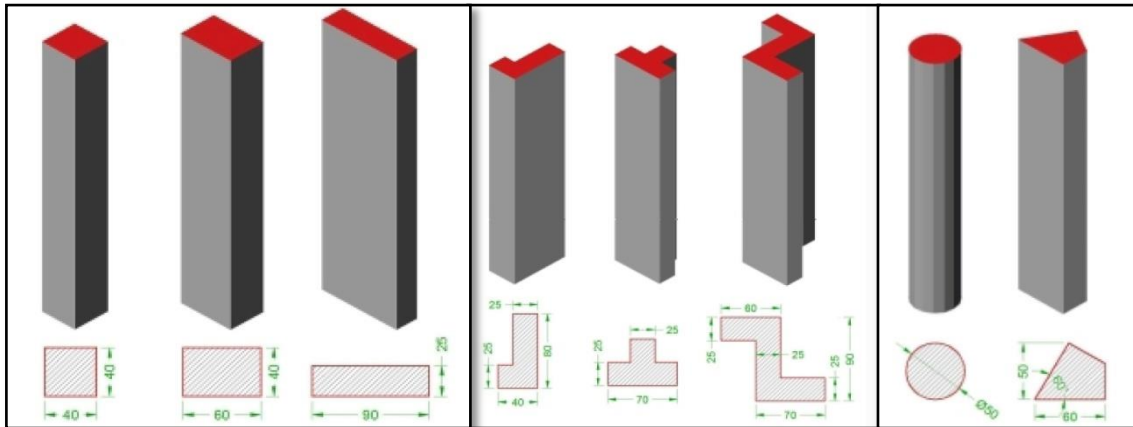
الشكل (14-3): الجسور الساقطة والمسحورة.

### 3-6-3 الأعمدة (Columns) :-

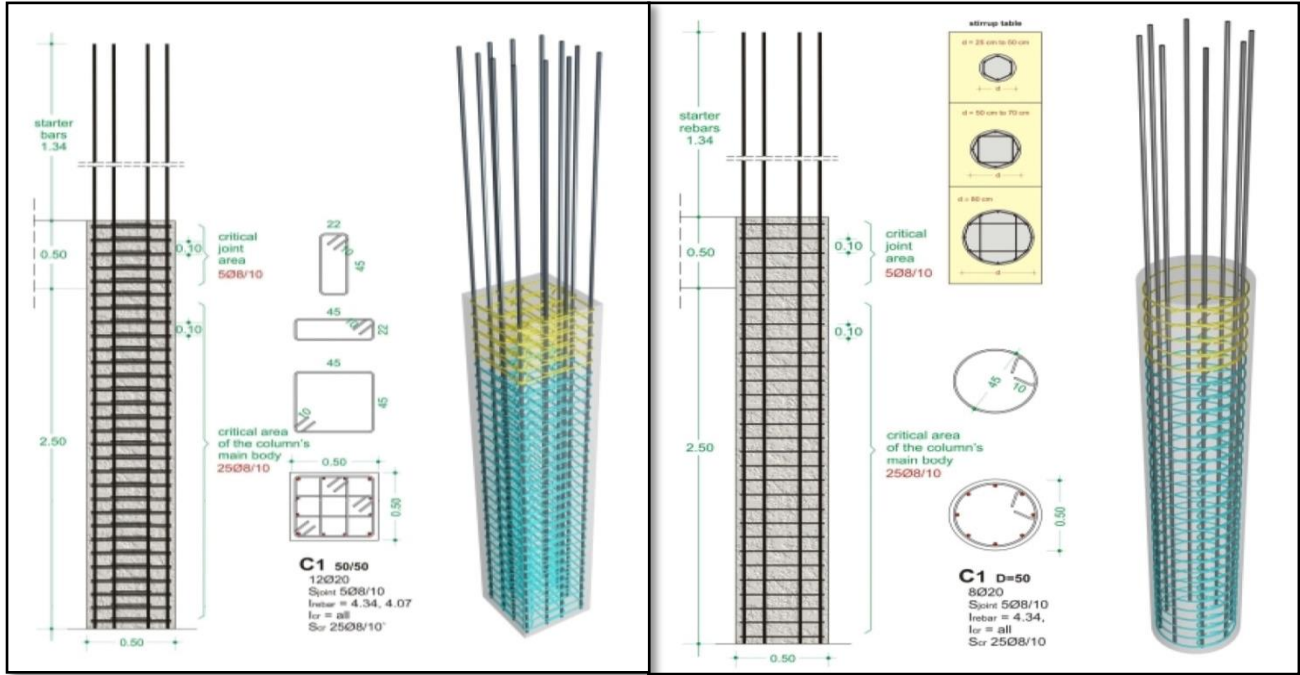
تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى، لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين:

الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة، ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع والمركب، وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية، والشكل (16-3) يوضح تفاصيل التسليح لبعض الأعمدة الخرسانية.

وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، ويبين الشكل (3-15) عدد من مقاطع الأعمدة.



الشكل (15-3): مقاطع لأنواع مختلفة من الأعمدة.



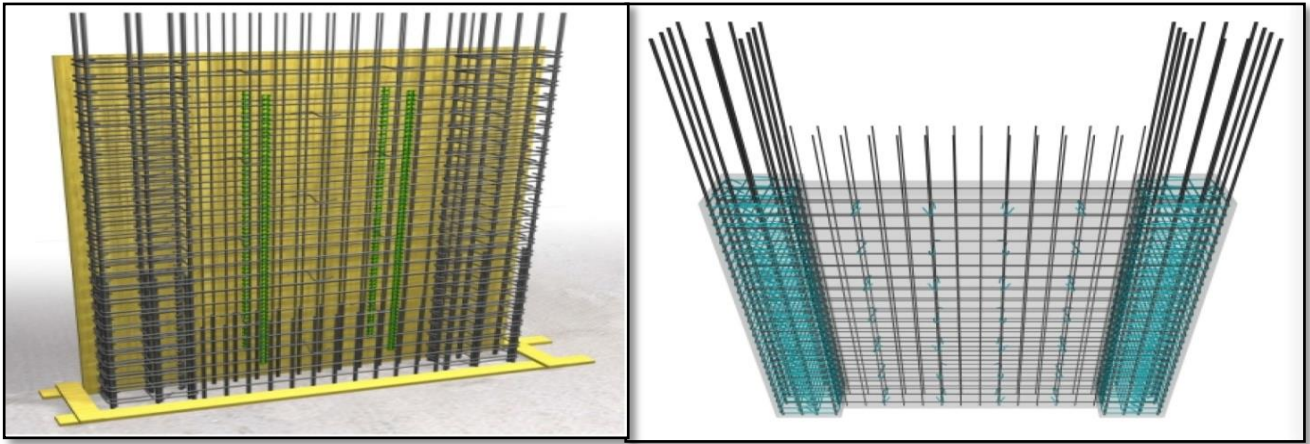
الشكل (3-16): تفاصيل التسليح في الأعمدة المربعة والدائرية.

### 4-6-3 جدران القص ( Shear Wall ) :-

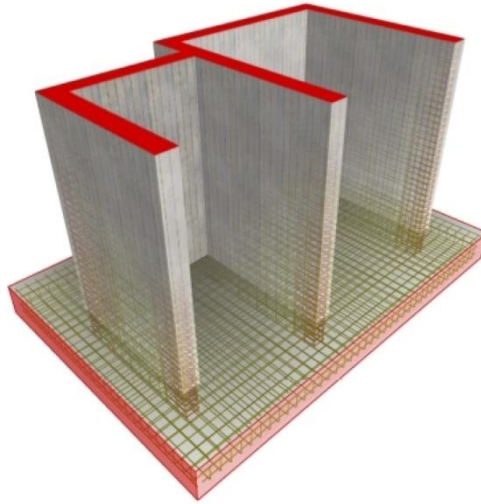
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall)، وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية، كما يتضح في الشكل (3-17).

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، وتتمثل هذه الجدران بجدران بيت الدرج وجدران المصاعد التي تبدأ من أساسات المبنى، كما في الشكل (3-18).



الشكل (3-17): تفاصيل التسليح لجدارن القص.



الشكل (3-18): تفاصيل تسليح جدران القص مع الاساسات.

### 5-6-3 فواصل التمدد (Expansion Joints) :-

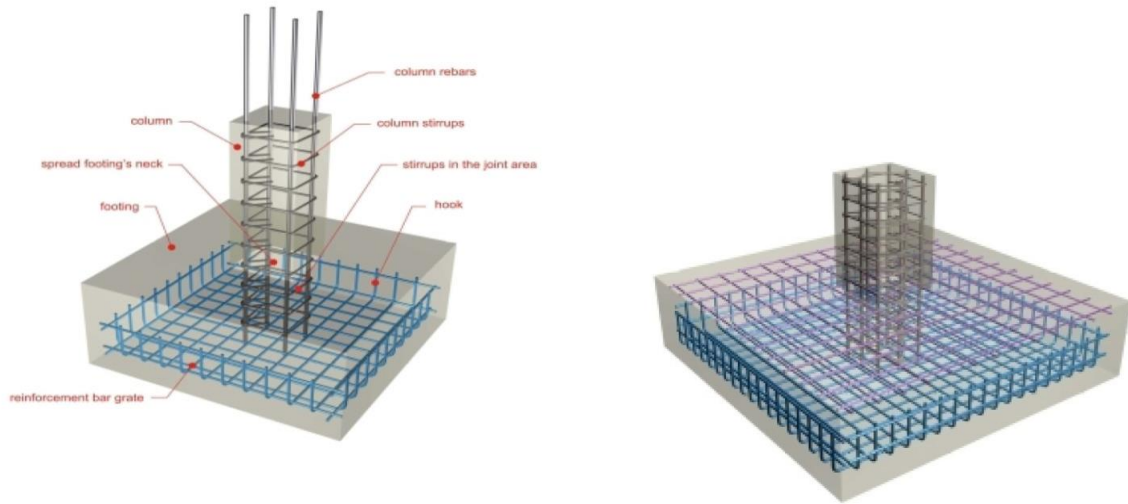
تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها.

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها، وفي العادة يتم وضع فاصل التمدد إذا كان عرض المنشأ أكبر من 40 متراً وهذا ما تم اعتماده في المشروع، و لذلك للسماح للمنشأ بالتمدد دون أن يؤدي ذلك لحدوث تشققات.

كما يمكن أن يكون عرض الفاصل بين (2.5-5 cm).

### 6-6-3 الأساسات (Foundations) :-

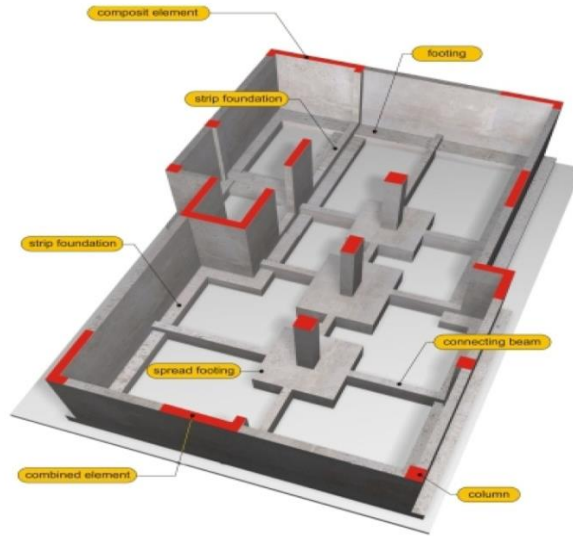
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والتلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناء على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة، والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون أساسات لقواعد شريطية، أو أساسات لقواعد منفصلة كما في شكل (3-19) أو أساسات لبشة أو حصيرة.



الشكل (3-19): تفاصيل تسليح الأساسات المنفصلة.

وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق (Deep Foundation) حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.



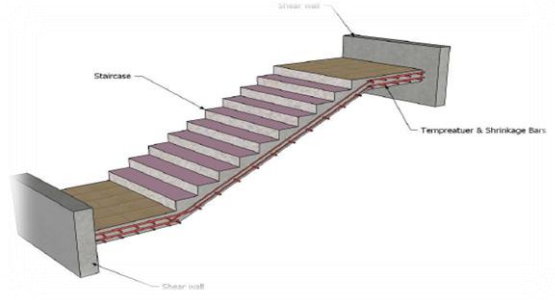
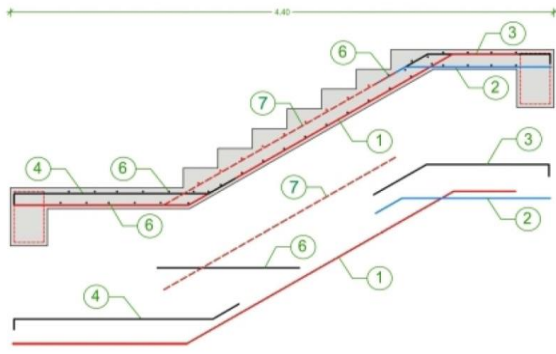


الشكل (20-3): شكل ثلاثي الأبعاد يظهر بعض أنواع الأساسات في المبنى.

في الشكل (3-19)، يتم توضيح كيفية توزيع حديد التسليح لأنواع مختلفة من الأساسات المنفصلة، والشكل (3-20) عبارة عن ثلاثي الأبعاد يوضح مقاطع لبعض أنواع الأساسات المختلفة التي يتم استخدامها في المباني.

### 7-6-3 الأدرج (Stairs) :-

الأدرج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الرأسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة، ويتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع، وشكل (3-21) يوضح تفاصيل التسليح في الأدرج.



الشكل (3-21): مقطع توضيحي في الدرج بالإضافة إلى تفاصيل التسليح.

### 8-6-3 الجدران الإستنادية (Retaining walls) :-

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة أحمال التربة. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر، وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية كما في الشكل (3-22) ومنها :

- جدران الجاذبية التي تعتمد على وزنها (gravity walls).
- الجدران الكابولية (cantilever walls).
- جدران مدعمة (braced walls).

DIFFERENT TYPES OF RETAINING WALL			
<p>Gravity wall</p>	<p>Piling wall</p>	<p>Cantilever wall</p>	<p>Anchored wall</p>
GRAVITY	PILING	CANTILEVER	ANCHORED

الشكل (3-22): أنواع مختلفة من الجدران الأستنادية.

### 7-3 البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

1. AutoCAD (2014) for Structural and Architectural Drawings.
2. Microsoft Office (2007) for text edition.
3. Atir software for structural calculations , Safe and Etabs .



---

# Chapter 4

## Structural Analysis & Design

---



# 4

- 4-1 Introduction.**
- 4-2 Design method and requirements.**
- 4-3 Determination of Slab Thickness.**
- 4-4 Design of topping.**
- 4-5 Determination of Factored Load**
- 4-6 Design of Rib.**
- 4-7 Design of Beam.**
- 4-8 Design of two way ribbed slab.**
- 4-9 Design of solid slab.**
- 4-10 Design of column.**
- 4-11 Design of stair.**
- 4-12 Design of isolated footing.**
- 4-13 Design of combined footing.**
- 4-14 Design of basement wall.**
- 4-15 Design of shear wall**

---

## **4-1 Introduction:-**

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much of computer software such as “ATIR” and “SAFE” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design them.

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:-

- Lightweight concrete with unit from about 1350 to 1850 kg/m<sup>3</sup>.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m<sup>3</sup>.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m<sup>3</sup>.

---

## 4-2 Design method and requirements:

- The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI\_code (318\_08)**.

### 4-2-1 Strength design method:

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load.

The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting.

The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following :-

$$\text{Strength provided} \geq \text{strength required to carry factored loads.}$$

### 4-2-2 Factored loads:

The factored loads for members in our project are determined by:

$$W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \quad \text{ACI-code-318-08(9.2.1).}$$

NOTE:

$f_c' = 24 \text{ Mpa}$  ... (we assumed B300 to be used).

$f_y = 420 \text{ Mpa}$ .

$f_{yt} = 300 \text{ Mpa}$  , will be used at design and calculations.

