بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لـِ "مسجد السلام" المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل.

فريق العمل

أيه ربحي عيـــاد ايمان جمال عصفور

صابرين اسعد نصار

إشراف :

م. سفيان الترك .

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

حزيران – ٢٠١١م

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـِ "مسجد السلام" المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل.

فريق العمل

أيه ربحي عيـــاد **إيمـان جمال عصفور**

صابرين اسعد نصار

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. سفيان الترك	م. خليل كرامة
.....	.....

حزيران - ٢٠١١ م

الإهداء

إلى .... المعلم الأول سيد البشرية .... رسولنا محمد بن عبدالله[ε].

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

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

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

إلى .... نبع العطاء وسيل الحنان

إلى ...... أمي العزيزة .

إلى .... عنوان سعادتي

إلى ...... إخوتي الأعزاء .

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

إلى .... الشموع المحترقة لإنارة الدرب

إلى ...... أساتذتي .

إلى .... من عرفتهم في زمن قل فيه الأخيار ...... زملائي وزميلاتي .

إلى .... منهل العلم إلى ...... جامعتي .

إلى .... من أحبني وأحببته.

نهدي هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال **وجهه** وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

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

إلى المشرف على هذا البحث المهندس ....سفيان الترك .

إلي من دعمنا في جميع مراحل حياتنا ..... **أهلنا الأحباء.**

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـِ "مسجد السلام" المقترح إنشاؤه في مدينه الخليل.

فريق العمل

أيه عياد **ايمان عصفور**

صابرين نصار

جامعة بوليتكنك فلسطين - ٢٠١٠ م

إشراف
م.سفيان الترك

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من العقدات وجسور وأعمدة وأساسات والجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

تم اختيار هذا المشروع نظرا لحاجة سكان المنطقه المقترح انشاء البناء فيها الى مسجد يؤدون فيه صلواتهم بدون اكتظاظ وبشكل مربح مما يؤدي إلى توزيع السكان على اكثر من مسجد.

اما بالنسبه للمكان الذي سيقام عليه المسجد فهو في الطريق الواقعه على مدينة دورا في ضاحية سنجر على ارض تقدر مساحتها الاجماليه بدونمين .

و يتكون المشروع من اكثر من جزء :
قاعه الصلاة وتتسع ل ٤٠٧ مصلي ومساحتها ٣٠٤ متر مربع.
المكان المخصص للسيدات ويتسع ل ٥٠ مصليه ومساحته ٨١ متر مربع.
المكان المخصص للإمام والمؤذن ومساحته ١٦٩ متر مربع، وهذا الجزء عباره عن شقه رئيسيه مقسمه الي غرفه نوم وغرفه جلوس ومطبخ وحمام خاصه بالامام فقط ، والجزر الاخر الخاص بالمؤذن عباره عن غرفة نوم وغرفه جلوس ومطبخ وحمام ايضاً .
ومكان مخصص للوضوء ومساحته ٧٠ متر مربع.
والمساحه الكليه للمشروع ٧٠٠ متر مربع.

ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ،ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C- 97) ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318- 02) ،ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : Autocad2007, Office2007 ، Atir و Safe, Etabs وغيرها.

نتمنى بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا.

وبعد تصميم هذا المشروع وعمل كل ما تم ذكره يتوقع أن نخلص إلى عدد من النتائج والتوقعات تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة ، و تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر، ومن ثم عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

والله ولي التوفيق

Structural Design of Mosque

included dome and minerate

Prepared by

Ayah Ayyad Eman Asfour

Sabreen Nassar

Palestine Polytechnic University -2010

Supervisor
Eng .Sufian Alturk

Abstract

Objective of the project can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the project, slabs, beams, columns and foundations, walls and other structural elements.

This project was selected because of the need residents of the area where construction is proposed to establish a mosque to perform prayers without the overcrowding and profitably, leading to the distribution of the population to more than a mosque.

The project consists of main parts:

The prayer hall has a capacity of 407 serum and an area of 304 square meters.

The area is for ladies and expands to 50 worshipers and the area is estimated at 81 square meters.
The space in front of the muezzin and the area of 169 square meters, and this part contain Apartment mainly divided into the bedroom and living room, kitchen and bathroom private Imam, and the islands other private for moa'zen contain a bedroom, sitting room, kitchen and bathroom as well.
And place a custom to wash the area of 70 square meters.
And the total area of the project is estimated at 700 square meters.

It is worth mentioning the code has been used to determine the Jordanian live loads, seismic loads and to determine the use of UBC-97)), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code
(ACI_318-02), It must be pointed out that he was relying on some

computer programs such as: Autocad2007, STAAD Pro2007, Office2007, Sap2000, Atir and, safe, and others.

We hope after the completion of the project to be able to provide structural design for all structural elements of the building is complete.

After designing this project and the work of what has been said is expected to conclude a number of results and projections is to link the information that has been studied in the courses different, and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other, and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

God grants success.

Table of Contents

الفهرس

الموضوع	رقم الصفحة
صفحة تقرير المشروع	I
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	II
صفحة الإهداء	III

صفحة الشكر والتقدير	IV
صفحة الملخص باللغة العربية	V
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	VII
الفهرس	X
List of Abbreviations	XIV
فهرس الجداول	XVI
فهرس الأشكال	XVII
List of structural figure	XVIII

الفهرس

الفصل الأول	المقـدمـة	رقم الصفحة
١-١	مقدمة عامه	١
١-٢	نظرة عامة	١
١-٣	مشكلة المشروع	٢
١-٤	أسباب اختيار المشروع	٢
١-٥	أهداف المشروع	٣
١-٦	خطوات المشروع	٣

١-٧	نطاق المشروع	٤
١-٨	وصف المشروع	٥
١-٩	الجدول الزمني	٦

الفصل الثاني **الوصف المعماري**

٢-١	مقدمة	٧
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	٨
٢-٣	موقع المشروع	٨
٢-٤	أهمية الموقع	١٠
٢-٥	دراسة عناصر المشروع	١٠
	٢. ٥. ١ المسجد	١٠
	٢. ٥. ٢ البناء المخصص للإمام	١٠
	٢. ٥. ٣ البناء المخصص للوضوء	١٠
٢-٦	النواحي المعماريه	١١
	٢. ٦. ١ الحركة	١١
	٢. ٦. ٢ حركة الشمس والرياح	١١
٢-٧	الواجهات	١٢
	٢. ٧. ١ المسجد	١٢
	٢-٧-١-١ الواجهة **A**	١٢
	٢-٧-١-٢ الواجهة **B**	١٣
	٢-٧-١-٣ الواجهة **C**	١٤
	٢-٧-١-٤ الواجهة **D**	١٥
	٢. ٧. ٢ البناء المخصص للامام	١٦
	٢. ٧. ٣ البناء المخصص للوضوء	١٦