### 4-3 Determination of Slab Thickness :-

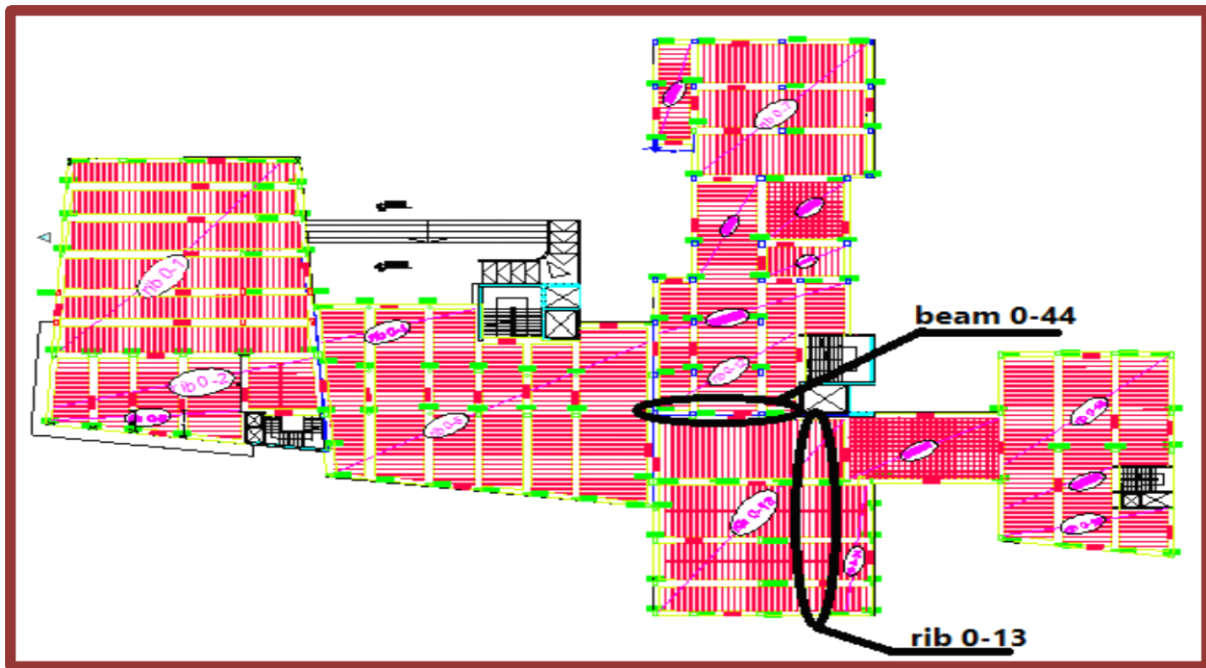


Figure (4-1): Ground Floor Slab.

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

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = L/18.5$$
$$= 615/18.5 = 33.2$$

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = L/21$$
$$= 545/21 = 29.7$$

The controller slab thickness is 33.2 cm.

Select Slab thickness **h = 35cm** with block 27 cm & Topping 8cm.

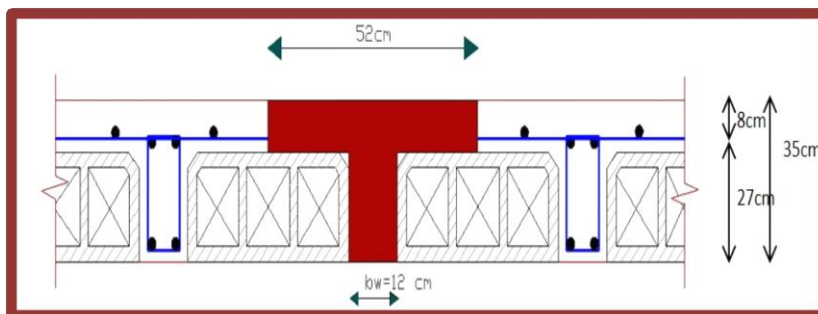


Figure (4-2): section in one way ribbed slab.

#### 4-4 Design of Topping:-

Dead load of topping :

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for topping.

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 1$	0.69
Mortar	$0.03 \times 22 \times 1$	0.66
Coarse sand	$0.07 \times 17 \times 1$	1.19
Topping	$0.08 \times 25 \times 1$	2
Interior partitions	$1.5 \times 1$	1.5
	$\Sigma$	6.04

Live Load = 5 KN/m<sup>2</sup>. (for College)

$$q_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

$$= 1.2 * 6.04 + 1.6 * 5 = 15.25 \text{ KN/m}^2. \text{ (Total Factored Load)}$$

Statically system for topping :

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs .

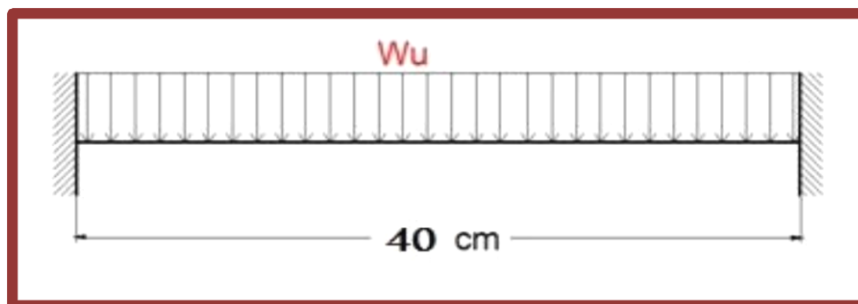


Figure (4-3): system for topping.

$$M_u = W_u * L^2 / 12 = 15.25 * 0.4^2 / 12$$

$$= 0.2 \text{ KN.m.}$$

$$M_n = 0.42 \sqrt{f_c'} * b * h^2 / 6$$



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

$$\phi * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 \text{ KN.m}.$$

$$\phi * Mn = 1.2 > Mu = 0.21 \text{ KN.m}.$$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided according ACI 10.5.4.

For the shrinkage and temperature reinforcement:-

$$\rho = 0.0018$$

$$As = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m}.$$

Try bars  $\Phi 8$  with  $As = 50.27 \text{ mm}^2$ .

$$\text{Bar number } n = 144 / 50.27 = 2.87.$$

Take 3  $\Phi 8/\text{m}$  with  $As = 150.8 \text{ mm}^2/\text{m}$  strip or  $\Phi 8 @ 300 \text{ mm}$  in both direction.

But maximum step is the smallest of:-

- 1-  $3h = 3 * 80 = 240 \text{ mm}$ . (control)
- 2-  $450 \text{ mm}$ .
- 3-  $380 * 280 / (2 * 420 / 3) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$ .  
 $300 * 280 / (2 * 420 / 3) = 300 \text{ mm}$ .

**Take  $\Phi 8 @ 200 \text{ mm}$  in both direction.**

#### 4-5 Determination of factored Load :-

##### 4-5-1 Determination of Dead load:-

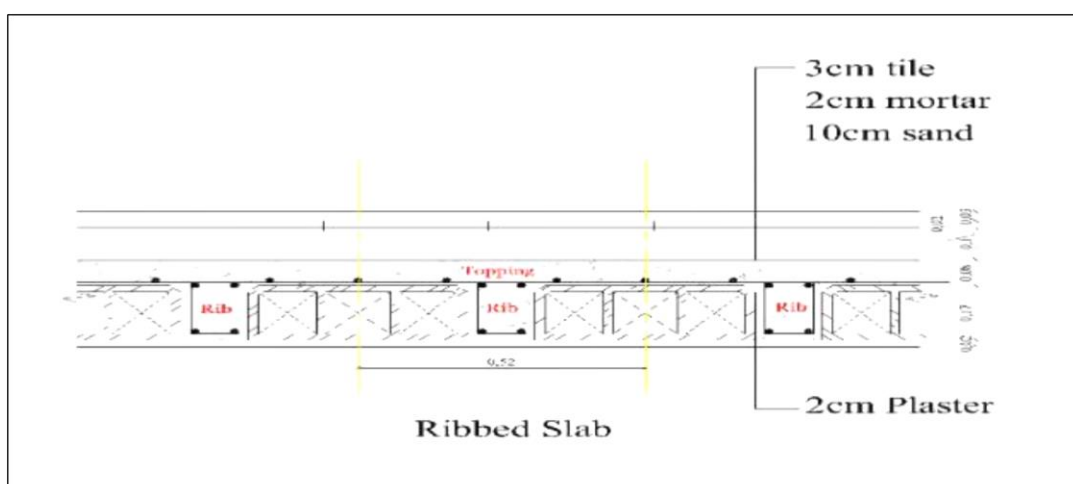


Figure (4-4): section in one way ribbed slab.

Take the unit width ( $b_e$ ) =  $0.12 + 0.4 = 0.52 \text{ m}$ .

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

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tiles	$0.03 \times 0.52 \times 23$	0.359
Mortar	$0.03 \times 0.52 \times 22$	0.343
Coarse sand	$0.07 \times 0.52 \times 17$	0.619
Topping	$0.08 \times 0.52 \times 25$	1.04
RC Rib	$0.12 \times 0.27 \times 25$	0.81
Block	$0.4 \times 0.27 \times 9$	0.972
Plaster	$0.03 \times 0.52 \times 22$	0.343
Interior partitions	$1.5 \times 0.52$	0.78
	$\Sigma$	5.27

Nominal Total Dead Load = 5.27 KN/m of rib.

Nominal Total live load =  $5 \times 0.52 = 2.6$  kN/m of rib.

#### 4-5-2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load =  $1.2 \times \text{Dead load} = 1.2 \times 5.27 = 6.32$  KN/m.

Factored Live load =  $1.6 \times \text{live load} = 1.6 \times 2.6 = 4.16$  KN/m.

#### 4-6 Design of Rib 0-13

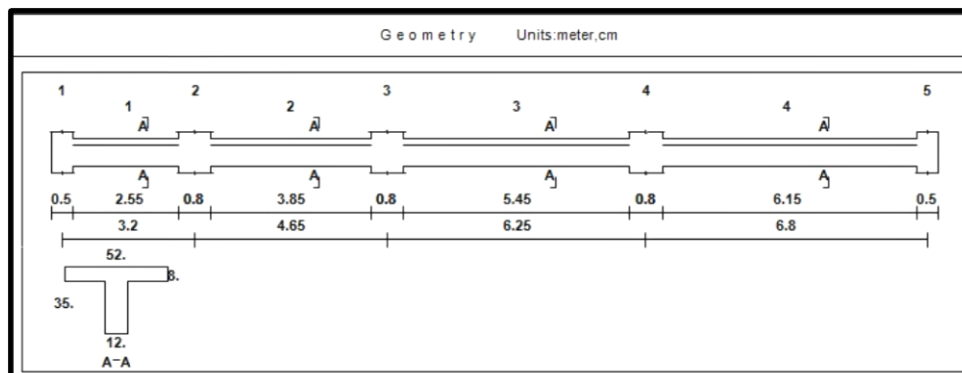


Figure (4-5): Rib 0-13 geometry.

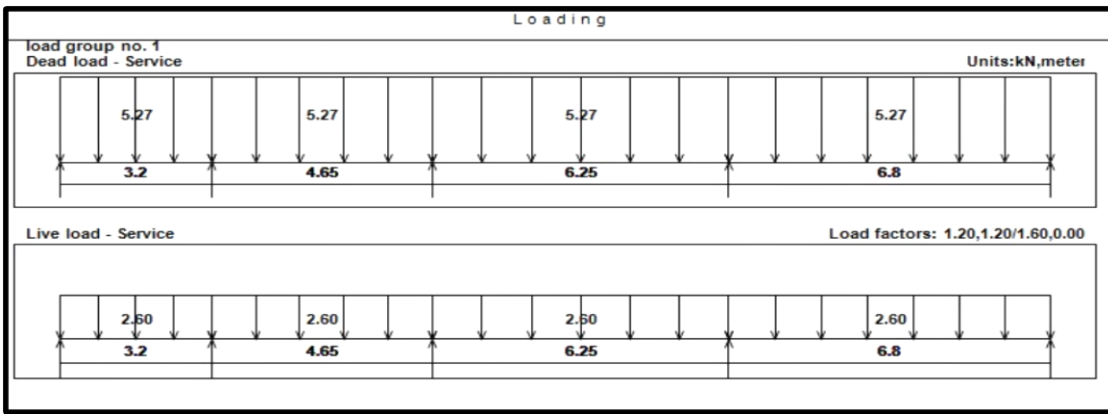


Figure (4-6) : loading of Rib 0-13.

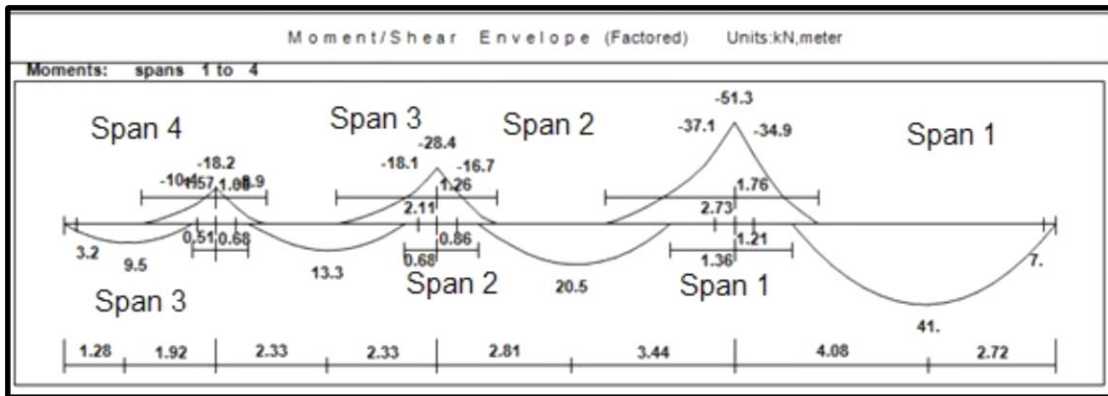


Figure (4-7) : Moment Envelop of rib 0-13.

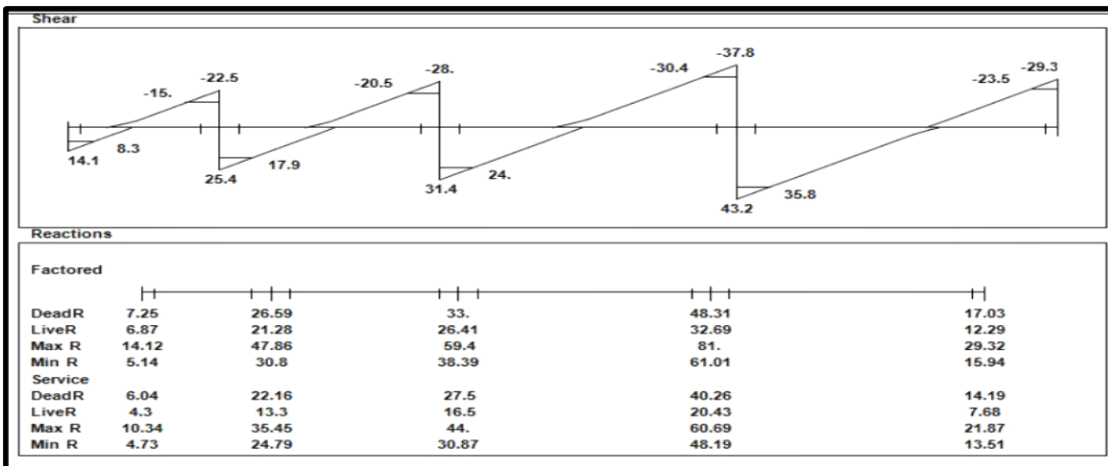


Figure (4-8) : Shear Envelop of rib 0-13.

## 4-6-1 Design of flexure :-

### 4-6-1-1 Design of Positive moment of rib 0-13 :-

#### 1- Span 1

$$\rightarrow M_u = 41 \text{ KN.m}$$

assume  $\Phi 12$  for main positive moment

$$d = 350 - 20 - 10 - 12/2$$

$$d = 314 \text{ mm.}$$

**The effective flange width ( $b_e$ ), according to ACI 8.12.2 is the smallest of:**

$$b_e \leq \text{center to center spacing between adjacent beams} = 400 + 120 = 520 \text{ mm.} \quad \text{(control)}$$

$$b_e \leq (\text{shortest clear span}/4) = 2.55 * 1000 / 4 = 637.5 \text{ mm.}$$

$$b_e \leq b_w + 16 h_f = 16 * 80 + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

$$b_e = 520 \text{ mm.}$$

Check if  $a > h_f$  for the maximum positive moment in all spans .

$$\phi * M_n f(\text{max}) = 0.9 * 0.85 * f_c' * b * h_f (d - h_f / 2)$$

$$\phi * M_n f(\text{max}) = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.08 * 0.52 * (0.314 - 0.08 / 2) = 187.66 \text{ KN.m.}$$

$$\phi * M_n > M_u$$

$$187.66 > 41$$

→ **The section will be designed as rectangular section.**

$$M_n = 41 / 0.9 = 45.56 \text{ kN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{45.56 * 10^6}{520 * (314)^2} = 0.894 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.894)(20.59)}{420}} \right) = 0.00218$$

$$A_s = 0.00218 (520) (314) = 354.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

Check for  $A_{s_{\min}}$ :-

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(314) > \frac{1.4}{420} (120)(314)$$

$$A_{s_{\min}} = 109.53 < 125.2$$

$$A_{s_{\min}} = 125.2 \text{ mm}^2$$

$$354.8 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 125.2 \text{ mm}^2$$

**use 2  $\Phi 16$  with  $A_s$  provide = 402.1  $\text{mm}^2$**

$$d = 350 - 20 - 10 - 16/2 = 312 \text{ mm.}$$

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$402.1 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 15.9 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.9}{0.85} = 18.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{312 - 18.7}{18.7} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.047 > 0.005$$

**Strain is Ok.**

## 2- Span 2

$$\rightarrow M_u = 20.5 \text{ KN.m}$$

$$d = 350 - 20 - 10 - 12/2$$

$$d = 314 \text{ mm}$$

→ and the section will be designed as rectangular section according to maximum  $M_u$ .

$$M_n = 20.5 / 0.9 = 22.78 \text{ kN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{22.78 * 10^6}{520 * (314)^2} = 0.444 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.444)(20.59)}{420}} \right) = 0.00107$$

$$A_s = 0.00107 (520) (314) = 174.66 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 125.2 \text{ mm}^2$$

**use 2  $\Phi 12$  with  $A_{s_{\text{pro}}} = 226.2 \text{ mm}^2$**

Check for yielding

$$d = 314.$$

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

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

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

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 10.53}{10.53} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.086 > 0.005$$

**Strain is Ok .**

### 3- Span 3

$$\rightarrow M_u = 13.3 \text{ KN.m}$$

$$d = 314 .$$

→ and the section will be designed as rectangular section according to maximum  $M_u$

$$M_n = 13.3 / 0.9 = 14.78 \text{ kN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{14.78 * 10^6}{520 * (314)^2} = 0.286 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2(0.286)(20.59)}{420} \right)} \right) = 0.000686$$

$$A_s = 0.000686 (520) (314) = 112.33 \text{ mm}^2 < A_{s_{\min}} = 125.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Take } A_s = A_{s_{\min}} = 126 \text{ mm}^2 .$$

**use 2  $\Phi 10$  with  $A_{s_{\text{pro}}} = 157.1 \text{ mm}^2$  .**

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$157.1 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 6.22 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{314 - 7.32}{7.32} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.126 > 0.005$$

**Strain is Ok.**

## Span 4

→  $M_u = 9.5 \text{ KN.m}$ .

$$d = 350 - 20 - 10 - 12/2$$

$$= 314 \text{ mm}$$

→ and the section will be designed as rectangular section according to maximum  $M_u$

$$M_n = 9.5 / 0.9 = 10.56 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59.$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{10.56 * 10^6}{520 * (314)^2} = 0.286 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.286)(20.59)}{420}} \right) = 0.000686$$

$$A_s = 0.000686 (520) (314) = 112.33 \text{ mm}^2 < A_{s_{\min}} = 125.2 \text{ mm}^2$$

Take  $A_s = A_{s_{\min}} = 126 \text{ mm}^2$ .

**use 2  $\Phi 10$  with  $A_s \text{ pro} = 157.1 \text{ mm}^2$ .**

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$$

$$157.1 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$$

$$a = 6.22 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{314 - 7.32}{7.32} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.126 > 0.005$$

**Strain is Ok.**



#### 4-6-1-2 Design of Negative moment of rib 13:-

##### support 1

$$\rightarrow M_u = 37.1 \text{ KN.m}$$

assume bars of  $\Phi 12$  for main reinforcement.

$$d = 350 - 20 - 10 - 12/2 = 314 \text{ mm}$$

$$M_n = 37.1 / 0.9 = 41.2 \text{ kN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{41.2 * 10^6}{120 * (314)^2} = 3.53 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = 0.0093$$

$$A_s = 0.0093 * 120 * 314 = 350.42 \text{ mm}^2 .$$

**Take 2  $\Phi 16$  with  $A_{sprov} = 402.1 \text{ mm}^2$**

Check for yielding

$$d = 350 - 20 - 10 - 16/2$$

$$= 312 \text{ mm}.$$

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$402.1 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 68.99 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{68.99}{0.85} = 81.16 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{312 - 81.16}{81.16} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0085 > 0.005$$

**Strain is Ok.**

## Supprt 2

$$\rightarrow M_u = 18.1 \text{ KN.m}$$

assume bars of  $\Phi 12$  for main reinforcement.

$$d = 350 - 20 - 10 - 12/2$$

$$= 314 \text{ mm}$$

$$M_n = 18.1 / 0.9 = 20.1 \text{ kN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{20.1 * 10^6}{120 * (314)^2} = 1.7 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.7)(20.59)}{420}} \right) = 0.00423.$$

$$A_s = 0.00423 (120) (314) = 159.46 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 125.2 \text{ mm}^2$$

**Take 2  $\Phi 12$  with  $A_s \text{ pro} = 226.2 \text{ mm}^2$ .**

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$226.2 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 38.8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 45.66}{45.66} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0176 > 0.005$$

**Strain is Ok .**

### Supprt 3

$$\rightarrow M_u = 10.4 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 10.4 / 0.9 = 11.56 \text{ kN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{11.56 * 10^6}{120 * (314)^2} = 0.971 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.7)(20.59)}{420}} \right) = 0.00237$$

$$A_s = 0.00237 (120) (314) = 89.56 \text{ mm}^2 < A_{s_{\min}} = 125.2 \text{ mm}^2$$

**Take  $A_{s_{\min}}$  and use 2  $\Phi 10$  with  $A_{s_{\min}} = 157.1 \text{ mm}^2$  .**

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$157.1 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 26.95 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85} = 31.72 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{314 - 31.72}{31.72} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.027 > 0.005$$

**Strain is Ok.**

#### 4-6-2 Design of shear of rib 0-13 :-

The maximum shear force at the distance d from the face of support is  $V_u = 35.8 \text{ KN}$ .

Take this for all spans of the rib.

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 1.1 * \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d \\ &= 1.1 * 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 120 * 312 / 1000 = 25.22 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\Phi V_s \min \geq 0.75 \left( \frac{1}{3} \right) * b_w * d = 0.75 * \left( \frac{1}{3} \right) * 0.12 * 0.312 * 1000 = 9.36 \text{ KN. (control)}$$

$$\Phi V_s \min > 0.75 \left( \frac{\sqrt{24}}{16} * b_w * d \right) = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 0.12 * 0.312 * 1000 = 8.6 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_s' = 0.75 \left( \frac{\sqrt{24}}{3} * b_w * d \right) = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 0.12 * 0.312 * 1000 = 45.85 \text{ KN.}$$

Check for items:-

1-  $V_u \leq \Phi V_c / 2$

$$35.8 \leq 12.6 \quad ( X )$$

2-  $\Phi V_c / 2 \leq V_u \leq \Phi V_c$

$$12.6 \leq 35.8 \leq 25.22 \quad ( X )$$

3-  $\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_s \min$

$$25.22 \leq 35.8 \leq 25.22 + 9.36$$

$$25.22 \leq 35.8 \leq 34.58 \quad ( X )$$

4-  $\Phi V_c + \Phi V_s \min < V_u < \Phi V_c + \Phi V_s'$

$$34.58 < 35.8 < 25.22 + 45.85$$

$$34.58 < 35.8 < 71.07$$

**Case 4 satisfy**

Use stirrups U-shape (double leg stirrups), **2  $\Phi$  8 with  $A_v = 100.5 \text{ mm}^2$ .**

Take  $f_{yt} = 300 \text{ Mpa}$

$$V_s = V_u / \Phi - V_c$$

$$V_s = 35.8 / 0.75 - 25.22 / 0.75 = 14.11 \text{ KN.}$$

$$A_v / s = V_s / (f_{yt} * d)$$

$$100.5 / s = 14.11 / 300 * 312 \rightarrow s = 666.68 \text{ mm}$$

$$s_{\max} \leq d / 2 \quad \mathbf{156 \text{ mm (control).}}$$

$$\leq 600 \text{ m.}$$

**Take 2  $\Phi$ 8 @ 150mm for 100 cm after the critical section , and  $\Phi$ 8 @300 mm at the middle.**

**4-7 Design of Beam(0-44) :-**

We obtain the envelop from Attir for beam 0-44 as the following:-

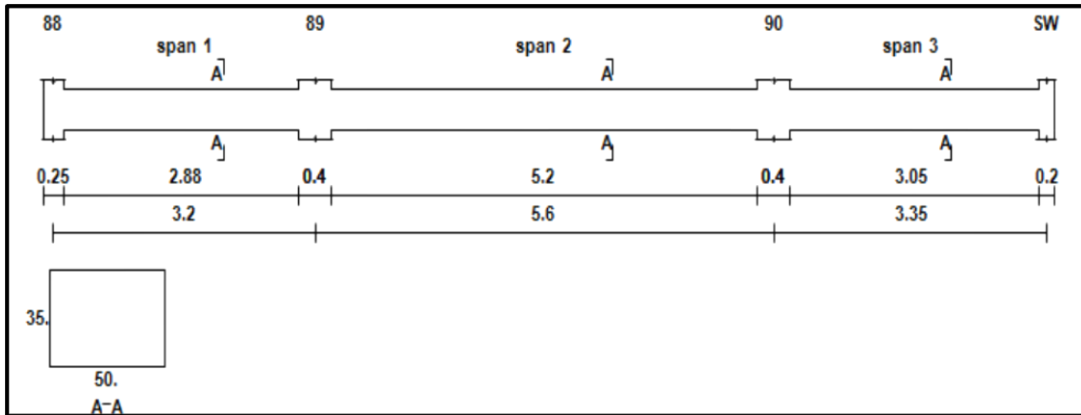


Figure (4-9) : Beam Geometry.

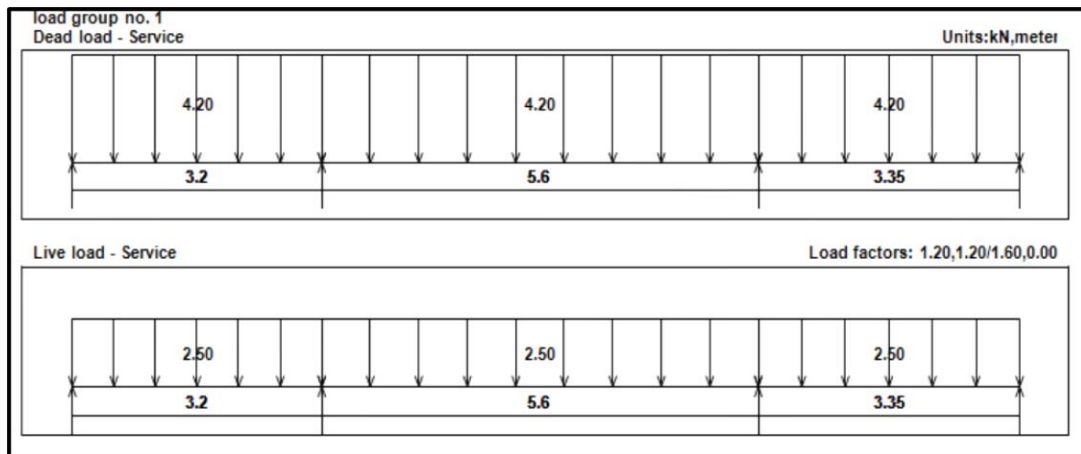


Figure (4-10) : Load of beam.

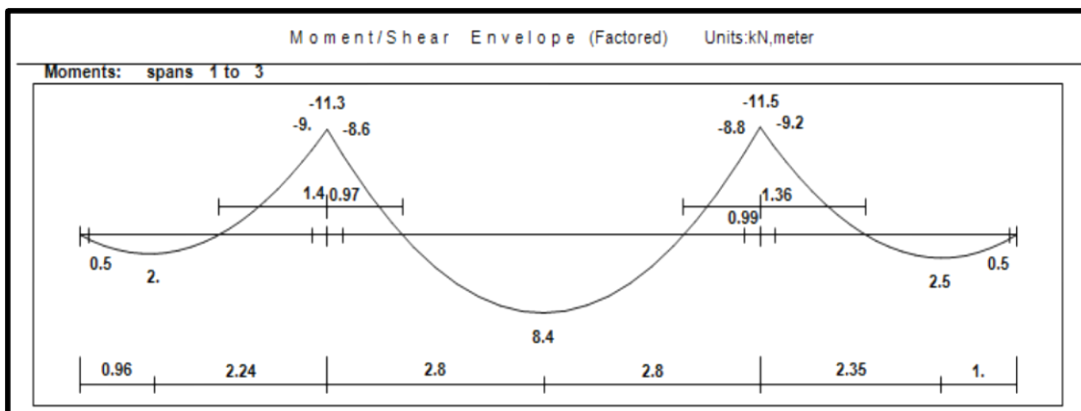


Figure (4-11) : Moment Envelope for Beam

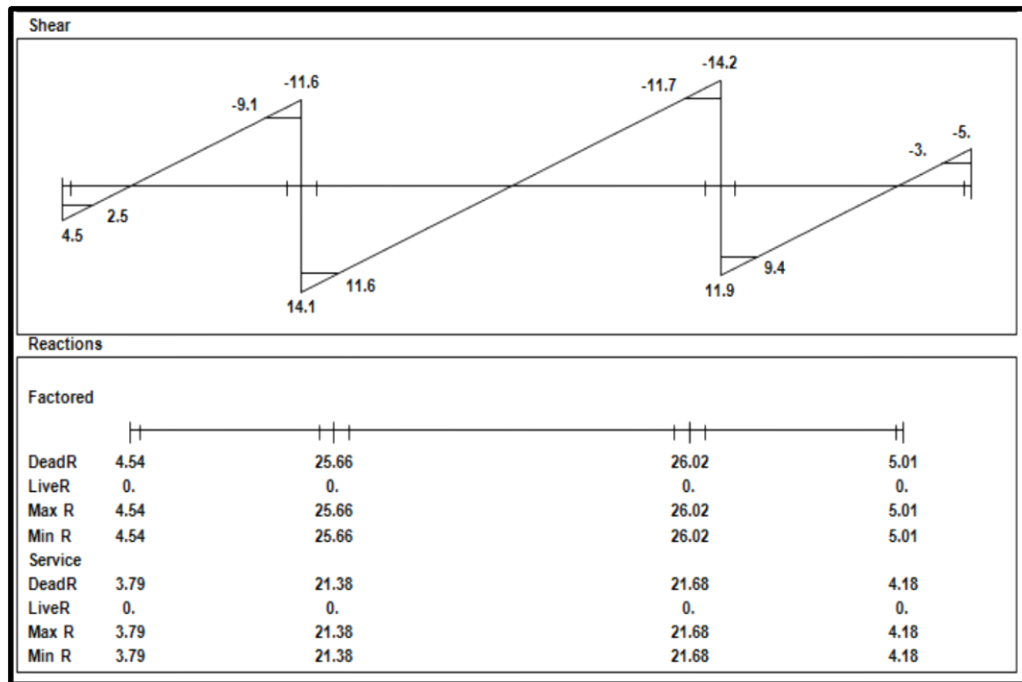


Figure (4-12) : Shear Envelope for Beam.

#### 4-7-1 Design of flexure:-

##### 4-7-1-1 Design of Positive moment:-

Assume  $\Phi$  14 for main reinforcement and  $\Phi$  10 for stirrups.

##### Span 1

$$M_u = 2.0 \text{ KN .m}$$

$$b_w = 50 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 350 - 40 - 10 - 14/2 = 293 \text{ mm.}$$

$$c = (3/7)d$$

$$c = (3/7) * 293 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$a = B * c = 0.85 * 125.6 = 106.8 \text{ mm .}$$

$$M_n \text{ max} = 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.85 * 24 * 0.1068 * 0.5 * (0.293 - 0.1068/2) * 1000 = 262.1 \text{ kN.m.}$$

$$\Phi M_n \text{ max} = 0.82 * 262.1 = 214.9 \text{ kN .m}$$

$$\Phi M_n \geq 2.0 \text{ kN.m}$$

**The section is singly.**

$$M_n = 2.0 / 0.9 = 2.22 \text{ kN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{2.22 * 10^6}{500 * (293)^2} = 0.052 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.052)(20.59)}{420}} \right) = 0.000124$$

$$A_s = 0.000123 (500) (293) = 180.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (500)(293) \geq \frac{1.4}{420} (500)(293)$$

$$A_{s_{\min}} = 428.67 < 490 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 490 \text{ mm}^2 \text{ (control)}$$

$$180.2 \text{ mm}^2 < 490 \text{ mm}^2 .$$

$$\text{Take } A_s = A_{s_{\min}} = 490 \text{ mm}^2 .$$

$$\text{Take } 4 \Phi 14 \text{ with } A_s \text{ provided} = 615.8 \text{ mm}^2 .$$



Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$615.8 * 420 = 0.85 * 24 * 500 * a$$

$$a = 25.35 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.35}{0.85} = 29.8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{293 - 29.8}{29.8} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0265 > 0.005$$