الفصل الثالث الوصف الإنشائي

٣-١	مقدمة	١٧
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	١٧
٣-٣	الأحمال	١٨
	٣. ٣. ١ الأحمال الميتة	١٩
	٣. ٣. ٢ الأحمال الحية	٢٠
	٣. ٣. ٣ الأحمال البيئية	٢٢
	٣. ٣. ٣. ١ احمال الثلوج	٢٢
	٣. ٣. ٣. ٢ احمال الرياح	٢٣
	٣. ٣. ٣. ٣ احمال الزلازل	٢٥
	٣. ٣. ٣. ٤ أحمال الانكماش والتمدد	٢٦
٣-٦	العناصر الإنشائية	٢٦
	٣. ٦ .١ العقدات	٢٧
	٣. ٦ .١. ١ العقدات المصمتة	٢٨
	٣. ٦ .١. ٢ العقدات المفرغة	٢٩
	٣. ٦ .٢ الجسور	٣٠
	٣.٦.٣ الأعمدة	٣٢
	٤.٦.٣ جدران القص	٣٣
	٥.٦.٣ الأساسات	٣٤
	٦.٦.٣ الأدراج	٣٦
	٧.٦.٣ القباب	٣٦
	٨.٦.٣ المأذنه	٣٦

Chapter Four	**"Structural Analysis and Design"**	**Page**
4-1	Introduction	**37**
4-2	Factored loads	**38**

4-3	Slabs thickness calculation	**38**
4-4	Load Calculations	**39**
4-5	Design of Topping	**40**
4-6	Design of Rib (11)	**41**
4-7	Design of Beam (30)	**47**
4-8	Design of Two way solid slab	**56**
4-9	Design of One way solid slab	**65**
4-10	Design of columns	**68**
4-11	Design of Foundation	**76**
4-12	Design of Strip Footing	**81**
4-13	Design of Mehrab foundation	**85**
4-14	Design of The Dome	**89**
4-15	Design of Minaret	**93**
4-16	Design of the minaret walls	**96**
4-17	Design of Mat foundation of minaret	**97**

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	
٥-١	المقدمه	**101**
٥-٢	النتائج	**101**
٥-٣	التوصيات	**102**

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- $\mathbf{A_s^{\sim}}$ **=** area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.

- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **$f_c^{`}$** = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **ε_c =** compression strain of concrete = 0.003.
- **ε_s =** strain of tension steel**.**
- **$\acute{\varepsilon}_s$ =** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع	٦
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	٢٠
2-3	الأحمال الحية في المباني المختلفة	٢١
3-3	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٢
4-3	Wind Velocity Pressure (Q)According To The	٢٤

German Code (DIN 1055-5).

٣٩	calculation of the total dead load for (R11)	1-4
٦٨	Columns table	2-4
٨٥	Load of mehrab foundation	3-4
٩٧	Load of minaret foundation	4-4

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢ـ١	الصورة الجوية للموقع	٩
٢ـ٢	الواجهة A	١٢
٢ـ٣	الواجهة B	١٣
٢ـ٤	الواجهة C	١٤
٢ـ٥	الوجهة D	١٥

١ـ٣	رسم توضيحي لكيفية انتقال الأحمال	١٩
٢ـ٣	تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	٢٤
٣ـ٣	تأثير أتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	٢٥
٤ـ٣	عقدة مصمتة باتجاه واحد	٢٨
٥ـ٣	عقدة مصمتة باتجاهين	٢٨
٦ـ٣	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٩
٧ـ٣	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣٠
٨ـ٣	اشكال الجسور	٣١
٩ـ٣	يبين أنواع الأعمدة المستخدمة	٣٢
١٠ـ٣	جدر القص	٣٣
١١ـ٣	شكل الأساس المنفرد	٣٥
١٢ـ٣	مسقط أفقي للأساس	٣٥
١٣ـ٣	مقطع طولي في الأساس	٣٥

List of structural Figures

No# Figures	Description	*Page*
4-1	Spans Length of Rib (R11)	**38**
4-2	One way ribbed slab(Rib 11)	**38**
4-3	Spans Length of Rib (R11)	**41**
4-4	Envelope Shear and moment (Factored) Diagram of Rib (R11)	**42**
4-5	System of Spans Length of Beam (B30)	**47**
4-6	Section of Spans Length of Beam (B30)	**47**
4-7	Envelope Shear and moment (Factored)	**48**

	Diagram of Beam (B30)	
4-8	Two way solid slab of Mosque	**56**
4-9	One way solid slab of Mosque	**65**
4-10	Envelope Shear and moment of solid slab(S1)	**66**
4-11	Isolated footing detail	**76**
4-12	Strip footing model	**81**
4-13	Strip footing detail	**84**
4-14	Mat foundation of mehrab	**85**
4-15	Top bar reinforcement of mehrab in direction(1)	**86**
4-16	Bottom bar reinforcement of mehrab in direction(1)	**86**
4-17	Top bar reinforcement of mehrab in direction(2)	**87**
4-18	Bottom bar reinforcement of mehrab in direction(2)	**87**
4-19	Analysis Self weight of Shell element	**89**
4-20		
4-21	Analysis Snow load of Shell element	**90**
4-22	Distributed dome load on beams	**92**
4-23	System and load of minaret	**93**
4-24	Distributed wind load on minaret	**94**
4-25	Mate foundation of foundation	**97**
	Top bar reinforcement of minaret in direction(1)	**98**
4-26	Bottom bar reinforcement of minaret in direction(1)	**98**
4-27	Top bar reinforcement of minaret n direction(2)	**99**
4-28	Bottom bar reinforcement of minaret in direction(2)	**99**

الفصـــــل الأول

المقدمـــــة

1

الفصـــــل الثانـــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

الفصـــل الثـــــــــالث

الوصف الإنشائـــي

3

Chapter Four

Design and Structural Analysis for Element

4

الفصـــــل الخامس

النتـــــــائج والتوصيـــــات

5

الفصـــل الســادس

المصادر والمراجـع

6

الفصـــــــل الأول

المقدمـــــة

1

الفصـــــل الثانـــــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

الفصـــل الثـــــــــالث

الوصف الإنشائـــي

3

Chapter Four

Design and Structural Analysis for Element

4

الفصـــــل الخامس

النتـــــــائج والتوصيـــات

5

الفصل الأول

المقدمة

١-١ مقدمة عامة :

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوما بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة. وكانت نتائج هذه الجهود أشكال التطور الحاصل في كل ميادين الحياة البشرية ومجالاتها ، وخاصة النواحي العمرانية والإنشائية، فكان من هذا التطور فن بناء المساجد .

ومن خلال التطور العمراني المستمر للمساجد في كافة البلاد - وخصوصا في السعودية – ووجود المهندسين القادرين على اعطاء المساجد الطراز الاسلامي المعهود، كون المساجد هي التي تمثل حضارتنا الاسلامية ، ورغبة جهات متعددة بإبراز هذا الطراز الاسلامي الذي يتمثل في بالقباب والمآذن ،كان توجهنا في هذا المشروع لاختيار مسجد الذي يحتوي على مآذنه وقبة وشكل معماري يدل على الحضارة الاسلامية وذلك بأقواس الشبابيك والزخاريف الداخلية.