**Strain is Ok .**

Check for spacing between bars

$$S = 500 - (40 * 2) - (10 * 2) - (4 * 14) / (4 - 1) = 114 > 25 \text{ mm}$$

$$> d_b = 14 \text{ mm}$$

ok

So ; **Take 4  $\Phi 14$  with  $A_s$  provide =  $615.8 \text{ mm}^2$**

**Span 2**

$$\rightarrow M_u = 8.4 \text{ KN.m}$$

Assume  $\Phi 14$

$$d = 500 - 40 - 10 - 14/2$$

$$= 293 \text{ mm}$$

Check whether section is singly or doubly :-

$$C = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} * 293 = 125.6 \text{ mm} .$$

$$a = B * c = 0.85 * 125.6 = 106.8 \text{ mm} .$$

$$Mn \text{ max} = 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.85 * 24 * 0.1068 * 0.5 * (0.294 - 0.1068/2) * 1000 = 262.1 \text{ kN.m}$$

$$\Phi Mn \text{ max} = 0.82 * 262.1 = 214.9 \text{ kN.m}$$

$$\Phi Mn \geq 8.4 \text{ kN.m}$$

**The section is singly**

$$Mn = 8.4 / 0.9 = 9.33 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{9.33 * 10^6}{500 * (293)^2} = 0.22 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.22)(20.59)}{420}} \right) = 0.000527$$

$$As = 0.000527 (500) (293) = 77.16 \text{ mm}^2$$

$$77.16 \text{ mm}^2 < As_{min} = 490 \text{ mm}^2 .$$

**Take 4  $\Phi$ 14 with  $As_{pro} = 615.8 \text{ mm}^2$**

Check for yielding

Tension = compression

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

$$615.8 * 420 = 0.85 * 500 * 24 * a$$

$$a = 25.35 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.35}{0.85} = 29.8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{293 - 29.8}{29.8} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0265 > 0.005$$

ok

Check for spacing between bars

$$S = 500 - (40 * 2) - (10 * 2) - (4 * 14) / 3 = 114 > 25 \text{ mm}$$

$$> db = 14 \text{ mm}$$

ok

So; **Take 4  $\Phi 14$  with  $A_s = 615.8 \text{ mm}^2$**

**Span 3**

$$\rightarrow M_u = 2.5 \text{ KN.m}$$

Assume  $\Phi 14$

$$C = \frac{3}{7} \quad d = \frac{3}{7} * 293 = 125.6 \text{ mm}$$

$$a = \beta * c = 0.85 * 125.6 = 106.8 \text{ mm}$$

$$M_n \text{ max} = 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.85 * 24 * 0.1068 * 0.5 * (0.293 - 0.1068/2) * 1000 = 262.1 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n \text{ max} = 0.82 * 262.1 = 214.9 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n \geq 2.5 \text{ kN.m}$$

**The section is singly**

$$M_n = 2.5 / 0.9 = 2.8 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{2.8 * 10^6}{500 * (293)^2} = 0.065 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.065)(20.59)}{420}} \right) = 0.00016$$

$$A_s = 0.00016 (500) (293) = 22.79 \text{ mm}^2$$

$$22.79 \text{ mm}^2 < A_{s\text{min}} = 490 \text{ mm}^2 .$$

**Take 4  $\Phi$ 14 with  $A_s \text{ pro}=615.8 \text{ mm}^2$**

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$615.8 * 420 = 0.85 * 500 * 24 * a$$

$$a = 25.35 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.35}{0.85} = 29.8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{293 - 29.8}{29.8} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0265 > 0.005$$

Check for spacing between bars:

$$S = 500 - (40 * 2) - (10 * 2) - (4 * 14) / 3 = 114 > 25 \text{ mm}$$

$$> d_b = 14 \text{ mm}$$

ok

**Take 4  $\Phi$ 14 with  $A_s \text{ pro}=615.8 \text{ mm}^2$**

#### 4-7-1-2 Design of negative moment:-

##### Support 1

$$\rightarrow M_u = 9.0 \text{ KN.m}$$

Assume  $\Phi 14$

$$c = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} * 293 = 125.6 \text{ mm .}$$

$$a = \beta * c = 0.85 * 125.6 = 106.8 \text{ mm .}$$

$$\begin{aligned} M_n \text{ max} &= 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2) \\ &= 0.85 * 24 * 0.1068 * 0.5 * (0.293 - 0.1068/2) * 1000 = 262.1 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n \text{ max} = 0.82 * 262.1 = 214.9 \text{ kN .}$$

$$\Phi M_n \geq 9.0 \text{ kN.m}$$

**The section is singly**

$$M_n = 9.0 / 0.9 = 10 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{10 * 10^6}{500 * (293)^2} = 0.233 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.233)(20.59)}{420}} \right) = 0.00056$$

$$A_s = 0.00056 (500) (293) = 81.74 \text{ mm}^2$$

$$81.74 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 490 \text{ mm}^2$$

**Take 4  $\Phi 14$  with  $A_s \text{ pro} = 615.8 \text{ mm}^2$**

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * b * f_c' * a$$

$$615.8 * 420 = 0.85 * 500 * 24 * a$$

$$a = 25.35 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.35}{0.85} = 29.8 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{293 - 29.8}{29.8} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0265 > 0.005$$

**Strain is ok**

Check for displacement between bars

$$S = 500 - (40 * 2) - (10 * 2) - (4 * 14) / 3 = 114 > 25 \text{ mm}$$

$$> db = 14 \text{ mm}$$

ok

**Take 4  $\Phi 14$  with  $A_s$  pro =  $615.8 \text{ mm}^2$**

**Support 2**

$$\rightarrow M_u = 9.2 \text{ kN.m}$$

Assume  $\Phi 14$

$$C = \frac{3}{7} \quad d = \frac{3}{7} * 293 = 126 \text{ mm} .$$

$$a = \beta * c = 0.85 * 125 = 107.1 \text{ mm} .$$

$$M_n \text{ max} = 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.85 * 24 * 0.1071 * 0.5 * (0.293 - 0.1071/2) = 262.92 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 0.82 * 262.92 = 215.6 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n > 9.2 \text{ kN.m}$$

**The section is singly**

$$M_n = 9.2 / 0.9 = 10.22 \text{ kN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{10.22 * 10^6}{500 * (293)^2} = 0.24 \text{ Mpa}$$

$$\rho = 0.000575.$$

$$A_s = 0.000575 (500) (293) = 84.21 \text{ mm}^2$$

$$84.21 \text{ mm}^2 < A_{s \text{ min}} = 490 \text{ mm}^2$$

**Take 4 Φ14 with  $A_s \text{ pro} = 615.8 \text{ mm}^2$ .**

Check for yielding

Tension = compression

$$A_s * f_y = 0.85 * b * a$$

$$615.8 * 420 = 0.85 * 500 * 24 * a$$

$$a = 25.36 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{25.36}{0.85} = 29.83 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{293 - 29.83}{29.83} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0265 > 0.005$$

Check for displacement between bars

$$S = 500 - (40 * 2) - (10 * 2) - (4 * 14) / 4 = 86 > 25 \text{ mm}$$

$$> db = 14 \text{ mm}$$

ok.

**Take 4 Φ14 with  $A_s \text{ pro} = 615.8 \text{ mm}^2$**

#### **4-7-2 Design of beam for shear:-**

$V_u \text{ max}$  at distance  $d$  from the face of support = 11.7 KN

$$\Phi V_c = 0.75 * \text{square}(F_c) / 6 * b_w * d.$$

$$\Phi V_c = 89.4 \text{ KN}.$$

$$\Phi V_c / 2 = 44.7 \text{ KN}.$$

$$V_{u \text{ max}} = 11.7 \text{ KN} < \Phi V_c / 2 = 44.7 \text{ KN} .$$

So no need for shear reinforcement .

Use stirrups (2 leg 10) to connect bars.

$$\text{Spacing } S < d/2 = 293/2 = 164.5 \text{ mm (control).}$$

$$< 600$$

**Use stirrups (2 leg 8) @ 100mm.**

## 4-8 Design of two way ribbed slab :-

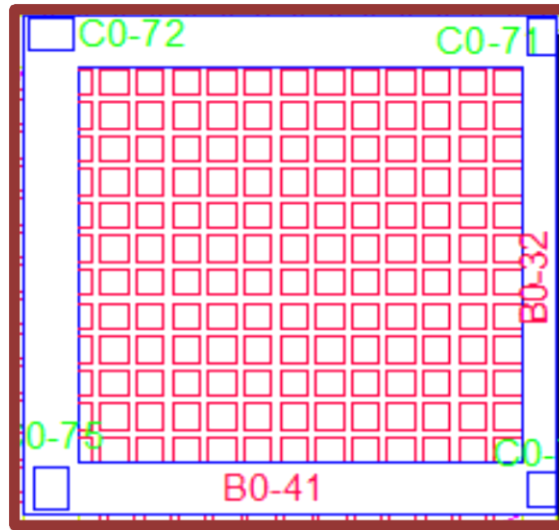


Figure (4-13): Two way ribbed slab.

### 4.8.1 Check the thickness for the two way ribbed slab :-

$$\alpha_1 = \frac{I_{\text{beam}}}{I_{\text{slab1}}}$$

$$I_b = \frac{1}{12} * 0.8 * (0.65)^3 = 1830833 \text{ cm}^4$$

Slab section for the internal and external beams:-

$$Y_c = (40 * 8 * 4 + 35 * 12 * 17.5) / (40 * 8 + 35 * 12) = 11.66 \text{ cm.}$$

$$I_{\text{rib}} = (52 * 11.66^3) / 3 - (40 * 3.66^3) / 3 + (12 * 23.34^3) / 3 = 77682 \text{ cm}^2.$$

In short direction :-

$$I_{s1} = \frac{77682}{0.52} * \left( \frac{612}{2} + 80 \right) = 576639 \text{ cm}^2.$$

In long direction :-

$$I_{s1} = \frac{77682}{0.52} * \left( \frac{643}{2} + 80 \right) = 599794 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha_1 = \frac{1830833}{576639} = 3.17 = \alpha_3.$$

$$\alpha_2 = \frac{1830833}{599794} = 3.05 = \alpha_4.$$



$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = \frac{12.44}{4} = 3.11 > 2.0 .$$

$$h = \frac{643 \left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9 \left(\frac{6.43}{6.12}\right)} = 155.6 \text{ mm} > 90 \text{ mm}.$$

35cm > 15.56cm

**So select h = 35cm**

## 4.8.2 Load calculation :-

### 4.8.2.1 Determination of dead load :-

**Table (4 – 3)** Calculation of the total dead load for two way ribbed slab.

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN
Tiles	$0.03 \times 0.52 \times 0.52 \times 23$	0.186
Mortar	$0.03 \times 0.52 \times 0.52 \times 22$	0.178
Coarse sand	$0.07 \times 0.52 \times 0.52 \times 17$	0.322
Topping	$0.08 \times 0.52 \times 0.52 \times 25$	0.541
RC Rib	$0.12 \times 0.27 \times 25 \times (0.52 + 0.4)$	0.745
Block	$0.4 \times 0.4 \times 0.27 \times 9$	0.389
Plaster	$0.03 \times 0.52 \times 0.52 \times 22$	0.178
Interior partitions	$1.5 \times 0.52 \times 0.52$	0.406
	$\Sigma$	2.945

Nominal Total Dead Load = 2.945 KN/Rib.

$$= 2.945 / (0.52^2) = 10.9 \text{ KN/m}^2.$$

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

### 4.8.2.2 Determination of factored dead and live load:-

Factored dead load = 1.2 \* Dead load = 1.2 \* 10.9 = 13.07 KN/m<sup>2</sup>.

Factored Live load = 1.6 \* live load = 1.6 \* 5 = 8 KN/m<sup>2</sup>.

### 4.8.3 Design of two way ribbed slab:-

#### 4.8.3.1 Design for positive moment :

$$L_a/L_b = 6.12/6.43 = 0.952$$

$$M_{a+ve} = [C_{adl} \cdot W \cdot L \cdot a^2]$$

$$M_{a+ve} = [0.040 \times 13.07 \times 6.12^2 + 0.040 \times 8 \times 6.12^2] \times 0.52 = 16.41 \text{ KN.m.}$$

$$M_{b+ve} = [0.033 \times 13.07 \times 6.43^2 + 0.033 \times 8 \times 6.43^2] \times 0.52 = 15 \text{ KN.m.}$$

**Check 2  $\Phi$  16 for positive moment for both direction and stirrups  $\Phi$ 10 :**

$$d = 350 - 20 - 10 - 16 = 306 \text{ mm}$$

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$402 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 15.920 \text{ mm}$$

$$c = \frac{15.92}{0.85} = 18.73$$

$$\epsilon_s = \frac{306 - 18.73}{18.73} \times 0.003 = 0.046 > 0.005 \dots \text{ok}$$

$$\Phi M_n = A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$= 0.9 \times 2 \times 201 \times 10^{-6} \times 420 \times (0.306 - 0.01592/2) \times 1000 = 45.29 \text{ KN.m.}$$

$$\Phi M_n = 45.29 > M_u = 16.41.$$

Ok ...

By using the table in ACI .... The value of negative moment at case 1 = 0

**So use 2 $\Phi$ 12 at supports .**

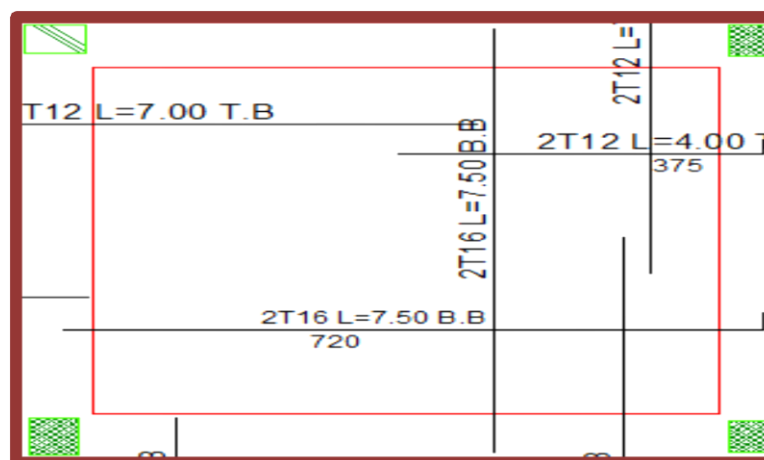


Figure (4-14): Reinforcement of two way

#### 4.8.3.2: find $V_u$ on rib :-

The total load on the panel being =  $6.12 \times 6.43 \times 13.07 = 829.14$  KN.

The load per rib at face of the long panel =  $0.45 \times 829.14 \times 0.52 / 2 \times 6.43 = 15.1$  KN

$V_{ud} = 15.1 - (21.07 \times 0.52 \times 0.306) = 11.75$  KN.

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} * 1.1 \sqrt{24} \times 120 \times 306 * 10^{-3} = 24.73 \text{ KN.}$$

$$0.5 \phi V_c = 12.36 \text{ KN}$$

$$V_{ud} < 0.5 \phi V_c = 12.36 \text{ KN} \dots \text{Item 1.}$$

No need for shear reinforcement.

But we use stirrups at minimum to connect the bars

Then use 2  $\Phi 10$  @ 25 cm c/c .

#### 4-9 Design of one way solid slab :-

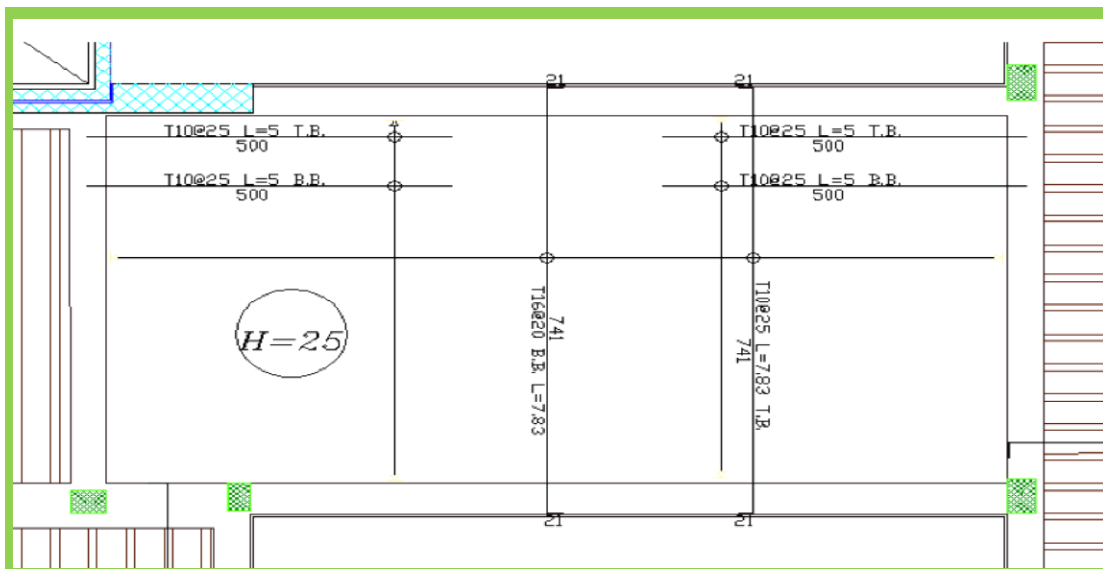


Figure (4-15): one way solid slab.

Minimum thickness according the code ACI 318 =  $L/28 = 7/28 = 25$  cm .

Take slab thickness = 25 cm.

Assume bar diameter  $\Phi 16$  for main reinforcement.

$$d = 250 - 20 - 16/2 = 222 \text{ mm.}$$

#### 4.9.1 Load calculation :-

**Table (4 – 4)** Calculation of the total dead load for one meter strip slab.

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tiles	0.03*23	0.69
Mortar	0.03 *22	0.66
Coarse sand	0.07*17	1.19
RC slab	0.25*25	6.25
plaster	0.02*22	0.44
Interior partitions		1.5
	$\Sigma$	10.73

Dead load for one meter strip of slab DL=10.73 KN/m.

live load for one meter strip of slab LL=5\*1 = 5 KN/m.

**By using Attir program :**

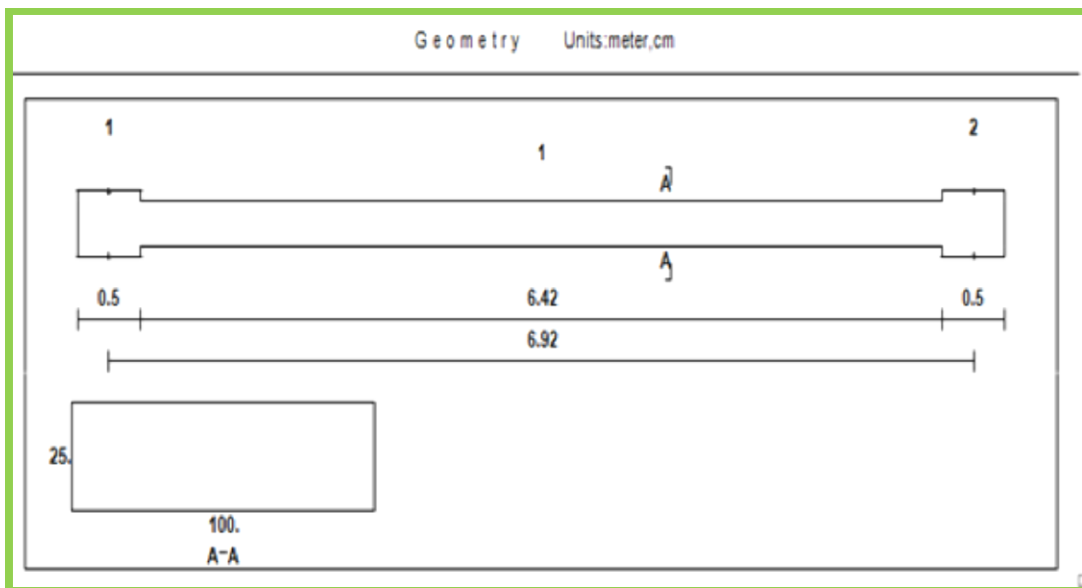


Figure (4-16) : slab geometry.

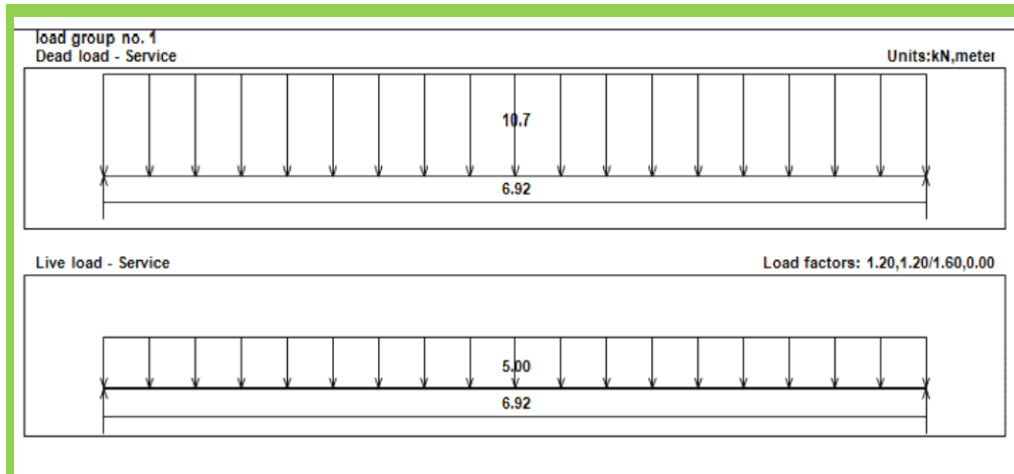


Figure (4-17) : slab load.

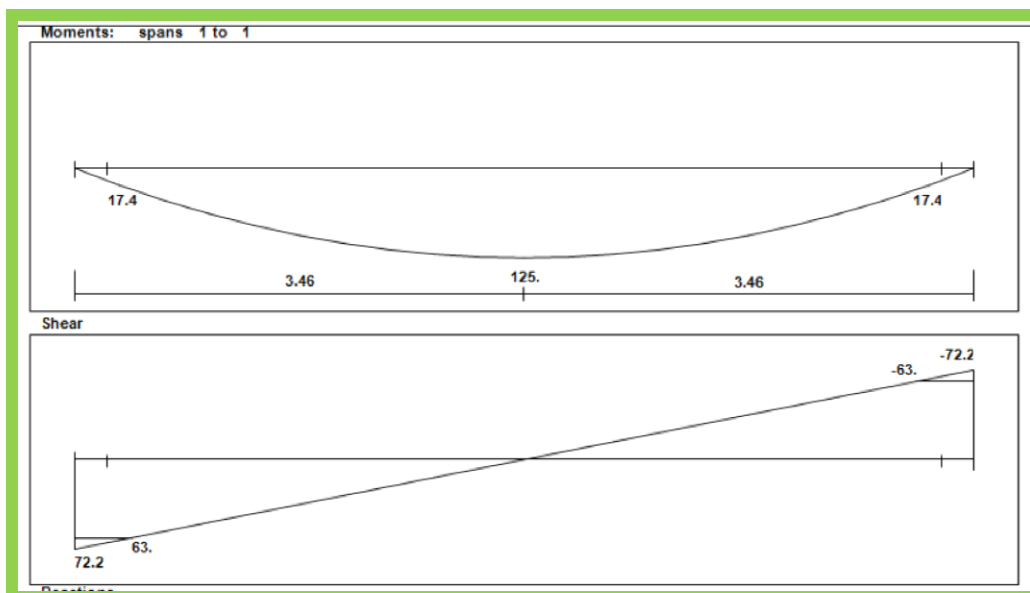


Figure (4-18) : moment and shear envelop.

#### 4.9.2 Check whether thickness is adequate for shear :-

$$V_u \text{ max} = 63 \text{ KN/ 1 m strip.}$$

$$V_c = 1 * \sqrt{24} * 1000 * 222 * 10^{-3} / 6 = 181.26 \text{ KN / 1 m strip.}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 181.26 = 136 \text{ KN/1m strip.}$$

$$0.5 \Phi V_c = 0.5 * 0.75 * 181.26 = 68 \text{ KN/1m strip.}$$

$$V_u \text{ max} = 63 \text{ KN} < 0.5 \Phi V_c = 68 \text{ KN}$$

**The thickness of slab is adequate enough.**

### 4.9.3 slab design for positive moment :-

$$M_u = 125 \text{ KN.m.}$$

$$M_n = M_u / \Phi = 125 / 0.9 = 139 \text{ KN.m/m.}$$

Assume bar diameter  $\Phi 16$  for main reinforcement.

$$d = 250 - 20 - 16/2 = 222 \text{ mm.}$$

$$R_n = (139) * 10^6 / (1000 * 222^2) = 2.82 \text{ MPa}$$

$$m = 420 / (0.85 * 24) = 20.59 .$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.82 * 20.59}{420}} \right) = 0.00725.$$

$$A_s = 0.00725 * 1000 * 222 = 1609.5 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_s > A_{s_{\min}}.$$

$$n = A_s / A_s \Phi 16 = 8 \text{ bars.}$$

Or take  $\Phi 16 @ 12.5 \text{ cm.}$

**Use  $\Phi 16 @ 12.5 \text{ cm c/c}$**

Step (s) is the smallest of :-

$$1- 3h = 3 * 250 = 750 \text{ mm.}$$

$$2- 450 \text{ mm.}$$

$$3- 380 * 280 / (2 * 240 / 3) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm.}$$

$$300 * 280 / (2 * 420 / 3) = 300 \dots \dots \text{control.}$$

$$S = 125 \text{ mm} < S_{\max} = 300 \text{ mm} \dots \dots \text{ok.}$$

## 4-10 Design of column :-

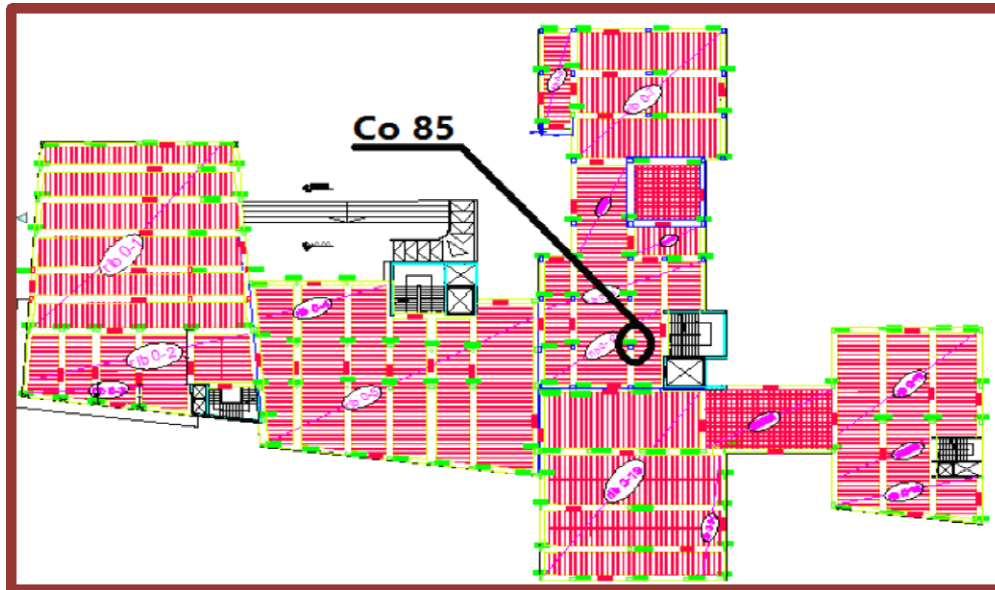


Figure (4-19): location of column 85.

For (C85 ) :-

$$p_u = 2680KN.$$

Use dimension of C85 :- 40×55 cm

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

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

$$M1/M2 = 1$$

K=1 , According to ACI 318-2008 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

### 4.10.1 Check for slenderness:

**In 55 cm –Direction :-**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.65}{0.4 \times 0.55} = 21.8 < 22$$

∴ short Coloumn in 0.55Direction.

**In 40 cm –Direction:-**

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

$$M_1/M_2 = 1$$

$K=1$  , According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor,  $k$ , shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.65}{0.3 \times 0.4} = 30.4 > 22$$

$\therefore$  long Coloumn in 0.4.Direction

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots [ACI318 - 2002 (Eq. 10 - 15)]$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 * \sqrt{24} = 23025 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{P_u} = \frac{1.2(1417)}{2680} = 0.634.$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{550 * 400^3}{12} = 2.933 * 10^9 \text{ mm}^4.$$

$$EI = \frac{0.4 * 23025 * 2.933}{1 + 0.634} = 16532 \text{ KN.m}^2.$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} \dots\dots\dots ACI318 - 2002 (Eq. 10 - 13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 16532}{(1.0 * 3.65)^2} = 12247.3 \text{ KN}.$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \dots\dots\dots ACI318 - 2002 (Eq. 10 - 16)$$

$$C_m = 1 \dots\dots \text{According to ACI318 - 2002 (10.10.6.4)}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - (P_u / 0.75 P_c)} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI318 - 2002 (Eq. 10 - 12)$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - (2680 / 0.75 * 12247)} = 1.41 > 1 \text{ ok.}$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 400 = 27 \text{ mm} = 0.027 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} * \delta_{ns} = 27 * 1.41 = 38.07 \text{ mm}.$$

$$\frac{e}{h} = \frac{38.07}{400} = 0.095$$



From Interaction Diagram

$$Gama = 0.7.$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{2680}{400 * 550} * \frac{145}{1000} = 1.76 \text{ Ksi}$$

$$\rho_g = 0.019.$$

$$A_s = \rho * A_g = 0.019 * 400 * 550 = 4180 \text{ mm}^2$$

Use 16Φ 20 with  $A_s = 5026 \text{ mm}^2 > A_{sreq} = 4180 \text{ mm}^2$

#### 4.10.2 Design of the Tie Reinforcement :

$S \leq 16 \text{ db}$  (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

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

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

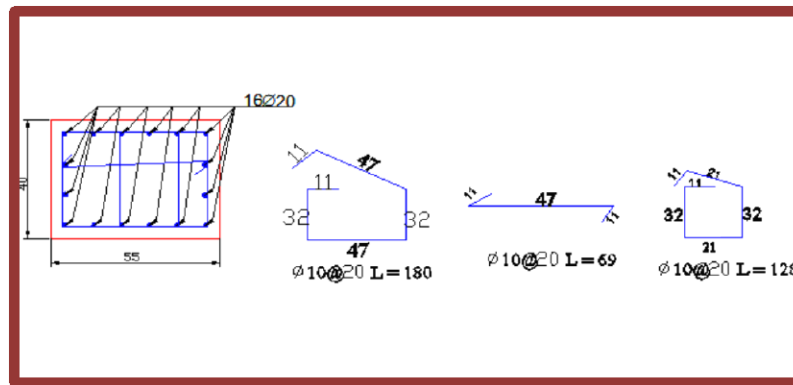


Figure (4-20): Reinforcement of column 85.

$$S \leq 16 \times d_b \text{ (Longitudinal.bar.diameter)} = 16 \times 2.0 = 23\text{cm} \dots \text{control.}$$

$$S \leq 48 \times d_t \text{ (tie.bar.diameter)} = 48 \times 1.0 = 48\text{cm.}$$

$$S \leq \text{Least.dim ension} = 40\text{cm}$$

∴ Use ...φ10 @ 20cm.

## 4-11 Design of stair :-

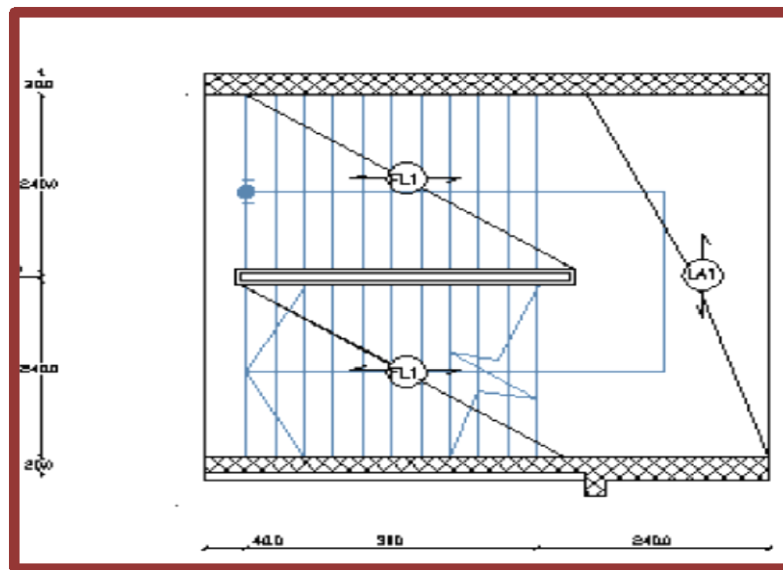


Figure (4-21): Stair diagram .

Slope of the stair =  $\tan^{-1} 170/300 = 29.54^\circ$

Minimum thickness =  $h_{min} = 3.0 + 1.2 + 0.2/20 = 22 \text{ cm}$ .

Take  $h = 25 \text{ cm}$  .

### 4.11.1 : Flight load calculation :-

**Table (4 – 5)** Calculation of the total dead load for flight.

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tiles	$23 \times 0.03 \times 1 \times (0.17 + 0.35) / 0.3$	1.404
Mortar	$22 \times 0.02 \times 1 \times (0.17 + 0.3) / 0.3$	0.69
Stair step	$25 \times 1 \times (0.17 + 0.3) / (0.3 \times 2)$	2.125
RC slab	$25 \times 0.25 \times 1 / \cos 29.54$	7.18
plaster	$22 \times 0.03 \times 1 / \cos 29.54$	0.76
	$\Sigma$	12.16

**4.11.2 : landing load calculation :-**

**Table (4 – 6)** Calculation of the total dead load for landing.

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tiles	$22 \times 0.03 \times 1$	0.66
Mortar	$22 \times 0.02 \times 1$	0.44
RC slab	$25 \times 0.25 \times 1$	6.25
plaster	$22 \times 0.03 \times 1$	0.66
	$\Sigma$	8.01

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

Total factored load  $w = 1.2D + 1.6L$

For flight  $w = (1.2 \times 12.16) + (1.6 \times 5 \times 1) = 22.6$  KN/m.

For landing  $w = (1.2 \times 8.01) + (1.6 \times 5 \times 1) = 17.61$  KN/m.

**4.11.3 : flight load diagram :-**

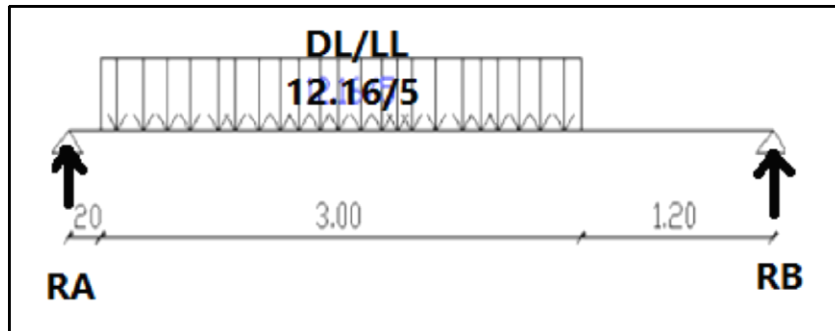


Figure (4-22): flight load diagram .