١-٢ نظرة عامة عن المشروع :

المسجد دار عبادة المسلمين، تقام فيه الصلوات الخمس المفروضة وغيرها، وسمي مسجدا لأنه مكان للسجود لله، ويطلق على المسجد أيضا اسم جامع، وخاصة إذا كان كبيرا. في الغالب يطلق على اسم " جامع " لمن يجمع الناس لأداء صلاة الجمعة فيه فكل جامع مسجد وليس كل مسجد بجامع، كذلك يطلق اسم مصلى بدل من اسم مسجد عند أداء لبعض الصلوات الخمس المفروضة مثل مصليات المدارس والمؤسسات والشركات وطرق السفر وغيرها التي غالباً ما يؤدى فيها صلاة محدودة بحسب الفترة الزمنية الحالية. ويدعى للصلاة في المسجد عن طريق الأذان، وذلك خمس مرات في اليوم.

١-٣ مشكلة البحث (المشروع) :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمسجد الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث وهو " مسجد السلام في مدينة الخليل "؛ وفي هذا المجال تم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات و الأعصاب و الأعمدة والجسور والقبب ...الخ ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها . مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ومراعاة الجانب الاقتصادي ومن ثم تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها .

١-٤ أسباب اختيار المشروع :

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور:-

١. اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، و زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المستخدمة ،وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.
٢. تعدد العناصر الإنشائية في المبنى وتنوعها حيث نجد فيه عقدات خرسانية بأنواعها وأعمدة خرسانية والجدران الحاملة وجدران القص والقبب ...الخ.
٣. تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

١-٥ أهداف المشروع :

تنقسم أهداف المشروع إلى قسمين :-

١. أهداف معمارية :-

المساجد تتمثل فيها الطراز **الإسلامي** ،لذلك يجب إظهارها بشكل جيد يليق بمقام دور العبادة ، حيث يجب إظهار كافة الملامح الاسلامية من قبب و مآذن **وأقواس وزخارف** للحفاظ على هذا الطراز، كما يجب بناء المسجد بشكل مشوق ويبهر به العالم ويدفعهم الى الخوض في الحضارة الإسلامية ومعرفة تفاصيلها.

٢. أهداف إنشائية :-

أ- التحليل والتصميم الإنشائي **للمسجد**، حيث **تم إعداد المخططات** الإنشائية من جسور وأعصاب وأعمدة **وأسلسات**... ليكون جاهزا للتنفيذ بحيث لا يؤثر على حركة المصلين، ولا يؤثر على الطابع المعماري **المصمم** .

ب- إظهار القوة الإنشائية على التعامل مع الجانب المعماري للمبنى والمحافظة على العنصر الجمالي في **المشروع** .

١-٦ خطوات المشروع :-

١) عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملاً دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.
٢) تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضفاه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض.
٣) اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي تم استخدامها في التصميم الإنشائي **للمشروع**.
٤) التدرب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها **المنشأ**.

١-٧ خلاق المشروع :-

- دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمجمع والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان .
- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.
- تصميم العناصر الإنشائية بناءا على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة .
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ .
- عرض المشروع للمناقشة .

١-8 وصف المشروع :

تناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في ستة فصول كالآتي :-

١. الفصل الأول :-

يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع .

٢. الفصل الثاني :-

يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق ...الخ .

٣. الفصل الثالث : -

تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع .

٤. الفصل الرابع :-

يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع .

٥. الفصل الخامس :-

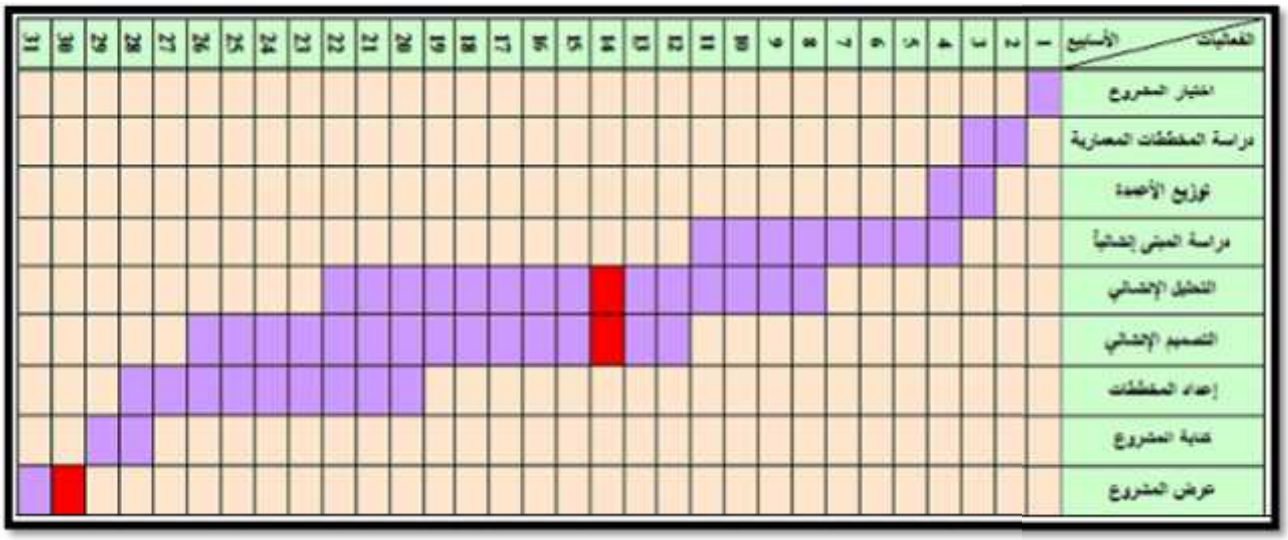
ويمثل هذا الفصل نقطة النهاية بما يعرضه من نتائج وتوصيات والتي تعتبر وليدة الأعمال التي تم القيام بها .

٦. الفصل السادس :-

يحتوي هذا الفصل على قائمة بالمصادر و المراجع التي استخدمناها.

١-٩ الجدول الزمني :

علم(٢٠١٠-٢٠١١)



الشكل (١-١) جدول الترتيب الزمني.

ملاحظة:

المربع الأحمر في منتصف الجدول يشير الى موعد تسليم مقدمة المشروع في الأسبوع الرابع عشر.

المربع الأحمر في آخر الجدول يشير الى موعد تسليم المشروع في الاسبوع الثلاثون .

الفصل الثاني

الوصف المعماري

٢-١ مقدمة :-

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 مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة عبر عدة فراغات وجسور. وقد يعتمد المبنى في تركيبته الهندسية اعتماداً كلياً على شكل هندسي منتظم كوحدة متكررة في كل أجزاء المبنى، وإن كانت أحياناً تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا 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 أيضا 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 اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :-

المساجد باعتبارها مركزاً أساسياً للمجتمع الإسلامي يتميز مجتمع الإسلام به، كان من الضروري بمكان إبراز أهمية المسجد وتسليط الضوء على دوره في المجتمع الإسلامي، فللمسجد أهمية خاصة في حياة المسلمين ويلعب دورا أساسيا في حياتهم وأما دوره في المجتمع والتأثير الذي يمكن أن يظهره في المجتمع فيمكن تلخيص ذلك في النقاط التالية:

- الإمامة وإقامة الصلوات
- الدعوة والتعليم
- الدور الاجتماعي للمسجد: التزاور والتفقد و التشاور و التكافل..وغيرها.