By using Attir program ; we obtained the reactions at support 1 and support 2 as following:

RA= 41.6 KN.

RB= 26.2 KN.

#### 4.11.3.1 : check for shear strength:-

Assume  $\Phi$  12 for main reinforcement .

$$d=250-20-12/2=224 \text{ mm.}$$

take the maximum shear as the support reaction.

$$R_A=V_u=41.6 \text{ KN.}$$

$$V_c=1*\sqrt{24} * 1000*224*10^{-3} /6 = 182.9\text{KN/ 1 m strip.}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ for shear .}$$

$$\Phi V_c= 137.2 \text{ KN/1m strip.}$$

$$V_{u\max} =41.6 \text{ KN} < 0.5 \Phi V_c=68.6 \text{ KN.}$$

**So; the thickness of the slab is adequate enough.**

#### 4.11.3.2 : Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement :-

$$M_u= 46.61 \text{ KN.m}$$

$$M_n=M_u/\Phi = 46.61/0.9=51.80 \text{ KN.m.}$$

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

$$d=224 \text{ mm.}$$

$$R_n= (51.8)*10^6 / (1000*224^2) = 1.03 \text{ MPa}$$

$$m= 420/(0.85 *24) = 20.59 .$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.03*20.59}{420}} \right) = 0.00251.$$

$$A_s = 0.00251 * 1000* 224 = 562.24 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s\min} = 0.0018*1000*250 = 450\text{mm}^2 /\text{m}$$

$$A_s > A_{s\min}.$$

**Use  $\varnothing$  12 @ 20 cm c/c**

Step (s) is the smallest of :-

$$4- 3h=3*250=750\text{mm.}$$

$$5- 450\text{mm.}$$

$$6- 380*280/(2*240/3)-2.5*20= 330\text{mm.}$$

$$300 \times 280 / (2 \times 420 / 3) = 300 \dots \text{control.}$$

$$S = 200 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 300 \text{ mm} \dots \text{ok.}$$

For temperature and shrinkage reinforcement :-

$$A_{\text{min}} = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2 / \text{m} .$$

Use  $\varnothing 12 @ 25 \text{ cm c/c}$

Step (s) for temperature and shrinkage is the smallest of :-

- 1-  $5 \times h = 5 \times 250 = 1250 \text{ mm} .$
- 2-  $450 \text{ mm} \dots \text{control.}$

$$S = 250 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 450 \text{ mm} \dots \text{Ok.}$$

#### 4.11.4 : landing load diagram :-

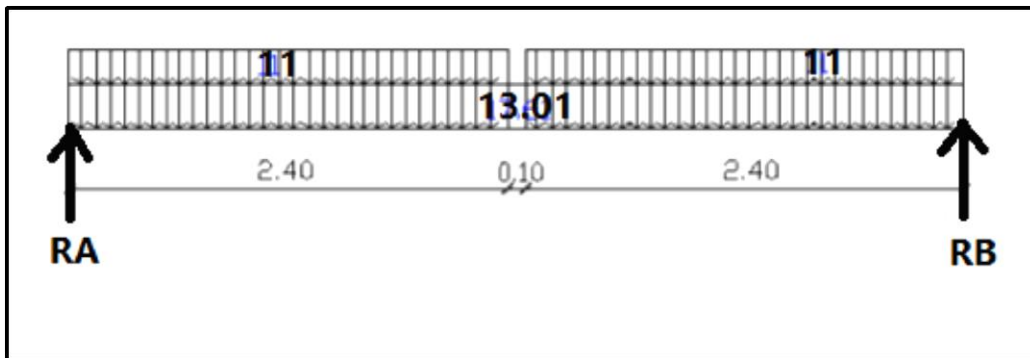


Figure (4-23): landing load diagram .

By using Attir program ; we obtained the reactions at support RA and support RB as following:

$$RA = 66.54 \text{ KN.}$$

$$RB = 66.54 \text{ KN.}$$

#### 4.11.4.1 : check for shear strength:-

Assume  $\Phi 12$  for main reinforcement .

Take  $h = 250 \text{ mm}$

$$d = 250 - 20 - 12 / 2 = 224 \text{ mm.}$$

take the maximum shear as the support reaction.

$$RA = V_u = 66.54 \text{ KN.}$$

$$V_c = 1 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 224 \times 10^{-3} / 6 = 182.9 \text{ KN} / 1 \text{ m strip.}$$

$\Phi = 0.75$  for shear .

$\Phi V_c = 137.2$  KN/1m strip.

$V_u \text{ max} = 66.54$  KN <  $0.5 \Phi V_c = 68.6$  KN..... not ok.

**So; the thickness of the slab  $h = 250$  mm is adequate enough.**

**4.11.4.2 : Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement :-**

$M_u = 84.52$  KN.m

$M_n = M_u / \Phi = 84.52 / 0.9 = 94$  KN.m.

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

$d = 224$  mm.

$R_n = (94) * 10^6 / (1000 * 224^2) = 1.25$  MPa

$m = 420 / (0.85 * 24) = 20.59$  .

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.25 * 20.59}{420}} \right) = 0.00307.$$

$A_s = 0.00307 * 1000 * 224 = 842.74$  mm<sup>2</sup>.

$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 1000 * 250 = 540$  mm<sup>2</sup> /m.

$A_s > A_{s \text{ min}}$ .

**Use  $\varnothing 14 @ 15$  cm c/c**

Step (s) is the smallest of :-

7-  $3h = 3 * 250 = 750$ mm.

8- 450mm.

9-  $380 * 280 / (2 * 240 / 3) - 2.5 * 20 = 330$ mm.

$300 * 280 / (2 * 420 / 3) = 300$ .....control.

$S = 200$  mm <  $300$  mm ....**ok.**

For temperature and shrinkage reinforcement :-

$$A_{smin} = 0.0018 * 1000 * 250 = 540 \text{ mm}^2 / \text{m} .$$

Use  $\varnothing 12 @ 20 \text{ cm c/c}$

Step (s) for temperature and shrinkage is the smallest of :-

3-  $5 * h = 5 * 250 = 1250 \text{ mm} .$

4- 450 mm .....control.

$S = 200 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \dots \text{Ok}.$

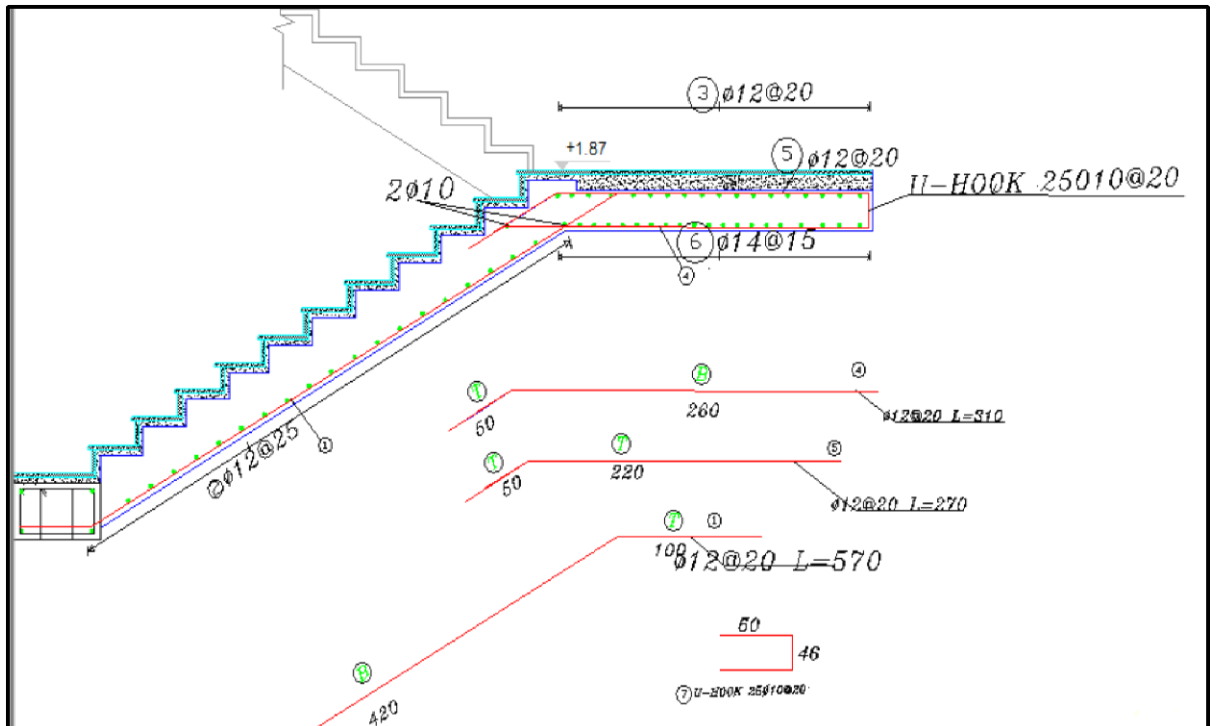


Figure (4-24): Reinforcement of stair .

## 4-12 Design of isolated footing :-

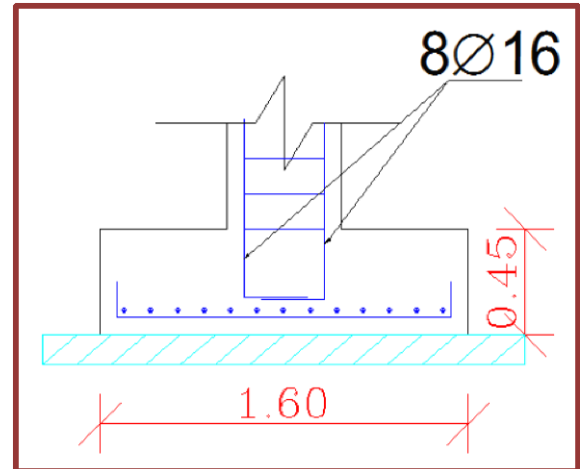
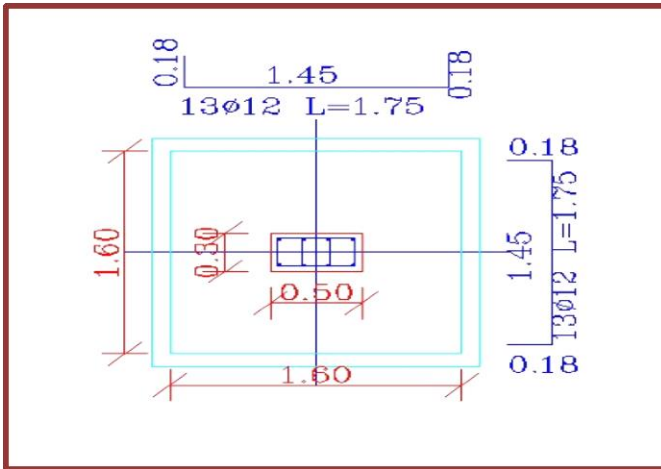


Figure (4-25): horizontal plan of isolated footing

Figure (4-26): vertical section of isolated footing

### 4.12.1 Determination of Loads:

Total services load = 528 KN.

Total factored load = 660.8 KN.

Column Dimensions CO( 61) = 50\*30 cm.

Soil density = 19 Kg/cm<sup>3</sup>.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m<sup>2</sup>.

Assume footing to be about (45 cm) thick.

Footing weight = (25 × 0.45) = 11.25 KN/m<sup>2</sup>.

Soil weight above the footing = 2 × 19 = 38 KN/m<sup>2</sup>.

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

$q_{\text{allow(net)}} = 400 - 11.25 - 38 - 5 = 345.75 \text{ KN/m}^2$  .

### 4.12.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{528}{345.75} = 1.98 \text{ m}^2.$$

Try 1.6 \* 1.6 m with area = 2.56m<sup>2</sup> > A<sub>req</sub> = 1.98 m<sup>2</sup>

determinate  $q_u = 660.8/2.56$

$$= 258.13 \text{ KN/m}^2$$



### 4.12.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume  $h = 45 \text{ cm}$  .

Take bar  $\Phi 20$

$$d = 450 - 75 - 20 = 355 \text{ mm.}$$

#### Check for one way shear strength:-

$$V_u = 258.13 * 1.6 \left( \frac{1.6 - 0.3}{2} - 0.355 \right) = 121.84 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \left( \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d \right)$$

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1600 * 355 = 347.83 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = 347.83 \text{ KN} > V_u = 121.84 \text{ KN}$$

$\therefore$  Safe

#### 4.12.4 Check for two way shear action (punching):-

The punching shear strength is the smallest value of the following equations:

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s}{b_o / d} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d$$

Where:-

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{50}{30} = 1.667.$$

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

$$b_o = 2(a + d) + 2(b + d) = 2(600 + 355) + 2(300 + 355) = 3220 \text{ mm.}$$

$\alpha_s = 20$  for corner column .

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left( 1 + \frac{2}{1.667} \right) * \sqrt{24} * 3220 * 355 = 1539.72 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left( \frac{20 * 0.355}{3.220} + 2 \right) * \sqrt{24} * 3220 * 355 = 1470 \text{ KN}$$

$$\phi.V_C = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3220 * 355 = 1398.61KN$$

$$\phi.V_C = 1398.61KN \dots \text{control.}$$

$$V_u = 258.13(1.6 * 1.6 - (0.5 + 0.355)(0.3 + 0.355)) = 516.25KN.$$

$$\phi.V_C = 1398.61KN > v_u = 516.25.$$

Safe.

#### 4.12.5 Design of Bending Moment:

$$M_u = 258.13 * 1.6 * 0.65^2 / 2 = 87.25KN.m.$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{87.25 / 0.9}{1.6 \times 355^2} = 0.4808Mpa.$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 0.4808}{420}} \right) = 0.00116.$$

$$A_{S_{Req.}} = \rho * b * d = 0.00116 * 1600 * 355 = 658.88 \text{ mm}^2.$$

$$A_{S_{Shrinkage}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1600 * 450 = 1296mm^2.$$

$$use A_s = 1296mm^2.$$

Select  $\phi 12$

$$\frac{1296}{113.1} = 12.458 \rightarrow use 13 \text{ bars.}$$

$$A_{S_{Provided}} = 1357.2mm^2 > 1296mm^2 \dots \text{ok}$$

$$S = \frac{1600 - 75 * 2 - 13 * 12}{12} = 107.83 \text{ mm.}$$

Step (s) is the smallest of :

- 1-  $3h = 3 * 450 = 1350 \text{ mm}.$
- 2-  $450 \text{ mm} \dots \text{control}$

$$S = 107.83 < 450 \text{ mm} \dots \text{ok.}$$

Check for strain :-

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$

$$1357.2 * 420 = 0.85 * 24 * 1600 * a$$

$$a = 17.46 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.46}{0.85} = 20.55 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon_s = \frac{355 - 20.55}{20.55} * 0.003 = 0.0488.$$

$$\varepsilon_s = 0.0488 > 0.005 \longrightarrow \text{ok.}$$

#### 4.12.6 Development Length of main Reinforcement for $M_u$ :

$$L_{dc(1)req} = \frac{0.24 f_y}{\sqrt{f_c}} db = \frac{0.24 * 420}{\sqrt{24}} * 1.6 = 32.9 \text{ cm.}$$

$$L_{dc(2)req} = 0.043 * f_y * db = 0.043 * 420 * 1.6 = 28.9 \text{ cm.}$$

$$L_{dc(2)req} = 28.9 \text{ cm} < L_{dc(1)req} = 32.9 \text{ cm} \longrightarrow \text{control}$$

$$\text{Available } L_{dc} = (450 - 75 - 2 * 12) = 35.1 \text{ cm.}$$

$$\text{Available } L_{dc} < L_{dc \text{ req}} \dots \text{ok.}$$

$$l_{dt_{req}} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr + cb}{db}} * db$$

$$l_{dt_{req}} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 12 = 296.29 \text{ mm.}$$

$$L_{dt \text{ available}} = 1600 - 500 / 2 - 75 = 475 \text{ mm.}$$

$$L_{dt \text{ available}} = 475 \text{ mm} > l_{dt_{req}} = 296.29 \text{ mm} \dots \text{ok.}$$

#### 4.12.7 Check transfer of load at base of column:

$$\phi.P_n = \phi.(0.85 f_c' A_g)$$

$$\phi.P_n = 0.65 * [0.85 * 24 * (500 * 300)] / 1000 = 1989 \text{ KN}$$

$$\text{But } P_u = 660.8 < \phi.P_n = 1989 \text{ KN}$$

∴ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$A_{s_{min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 500 * 300 = 750mm^2.$$

Use the column bars as a dowels

Select 8Φ16.