وبسبب هذه الأهمية الكبيرة للمساجد اخترنا ان يكون موضوعا لمشروع تخرجنا، حيث انه لم يسبق أن تم تصميم إنشائي لمسجد من قبل في دائرة الهندسة المدنية والمعمارية.

٢-٣ موقع المشروع :-

يقع البناء المقترح في منطقة سنجر في دورا –محافظة الخليل على ارض مساحتها ٢ دونم.

الحدود:

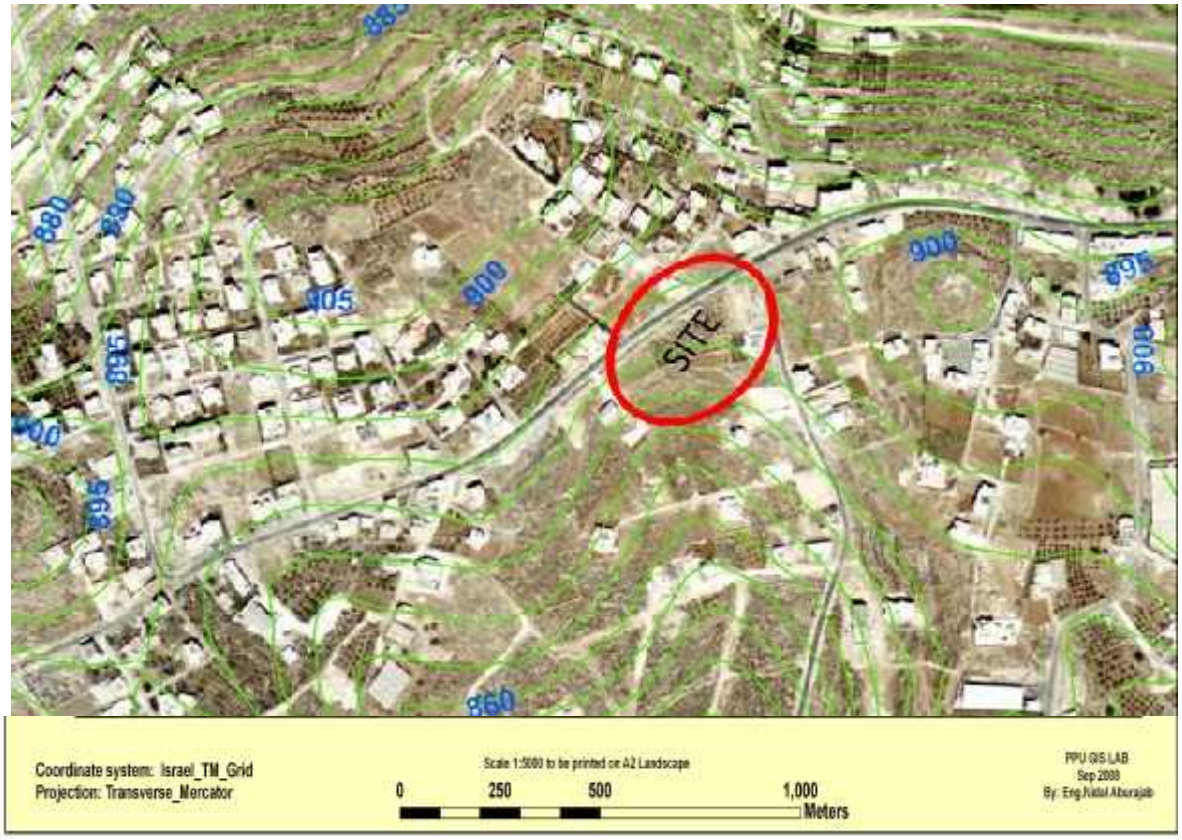
من الجهة الشمالية – الشارع الرئيسي

من الجهة الجنوبية – محمد الرجوب

من الجهة الشرقية – تيسير الرجوب

من الجهة الغربية – محمود القطراوي

الصورة الجوية



الشكل (٢-١) : الصورة الجوية للموقع

٢-٤ أسباب وأهمية الموقع : -

بالنظر إلى موقع المشروع فإننا نجد انه مناسب لحل المشكلات التخطيطية وهو مناسب جدا لاقامة مثل هذا المبنى الحيوي .

ومن دواعي اختيارنا لهذا الموقع أيضا هو وجود المساحة الخالية في المنطقة المقترح عليها إنشاؤه

وايضا وجود كثافة سكانية عالية بدون وجود مسجد رئيسي يستوعب كل السكان المصلين.

كما وان المناحي المناخية والبيئية ملائمة فان الشمس والإضاءة ملائمة ، والتهوية ممتازة لجميع الفعاليات .

٢-٥ دراسة عناصر المشروع:

يتكون المشروع من ثلاثة أجزاء رئيسية وهو: المسجد، والجزء المخصص للإمام ،والجزء المخصص للوضوء.

مساحة بناء المسجد هي ٦٢٤م٢ ومساحة بناء الإمام ٦٩ ام٢ ومساحة بناء الوضوء هي ٧٠م٢

اجزاء المشروع :

٢-٥-١ المسجد :

وهو الجزء المخصص للصلاة مساحته الكلية ٦٢٤م٢.

فيه القاعة الرئيسية مخصصة للرجال بمساحة ٣٠٤م٢ ويتسع إلى ٤٠٧ مصلي وارتفاعه ٦.٥م، والجزء الخاص بالسيدات بمساحة ٨١م٢ ويتسع ٥٠ مصلية بارتفاع ٢.٤م.

ويتبع للمسجد برندة يمكن الصلاة فيها مساحتها ٤٤م٢ وتتسع ل٧٤ مصلي.

ويوجد في وسط القاعة الرئيسية قبة قطرها ٦م ومنسوبها ٧.١م وتنتهي بمنسوب ٢.٨٥ ام من سطح الارض.

ويتبع للمسجد مآذنه أبعادها ١.٨*١.٨ م وارتفاعها ٢٦.٢٥م.

٢-٥-٢ البناء المخصص للإمام :

وهو جزء تابع للمسجد مقسم إلى شقتين الأولى مخصصة للإمام و تحوي غرفتين ومطبخ وحمامين وغرفة معيشة وبلكونة، الجزء الثاني مخصص للمؤذن و يحوي غرفة وحمام ومطبخ .

المساحة الكلية للبناء ٦٩ ام٢، بارتفاع ٣.٩م.

٢-٥-٣ البناء المخصص للوضوء :

وهو جزء تابع للمسجد مقسم إلى جزئيين ، الأول فيه الحمامات والثاني مغاسل الوضوء.

مساحته الكلية ٧٠م٢ وارتفاعه ٣.٥٥م.

٢-٦ النواحي المعمارية:

٢-٦-١ الحركة :

المسجد مصمم بشكل يسهل فيه الحركة , حيث ان قسم النساء مفصول عن قسم الرجال ويسهل الوصول إلي القسمين, ولا يوجد سوى ثلاث درجات ارتفاع الدرجة ٥ اسم , ورمبة خاصة لحركة ذوي الاحتياجات الخاصة.
وكل المسجد خالي من معيقات الحركة ولا يوجد فيه سوى أربعه أعمدة داخلية لتسهيل تكوين صفوف الصلاة.