### 4-13 Design of combined footing :-

**Footing for the column C28 & C29:-**

**C28 :** 40\*55 ---D.L=1890 KN , L.L = 655 KN.

$$Pu1 = 1.2*1890 + 1.6*655 = 3316 \text{ KN.}$$

**C29 :** 40\*55 ---D.L = 1765 KN , L.L = 750 KN.

$$Pu2 = 1.2*1765 + 1.6*750 = 3318 \text{ KN.}$$

$$Pu = 3316 + 3318 = 6634 \text{ KN.}$$

$$qu = 6634 / (2.9 * 5) = 457.5 \text{ KN/m}^2.$$

Allowable soil pressure = 400 KN/m<sup>2</sup>.

$$Ps = 1890 + 655 + 1765 + 750 = 5060 \text{ KN.}$$

Distance between the two columns is 3.3 m center to center.

$$\text{Sum}(M) \text{ about C28} = 0, (1765 + 750) * 3.3 - 5060 * X = 0$$

$$X = 1.475 \text{ m from CO28.}$$

The pressure under the footing is uniform.

$$A = Ps / q_{a,net} = 5060 / 400 = 12.65 \text{ m}^2.$$

$$A = L * B$$

$$\text{Take } B = 5.0 \text{ m, } L = 12.65 / 5.0 = 2.83 \text{ m}$$

$$\text{Take } L = 2.9 \text{ m.}$$

#### 4.13.1 Determination of footing depth and shear design:

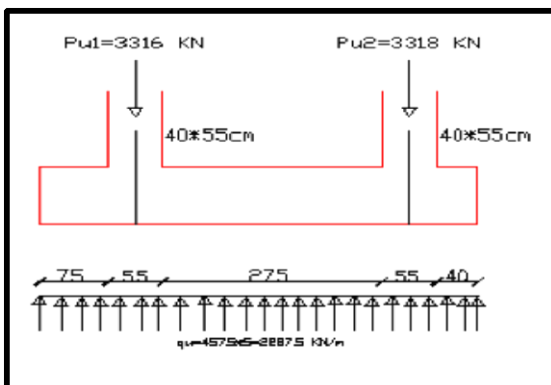


Figure (4-27): vertical section for footing

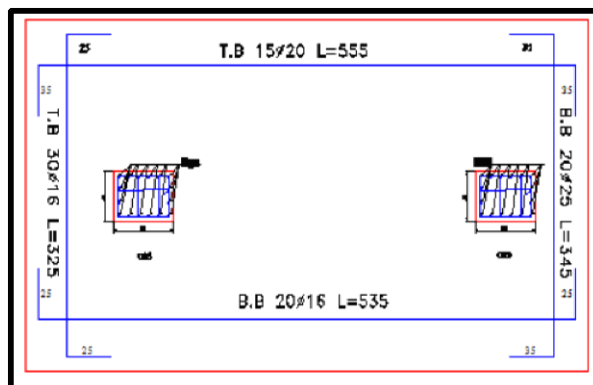


Figure (4-28): detail for the combined footing .

#### 4.13.1.1 one – way shear design:-

$V_u$  at distance  $d$  from the face of support :

Assume  $h = 70$  cm and steel bar  $\Phi 20$

$$d_{avg} = 700 - 75 - 20 = 605 \text{ mm.}$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2900 * 605 = 1074.41 \text{ KN.}$$

At column 28 ,  $P_u1 = 3316$  KN.

$$V_u = 3316 - 457.5 * 2.9(0.75 + 0.55 + 0.605) = 788.54 \text{ KN.}$$

At column 29 ,  $P_u2 = 3318$  KN.

$$V_u = 3318 - 457.5 * 2.9(0.40 + 0.55 + 0.605) = 1055 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = 1074.41 > V_{u\max} = 1055 \text{ KN.}$$

the thickness  $h = 70$  cm is adequate enough.

#### 4.13.1.2 two – way shear design ( punching shear ) :-

##### At column 28 :

$$d/2 = 0.605/2 = 0.3025 \text{ m} < 0.75 \text{ m.}$$

check for two option :

$$\text{as interior perimeter } b_o = 2(0.55 + 0.605) + 2(0.40 + 0.605) = 4.32 \text{ m.}$$

$$\text{as edge perimeter } b_o = 2(0.75 + 0.55 + 0.605/2) + (0.4 + 0.605) = 4.21 \text{ m. .... control.}$$

$$V_u = 3316 - 457.5(0.75 + 0.55 + 0.605/2) * (0.40 + 0.605) = 2579.2 \text{ KN.}$$

$$\alpha_s = 30 \quad \text{for edge column .}$$

$$\phi V_c = \phi * \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left( 1 + \frac{2}{1.375} \right) * \sqrt{24} * 4210 * 605 = 3928.5 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi * \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left( \frac{30 * 0.605}{4.21} + 2 \right) * \sqrt{24} * 4210 * 605 = 4962.65 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \phi * \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4210 * 605 = 3201 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 3201 \text{ KN} \dots \text{control.}$$

$$\phi V_c = 3201 \text{ KN} > v_u = 2579.2 \text{ KN.}$$

**The thickness is adequate.**

**At column 29:**

$$d/2=0.605/2=0.3025\text{m} < 0.4 \text{ m.}$$

check for two option :

$$\text{as interior perimeter } b_o=2(0.55+0.605)+2(0.40+0.605)=4.32\text{m.}$$

$$\text{as edge perimeter } b_o=2(0.4+0.55+0.605/2)+(0.4+0.605) =3.51 \text{ m.... control.}$$

$$V_u=3318-457.5(0.4+0.55+0.605/2)*(0.40+0.605)=2742.12 \text{ KN.}$$

$$\alpha_s = 30 \quad \text{for edge column .}$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.375}\right) * \sqrt{24} * 3510 * 605 = 3191.9 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right)\sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{30 * 0.605}{3.51} + 2\right) * \sqrt{24} * 3510 * 605 = 4662.56 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3510 * 605 = 2900.81 \text{ KN}$$

$$\phi.V_c = 2900.81 \text{ KN....control.}$$

$$\phi.V_c = 2900.81 \text{ KN} > v_u = 2742.12 \text{ KN.}$$

The thickness is adequate.

**4.13.2 Design of bending moment:-**

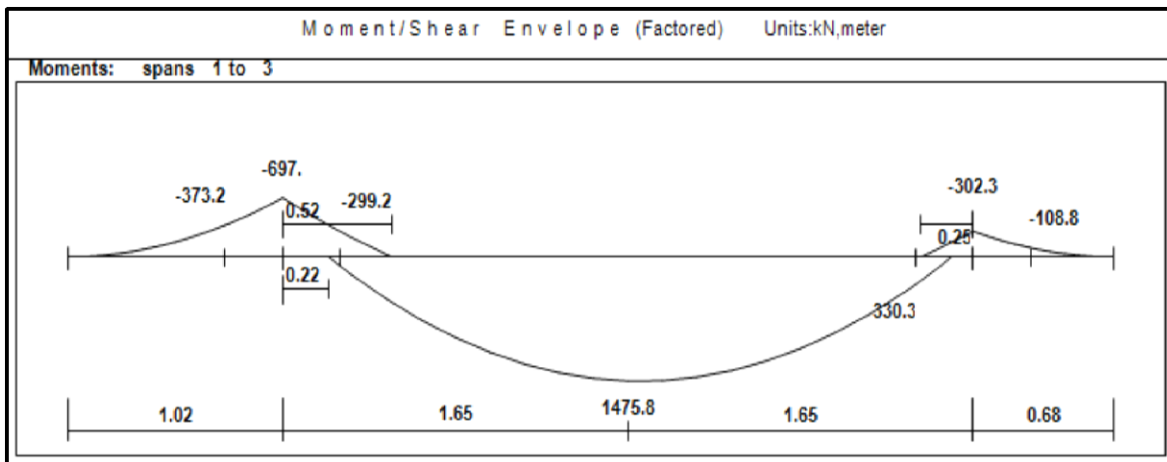


Figure (4-29): moment envelope for combined footing .

#### 4.13.2.1 For top reinforcement in the longitudinal direction:

Mu max=1475.8 KN.m.

d=700-75-20-20/2=595mm.

Mn = 1475.8 / 0.9 = 1640 KN.m.

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59.$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{1640 * 10^6}{2900 * (595)^2} = 1.6 \text{ Mpa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.6)(20.59)}{420}} \right) = 0.00395.$$

$$A_s = 0.00395 (2900) (595) = 4434.53 \text{ mm}^2.$$

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2900 * 700 = 3654 \text{ mm}^2.$$

$A_s > A_{smin}$ .

Take 15  $\Phi$  20 , with  $A_{spro} = 4712.4 \text{ mm}^2$ .

For shrinkage and temperature for bottom reinforcement in the longitudinal direction.

Take 20  $\Phi$  16 with  $A_{spro} = 4021.24 \text{ mm}^2 > A_{smin}$ .

#### 4.13.2.2 For bottom reinforcement in the short direction:

Take Mu max calculated for column 29 with factored load = 3318 KN.

For column 29 3318/2.9=1144.14 KN.

The maximum moment in the short side at the face of column 29 is

$$(1144.14) * ((2.9/2) - (0.4/2))^2 = 1788 \text{ KN.m.}$$

d=700-75-20/2= 615 mm.

Mn = 1788 / 0.9 = 1987 kN.m.

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59.$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{1987 * 10^6}{3300 * (615)^2} = 1.6 \text{ Mpa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.6)(20.59)}{420}} \right) = 0.00395.$$

$$A_s = 0.00395(3300)(615) = 8019 \text{ mm}^2 .$$

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3300 * 700 = 4158 \text{ mm}^2 .$$

$A_s > A_{smin} .$

**Take 20  $\Phi$  25, with  $A_{spro} = 9817.5 \text{ mm}^2$ .**

For shrinkage and temperature for top reinforcement in the short direction.

Take 30  $\Phi$  16 with  $A_{spro} = 6031.85 \text{ mm}^2 > A_{smin} .$



## 4-14 Design of basement wall :-

### 4.14.1 Load Calculation:-

$\gamma = \text{soil density} = 19 \text{KN/m}^3$ .

$\phi = \text{angle of internal friction} = 25^\circ$ .

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

Thickness = 30cm, cover = 4cm .

The design will be for 1m width .

Neglect the axial load, since its low value.

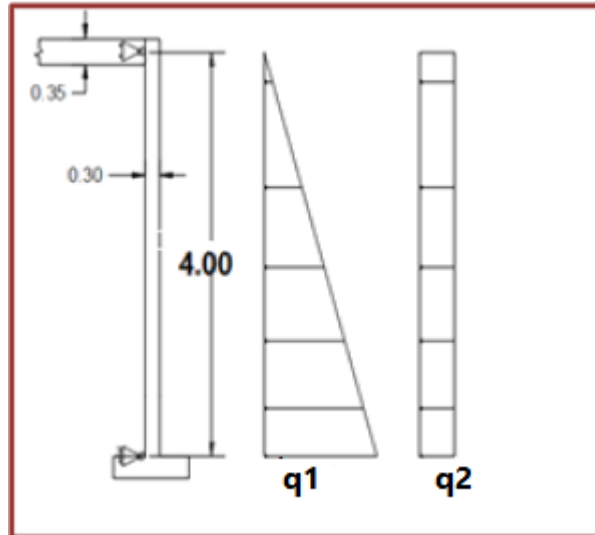


Figure (4-30): Basement wall loading .

$q1 = \text{soil pressure} = K_o * \gamma * h$ .

$q2 = \text{surcharge pressure} = K_o * LL$ .

$K_o = \text{soil pressure coefficient at rest} = 1 - \sin \phi$ .

So ,

$K_o = 1 - \sin \phi = 0.5$ .

$$q1 = 0.5 * 19 * 4.00 = 38 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q2 = 0.5 * 5 = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Factored Load

$$q1u = 38 * 1.6 = 60.80 \text{KN/m}^2$$

$$q2u = 2.5 * 1.6 = 4 \text{KN/m}^2$$

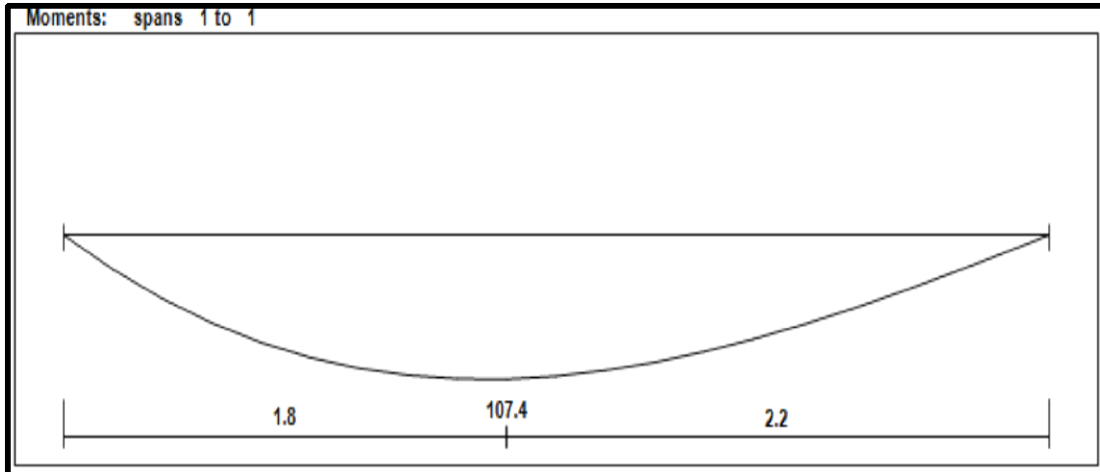


Figure (4-31): envelope moment for basement wall .

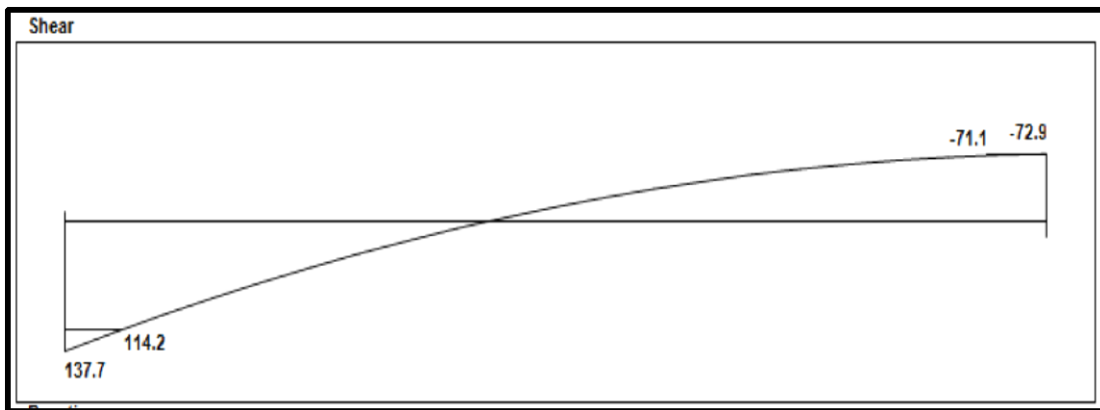


Figure (4-32): envelope shear for Basement wall.

#### 4.14.2 Design of bending moment of wall :-

Design for positive moment  $M_u = 107.4 \text{ KN.m}$  .

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

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{107.4}{0.9} = 119.33 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n * 10^6}{b * d^2} = \frac{119.33 * 10^6}{1000 * 252^2} = 1.88 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{F_y}} \right) = \frac{1}{20.59} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.88 * 20.59}{420}} \right) = 4.70 * 10^{-3}$$

$$A_{sreq} = \rho * b * d = 4.70 * 10^{-3} * 1000 * 252 = 1184.65 \text{ mm}^2 / \text{m.}$$

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

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

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

For inside wall Select  $\phi 16@15\text{cm} = 1340\text{ mm}^2 > 1184.65\text{ mm}^2$ .

For outside wall Select  $\phi 12@12.5\text{cm} = 904\text{ mm}^2 > 840\text{ mm}^2$ .

#### 4.14.3 Design of shear force :-

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

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 252 = 154.3\text{ KN}.$$

$$(\phi V_c = 154.3) > (V_u = 114.2).$$

No shear Reinforcement is required and thickness of wall is adequate enough.

But horizontal Reinforcement due to Cracking:

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

$$\text{For one side } A_s = 300\text{ mm}^2/\text{m}.$$

Select for one side horizontal reinforcement  $\phi 10@15\text{cm} = 335\text{ mm}^2 > 300\text{ mm}^2$ .

#### 4.14.4 Design of Basement Footing:-

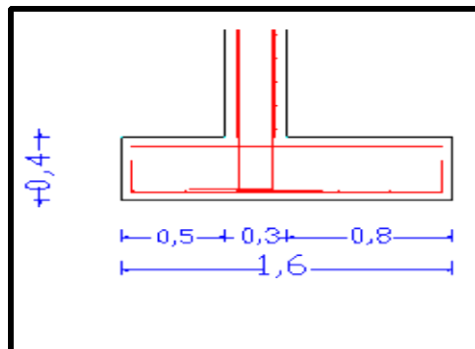


Figure (4-33):Basement footing geometry .

Total factored load = 38.5 KN.

Soil density = 19 Kg/cm<sup>3</sup>.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m<sup>2</sup>.

Assume footing to be about (40 cm) thick.

Footing weight = 1.2 × (25 × 0.4) = 12 KN/m<sup>2</sup>.