٢-٦-٢ حركة الشمس والرياح : -

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.
والمسجد مهيأ للاستفادة من حركة الرياح وذلك من خلال فتحات النوافذ الكبيرة التي تهيأ التهوية والاضاءة المناسبة.

٢-٧ الواجهات:

٢-٧-١ المسجد :

ان من أهم الصور المعمارية التي يجب أخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم إظهار الصورة المعمارية للمبنى بالإضافة إلى معرفة ارتفاعات المبنى كما هو واضح بالشرح الأتي:-

١- الواجهة A :

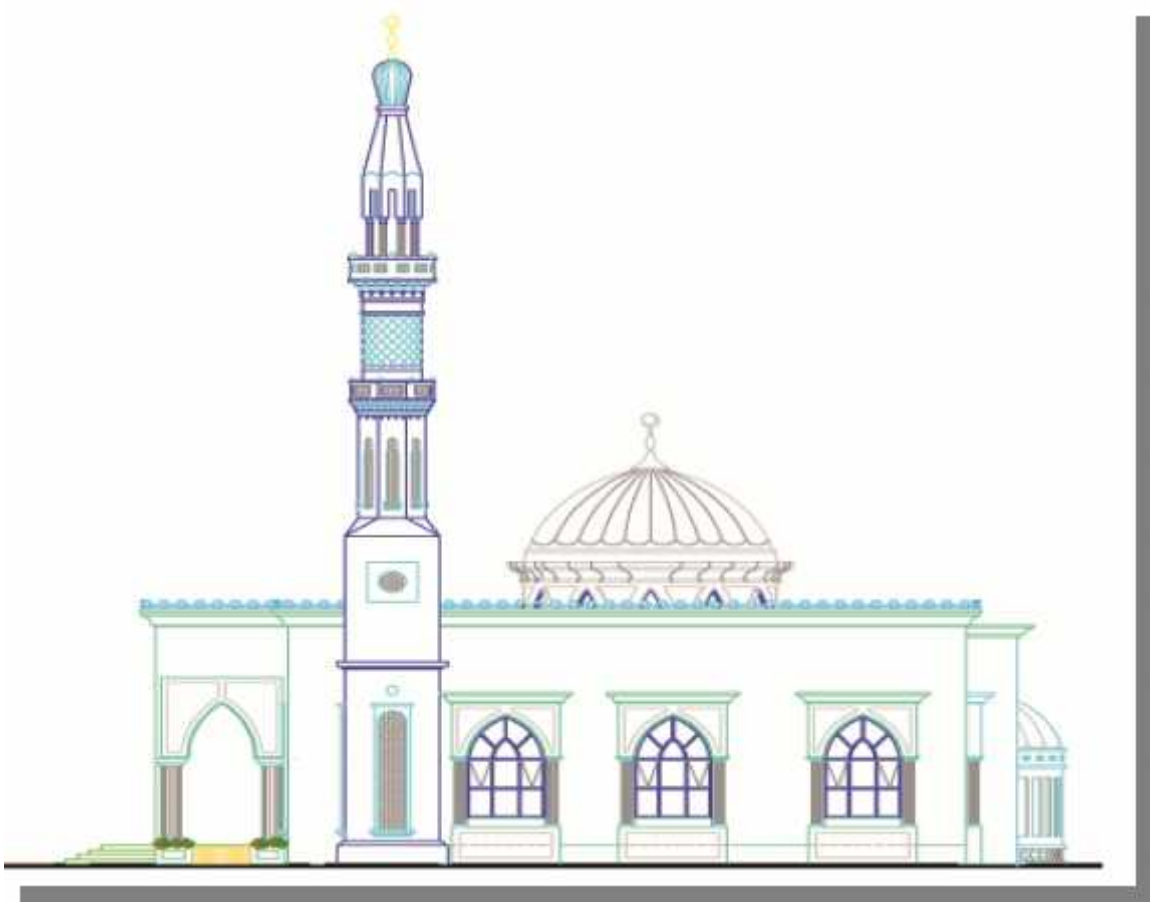
الشكل (٢-٢) : الواجهة A

عند النظر إلى الواجهة A تجد الإبداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة الناشئة من التراجع في الأجزاء ، والتي أضافت طابع جمالي للواجهة . وهي الواجهة الرئيسية للمبنى حيث فيها الدرج الرئيسي للمسجد وأعلاه أعمدة ضخمة تعطي الفخامة والجمال المعماري الإسلامي ويظهر ذلك في التقاء الاقواس في الابواب والنوافذ والاعمده.

الابواب كبيرة الحجم تؤمن عدم وجود اكتظاظ في اوقات الصلوات عند خروج المصلين ودخولهم ، وتظهر في الواجهة الرمبه المخصصة لحركة ذوي الاحتياجات الخاصة.

والمقبل على المسجد يلاحظ جمالية **القبة** وتناسقها مع كافة أجزاءه ، **والمآذنة** ذات الارتفاع الشاهق تضيف طابع إسلامي وجماليه معماريه .

2- الواجهة B:



الشكل (٢-٣) : الواجهة B

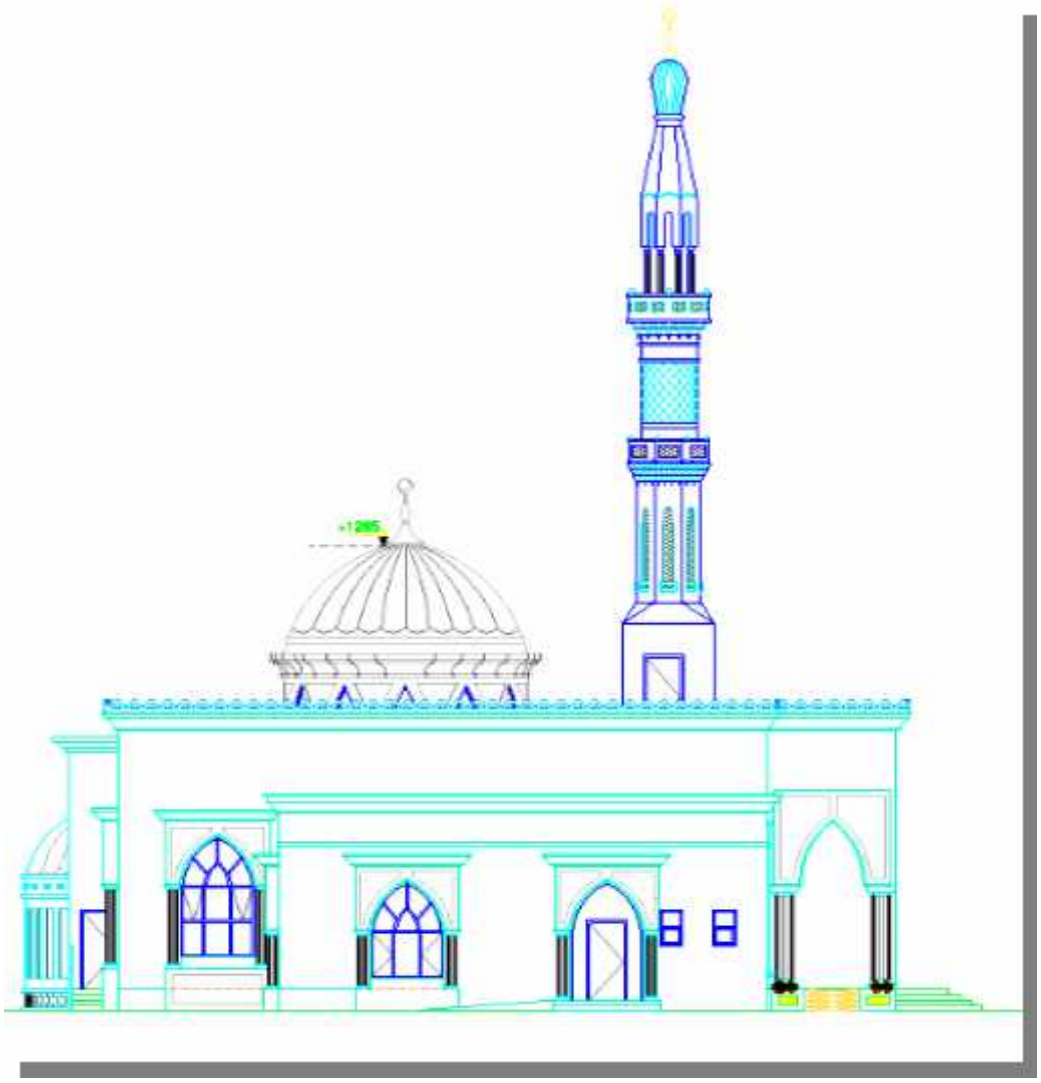
يتجلى الجمال المعماري في هذه الواجهة الناتج عن التراجع في اجزاء المبنى وفي التوزيع المنتظم للنوافذ **والتنوع للحجر** المستخدم وألوانه ،حيث ان استخدام البراطيش والاقواس في النوافذ والبرندات يعطي طابع ديني، **وتنسق مع شكل القبة والمأذنة**، وايضا تتوفر التهوية والاضاءة من خلال النوافذ ومن هذه الواجهة يمكن رؤية المأذنة بشكل مباشر **وبارز عن المبنى**.

٣- الواجهة C:

الشكل (٢-٤) : الواجهة C

هذه الواجهة هي الواجهة المقابلة للواجهة A من حيث الحجم بسبب التماثل الحجمي للمبنى من الجهتين مع ملاحظة بروز الجزء المخصص لصلاة الامام مما اضاف جمالية للواجهة والمبنى وتغير شكل النوافذ حيث اصبحت اكبر حجما ومع المحافظة على الشكل العام المتبع في تشكيل الواجهات مع شكل القوس الموجود في كافة اجزاء الواجهة.

٤- الواجهة D:



الشكل (٢-٥) : الواجهة D

يتجلى الجمال المعماري في هذه الواجهة الناتج عن التراجع في اجزاء المبنى وفي التوزيع المنتظم للنوافذ والتنوع للحجر المستخدم وألوانه ،حيث ان استخدام البراطيش والاقواس في النوافذ والبرندات يعطي طابع ديني، **وتنسق مع شكل القبة والمأذنة**، وايضا تتوفر التهوية والاضاءة من خلال النوافذ ومن هذه الواجهة يظهر المكان المخصص لصلاة السيدات والمدخل المخصص لهم.

٢-٧-٢ البناء المخصص للاعلم :

١- الواجهة A

٢- الواجهة B

٣- الواجهة C

٤- الواجهة D

٢ -٧-٣ البناء المخصص للوضوء :

١- الواجهة A

٢- الواجهة B

٣- الواجهة C

٤- الواجهة D

بالنسبة لكل من واجهات الامام وواجهات المتوضأ فهي واجهات بسيطة تظهر فيها **النوافذ** والأبواب العادية الخالية من أي طابع ديني **لاسلامي معماري** وهي لا تحتاج لكثير من **التفصيل** .

الفصل الثالث
الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة :-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما 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 الموضوعة، ولذلك فأن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

٣-٢ 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 فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI) (Building Code Requirements for Structural Concrete ((318-02) ، وفي بعض الحالات الكود الألماني (DIN 1055-5) بشكل آمن وفعال ، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) .

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

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

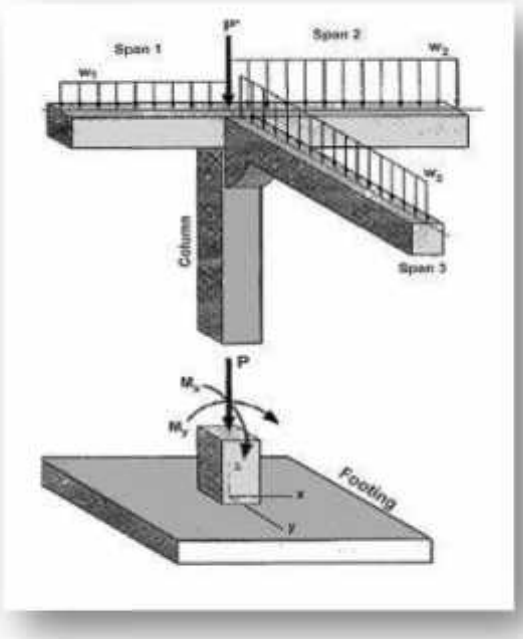
- عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهاد الناتج عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد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

٣-٣ الأحمال :-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها ، إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة ، وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدا لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه.

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

١. الأحمال الميتة(Dead Loads –DL) .
٢. الأحمال الحية(Live Load –LL) .
٣. الأحمال البيئية. (snow, earthquakes, wind)



الشكل رقم (٣-١): انتقال الأحمال .

٣-٣-١ الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة دائما 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.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح و الجدران الخارجية ، و أعمال الأرضيات، ومواد العزل، و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج ، و القصارة ، و التمديدات الكهربائية والصحية و الأتربة المحمولة . والجدول رقم (٣- ١) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كودة الأحمال والقوى الأردني .

جدول (٣- ١) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

رقم البند	المادة (Material)	الكثافة النوعية S. Weight (KN/m³)
1	البلاط (Tile)	24
2	المونة الأسمنتية (Mortar)	22
3	الرمل (Sand)	16
4	الطوب الأسمنتي المفرغ (Hollow Block)	16
5	طوب الأيتونغ (Yetong Block)	5
6	الخرسانة المسلحة (Reinforced Concrete)	24.5
7	القصارة (Plaster)	22
8	الأتربة (الطم) (Backfill)	20
9	الحديد المُصنع(الهيكلي) (Mild Steel)	78.5

٣- ٣- ٢ الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، أو استعمالات أي جزء منها ، بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة ، وأحمال القصور الذاتي .