Soil weight above the footing = 1.6 × (4) × 19 = 121.6 KN/m<sup>2</sup>.

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

$$q_{\text{allow}} = 400 - 5 - 12 - 121.6 = 261.4 \text{ KN/m}^2$$

Assume  $b = 1 \text{ m}$ ,  $h = 40 \text{ cm}$ , take footing width =  $1.6 \text{ m}$ .

$$d = 400 - 75 - 18 = 307 \text{ mm.}$$

$$q_{\text{ult}} = 38.5/1 * 1.6 = 24.1 \text{ KN/m}^2$$

#### 4.14.4.1:- Check of One Way Shear:-

$$V_u = 1 * (0.8 - 0.307) * 24.1 = 11.88 \text{ KN.}$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} * 307 * 1000 = 188 \text{ KN.}$$

$\phi V_c > V_u \dots \dots$  No shear reinforcement is required.

#### 4.14.4.2 :- Design of Bending Moment:-

$$M_u = 24.1 * 0.8^2 / 2 = 7.712 \text{ KN.m.}$$

$$M_n = \frac{7.712}{0.9} = 8.57 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{8.57}{1 * 0.307^2} = 0.1 \text{ Mpa.}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.1}{420}} \right) = 0.000239.$$

$$A_{S_{\text{Req.}}} = \rho * b * d = 0.000239 * 307 * 1000 = 73.27 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{S_{\text{Req.}}} = 73.27 < A_{S_{\text{Shrinkage}}} = 540 \text{ mm}^2$$

Use  $A_{\text{smin}}$ .

Use  $\phi 14$

No. =  $540/154 = 3.51$ , Use 4 bars/m.

Use  $\phi 14$  at 25 cm c/c

Use Using hook  $\geq 16 * \phi$

Required length of hook  $\geq 16 * \phi \geq 16 * 1.4 = 22.4 \text{ cm}$ .

Use  $\text{Hook}_{\text{pro}} = 25 \text{ cm} > \text{Hook}_{\text{req}} = 22.4 \text{ cm}$  .

In the other Direction:-

$$A_{\text{Smin}} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{\text{Smin}} = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2$$

Use  $\phi 14$  , No. =  $540/154 = 3.51$  , Use 4 bars/m.

Use  $\phi 14 @ 25 \text{ cm c/c}$

$$l_{dt_{\text{req}}} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$l_{dt_{\text{req}}} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.7 \text{ mm}.$$

$$L_{dt_{\text{available}}} = 800 - 75 = 725 \text{ mm}.$$

$L_{dt_{\text{available}}} = 725 \text{ mm} > l_{dt_{\text{req}}} = 345.7 \text{ mm} \dots \text{ok.}$

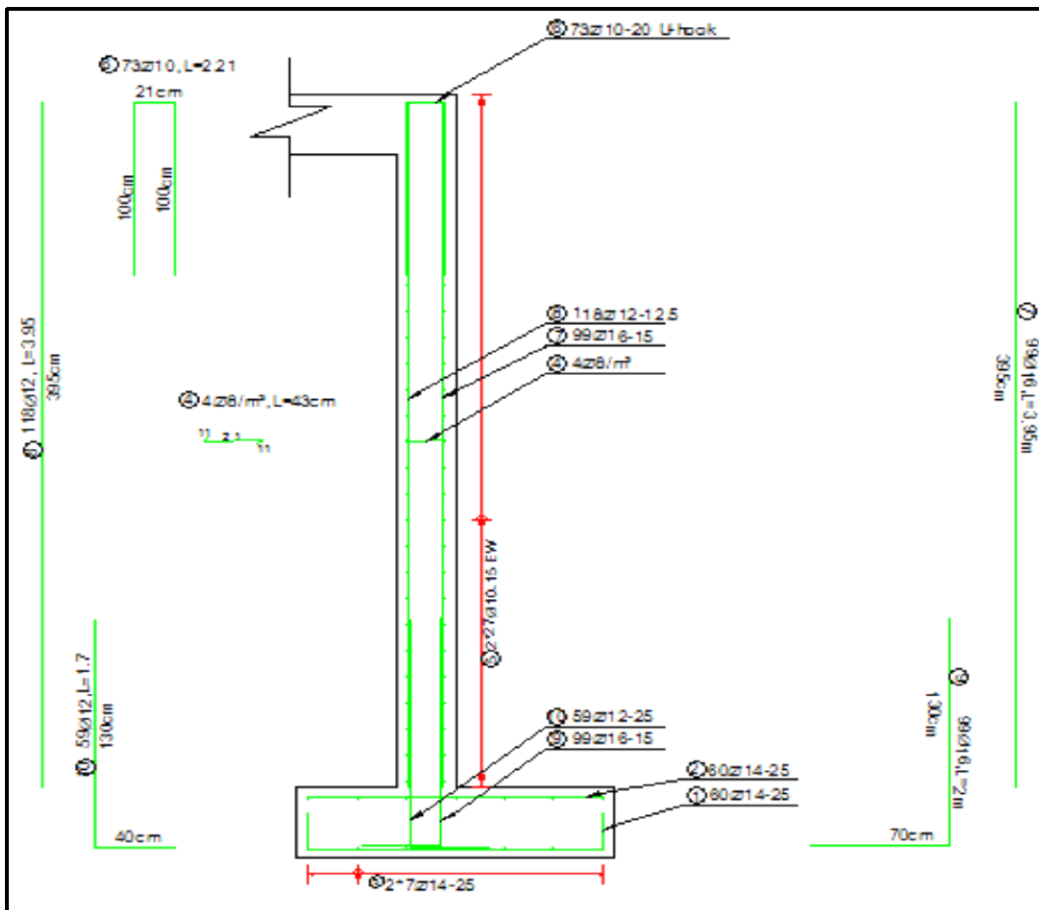


Figure (4-34): Detail of basement wall

#### 4-15 Design of shear wall :-

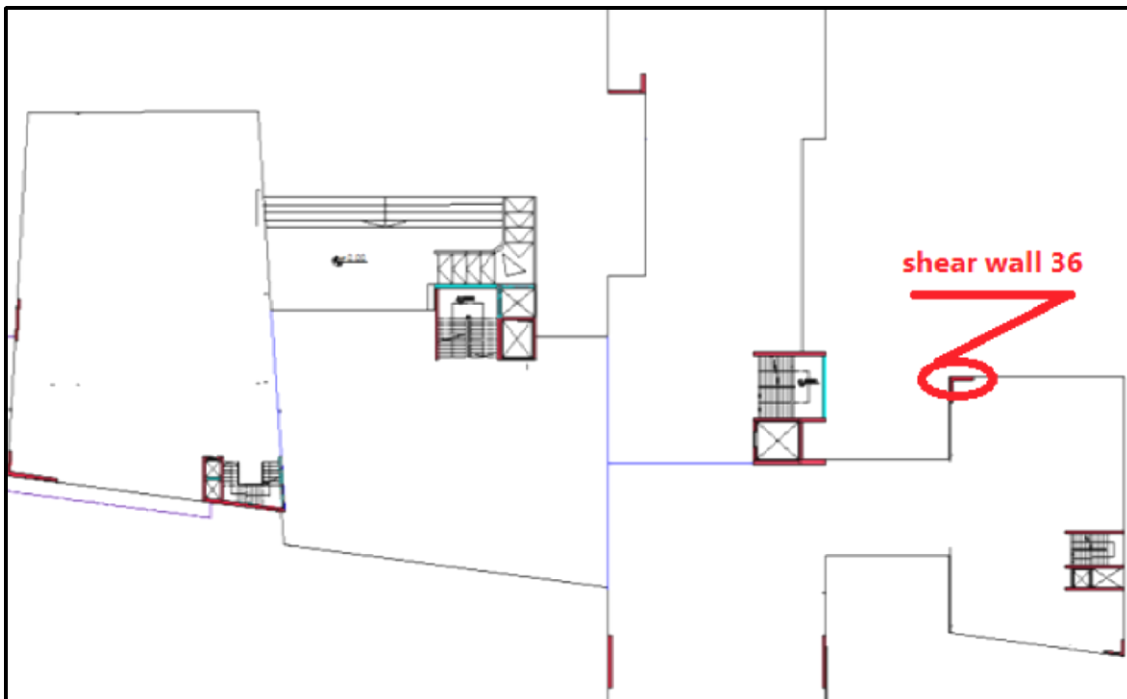


Figure (4-35): shear wall distribution in the building.

To design shear walls we use ( CSI ETABS) Software , and this is a manual example of shear wall design :-

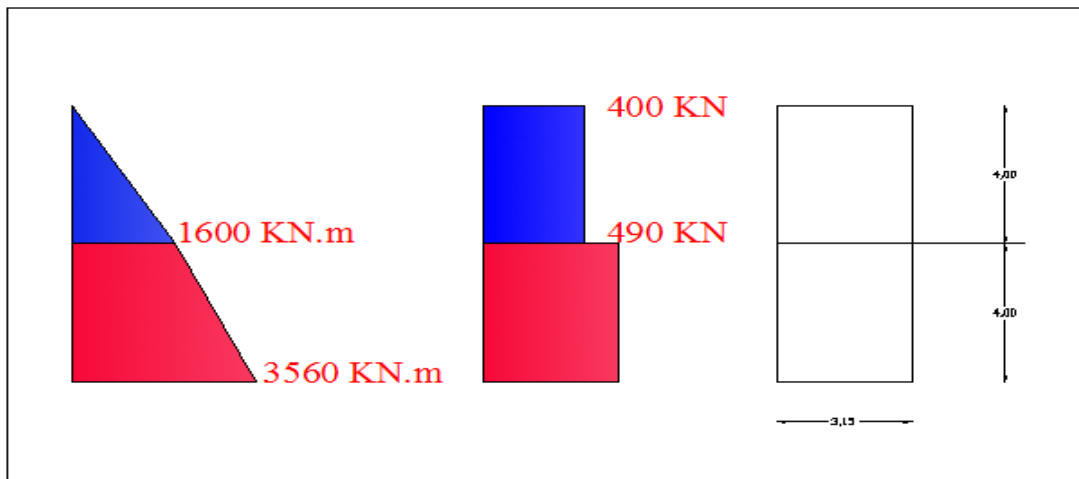


Figure (4-36): shear and moment diagram of shear wall SW 36.

Assume that :-

Soil profile type A

Seismic zone factor = 0.3

Importance factor = 1.00

Structural system coefficient (R) = 5.5

$F_c = 24 \text{ MPa}$ .

$F_y = 420 \text{ MPa}$ .

$t = 25 \text{ cm}$  (shear wall thickness).

$L_w = 3.15 \text{ m}$  (shear wall width).

Hw for one wall = 4 m story height.

#### 4.15.1 Check maximum shear strength permitted:-

$$\phi V_{n,\max} = 0.75 \times 0.83 \times \sqrt{f'_c} \times h \times d$$

let that  $d = 0.8 L_w = 0.8 \times 3.15 = 2.52 \text{ m}$ .

$$\phi V_{n,\max} = 0.75 \times 0.83 \times \sqrt{24} \times 250 \times 2.52 = 1921.25 \text{ KN} > V_u = 490 \text{ KN}$$

#### 4.15.2 Design of the Horizontal reinforcement:

The critical Section is the smallest of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{3.15}{2} = 1.575 \text{ m} \dots \text{control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 3.15 = 2.52 \text{ m}$$

$$1) V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} h d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 250 * 2520 = 514.4 \text{ KN}$$

$$2) V_c = 0.27 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{24} * 250 * 2520 + 0 = 833.32 \text{ KN}$$

$$3) V_c = \left[ 0.05 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left( 0.1 \lambda \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{h l_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right] h d$$

$$M_u = (4 - 1.575) * 490 + 1600 = 2788.25 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{2788.25}{490} - \frac{3.15}{2} = 4.11 > 0 \text{ (+ve value)}$$

$$V_c = \left[ 0.05 \sqrt{24} + \frac{3.15(0.1 \sqrt{24} + 0.0)}{4.11} \right] 250 \times 2.52 = 390.86 \text{ KN. (control)}$$

$$V_u = 490 \text{ KN.}$$

$$V_s = V_n - V_c$$

$$= (490 / 0.75) - 390.86 = 262.5 \text{ KN}$$

$$\frac{A_s}{S} = \frac{V_s}{f_y d} = \frac{262.5 * 10^3}{420 * 2520} = 0.248 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{s * h} = \frac{0.248}{250} = 0.001 < 0.0025$$

Use  $\phi 12$  with  $A_s = 113.1 \text{ mm}^2$

$$\rho = \frac{2 * 113.1}{s * 250} = 0.0025 \Rightarrow S = 361.92 \text{ mm} \quad , \text{ take it } 250 \text{ mm.}$$

Maximum Spacing is the smallest of :-

$$\frac{l_w}{5} = \frac{3150}{5} = 630 \text{ mm.}$$

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

450 mm.....control.

Use  $\phi 12 @ 250 \text{ mm}$  in two layer .

#### 4.15.3 Design of bending moment and vertical reinforcement:

Try 10 @ 250

$$A_{st} = \left( \frac{3150}{250} \right) * 2 * 79 = 1990.8 \text{ mm}^2$$

$$w = \left( \frac{A_{st}}{L_w h} \right) \frac{f_y}{f_c'} = \left( \frac{1990.8}{3150 * 250} \right) \frac{420}{24} = 0.044$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.044 + 0}{2 * 0.044 + 0.85 * 0.85} = 0.055.$$



$$\phi M_n = \phi \left[ 0.5 A_{st} f_y l_w \left( 1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

$$= 0.9 [0.5 * 1990.8 * 420 * 3150 (1 + 0) (1 - 0.055)] = 11200 \text{ KN.m} > M_u.$$

use  $\phi 10 @ 250 \text{ mm}$  for vertical reinforcement in two layer.

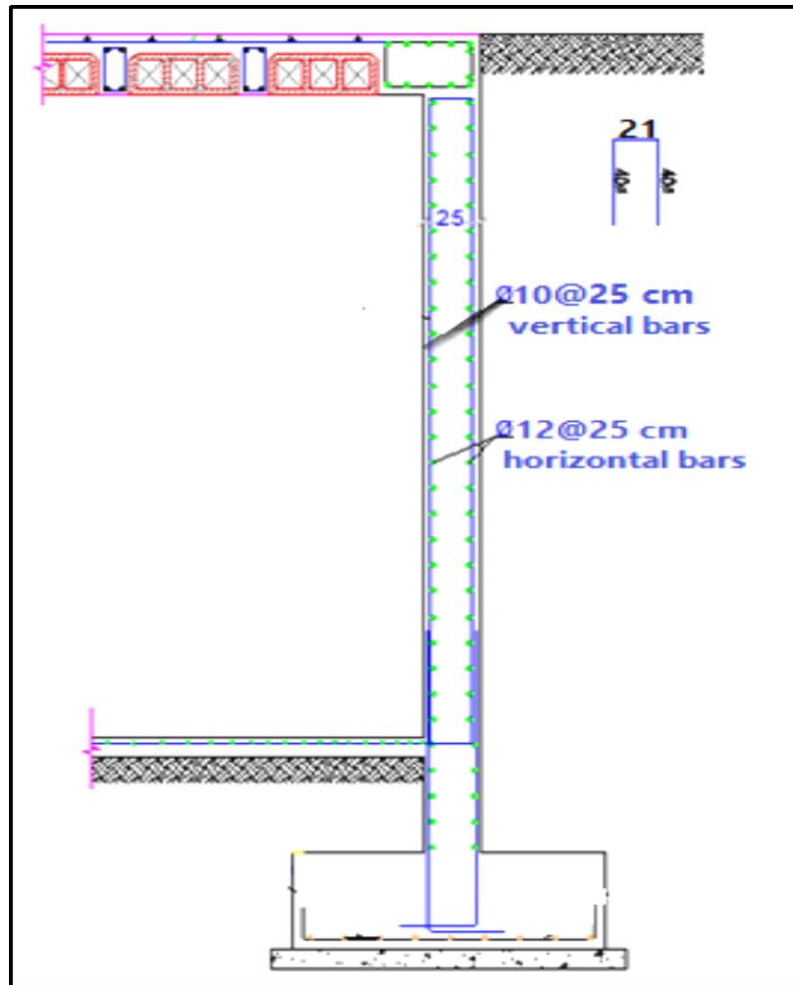


Figure (4-37): Detailing of shear wall SW 36.



## الفصل الخامس

### النتائج والتوصيات

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، و بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للكلية المقترح بناؤها في مدينة الخليل.

#### النتائج :-

- 1- يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
- 2- من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
- 3- من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
- 4- لقد تم استخدام نظام عقدات (one-Way Ribbed Slab) في اغلب العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) .

## التوصيات:-

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى.

ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري.

ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

## قائمة المصادر والمراجع :

- ١ . كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.
- ٢ . ملاحظات الأستاذة المشرفة.
- ٣ . واكد ، خليل إبراهيم ، الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية ، دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع ، جمهورية مصر العربية ، ٢٠٠١ م .
- ٤ . **BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE (ACI-318M-02) AND COMMENTARY CODE (ACI -318)**
- ٥ . **Uniform Building Code (UBC-97)**

تم بحمد الله