ويمكن تصنيفها كالتالي :-

- ✓ أحمال الديناميكية : مثل الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
- ✓ الأحمال الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر ، كأثاث البيوت ، والقواطع ، والأجهزة الكهربائية، والآلات الاستاتيكية غير المثبتة ، و المواد المخزنة .
- ✓ أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجوده ، مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة.
- ✓ أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

٣-٣- ٣ الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية، وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد هذه القيم. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة ، والارتفاع للمبنى ، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

١ - أحمال الثلوج :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (٣- ٣) الموضح في مايلي (حسب كودة الأحمال والقوى الأردني) :-

جدول (٣-٢) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

رقم البند	أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (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

واستناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (910 م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي :-

$$\text{Snow Load} = (h - 400) / 400$$
$$= (910 - 400) /400$$
$$= 1.225 \text{ KN /m}^2$$

٣ - أحمال الرياح :-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم اعتماداً على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى .

و سيتم اعتماد الكود الألماني (DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية ، و باستخدام الجدول رقم (٣- ٣) الموضح في ما يلي :-

$$q = \frac{\neg^2}{1600}$$

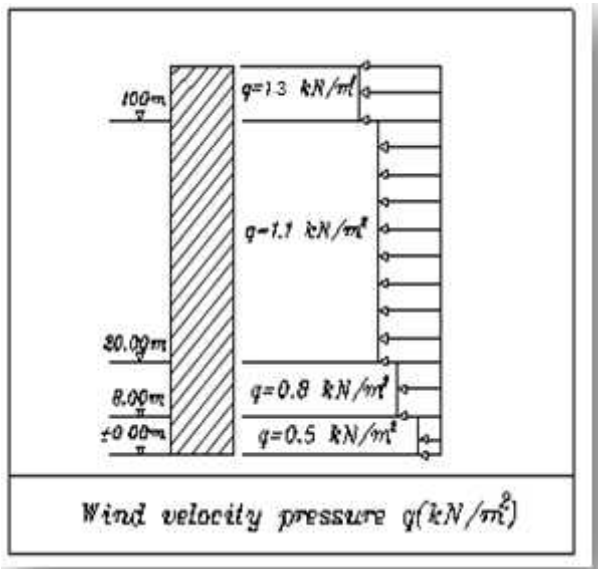
حيث أن :-

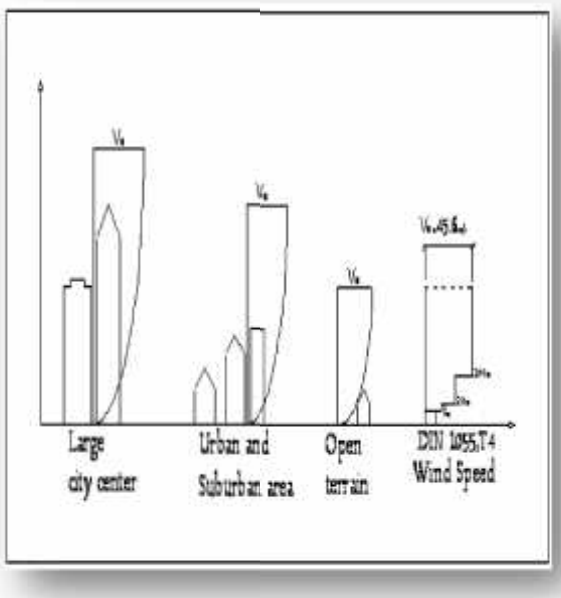
q : (Wind Velocity Pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة و وحده (KN/m^2) .

ν: السرعة التصميمية للرياح (m/sec).

Table (3 - 3) : Wind Velocity Pressure (q) According To The German Code (DIN 1055-5).

Height Above the surface . [m]	0 To 8	>8 To 20	>20 To 100	>100
Wind Speed . [m/sec]	28.3	35.8	42	45.6
Wind Velocity Pressure (q). [KN/m^2]	0.50	0.80	1.1	1.30





الشكل (٣-٢) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

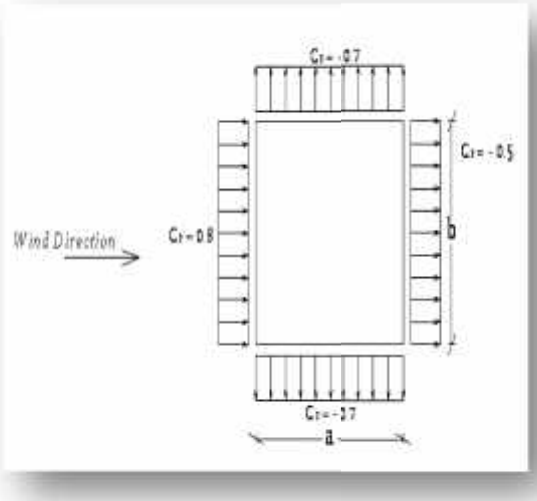
- **Wind Resultant :-**

W =Cp *q [KN/m²]

W=Cp *q *A [KN]

Cp : External Pressure Coefficient .

A: Exposure Area



الشكل (٣-٣) تأثير أتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

- **External Pressure Coefficient (Cp):-**

Cp = + 0.8 (pressure , Wind Ward)

Cp = - 0.5 (section , Lee Ward)

Cp = - 0.7 (section , Sideward) , for ……. h/a > 0.5

Cp = - 0.5 (section Sideward) , for ……. h/a ≤ 0.5

h : building height above the ground level.

٣ - 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 تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ ، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل ، ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً حسب ، Uniform Building Code (U.B.C) .

٤- 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 بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

٣-٦ العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاثف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري ، ومن أهم هذه العناصر: -

- ✓ الأساسات Foundation .
- ✓ الأعمدة Columns .
- ✓ الجسور Beams .
- ✓ العقدات Slabs .
- ✓ جدران القص Shear wall .
- ✓ القباب Shell element .
- ✓ الأدراج Stairs .
- ✓ جدران استنادية Retaining Wall .
- ✓ جدران حاملة Bearing Wall .
- ✓ فواصل التمدد Joint System.

وهذا تقديم موجز لهذه العناصر والتي استخدمت في المشروع وأيضا الى تلك التي لم تكن هناك ضرورة الى استخدامها:

١.٦.٣ العقدات (البلاطات) :-

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 .

ويوجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها مايلي :

١. العقدات المصمتة Solid Slabs .
٢. العقدات المفرغة Ribbed Slabs .

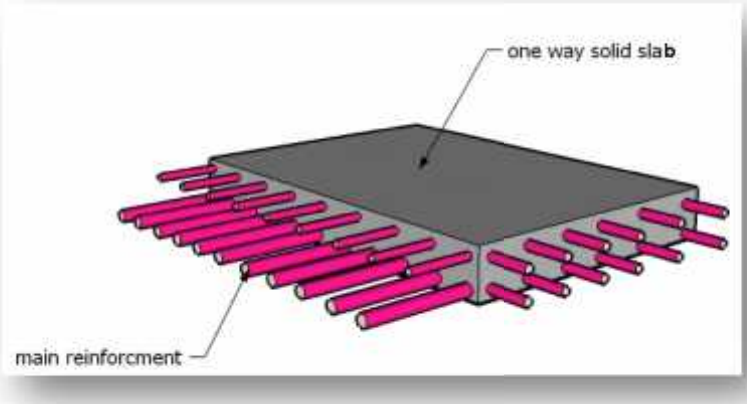
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار ثلاثة أنواع من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصل الرابع ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .
- العقدات المصمتة في اتجاهين Two Way Solid Slabs .
- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

٣-٦-١-١ العقدات المصمتة Solid Slabs :-

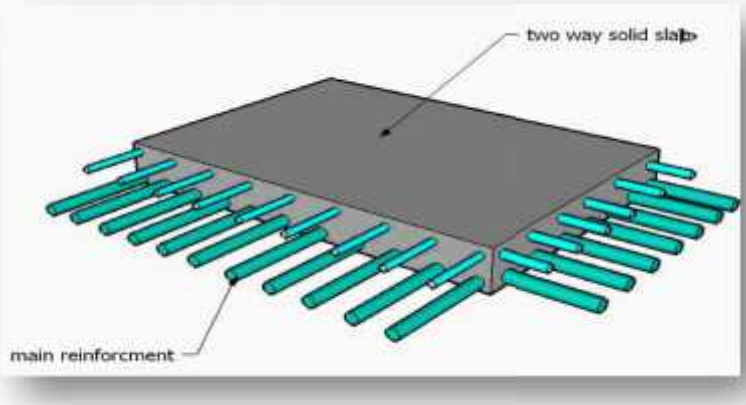
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

أ- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs



الشكل (٣ ـ ٥) عقدة مصمتة باتجاه .

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .



الشكل (٣ ـ ٥) عقدة مصمتة باتجاهين .

٣-٦-١-٢ العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

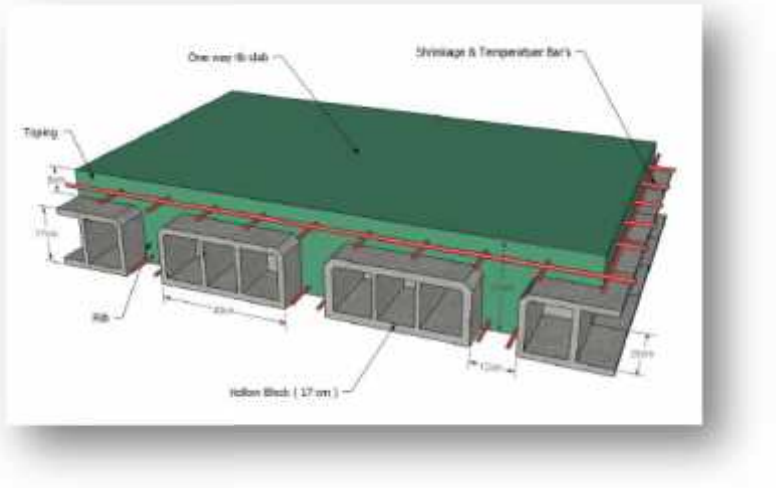
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

أ- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

ب- عقدات عصب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

أ- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Rib Slabs):-

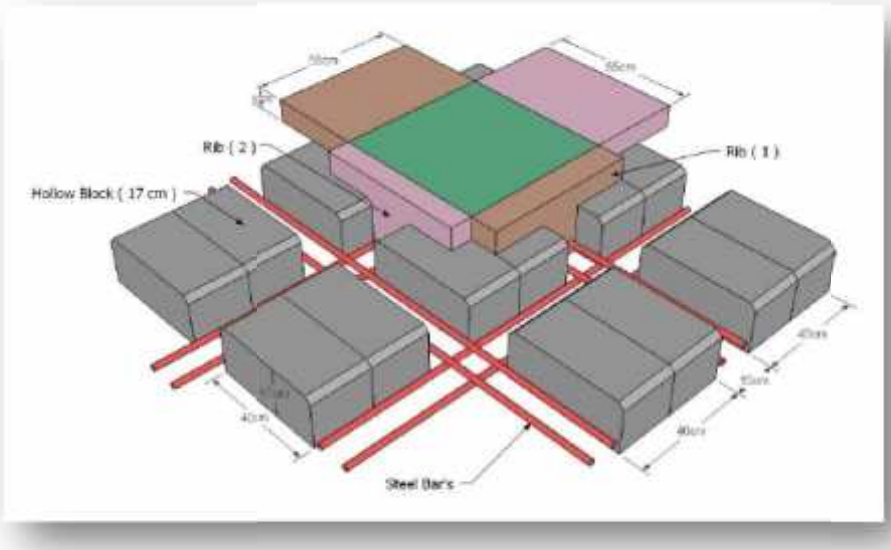
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة ، وتستخدم لبحور طويلة، ويتم استخدام هذه البلاطات في عقدة مكان الوضوء وسكن الامام وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (٣- ٦) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

ب عقدات العصب ذات الاتجاهين (Tow Way Rib Slabs) :-

وعقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا ، خاصة عندما تكون مسافات البحور للعقدة متقاربة و تكون المسافات أكثر من ٦م .



الشكل (٣ – ٧) عقدات العصب ذات الاتجاهين .

٢.٦.٣ الجسور :-

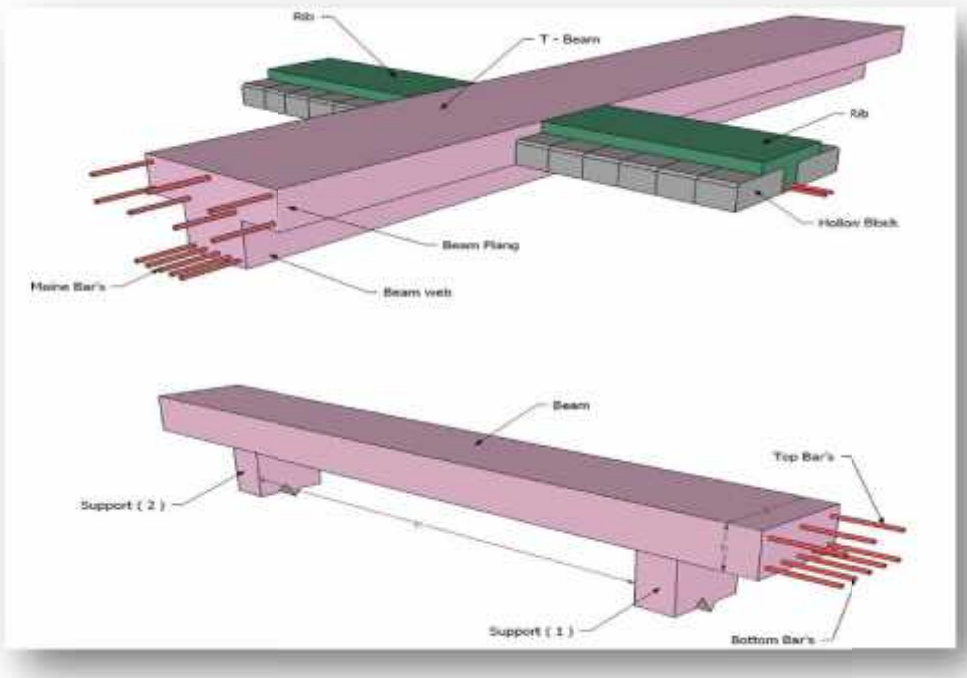
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة . وهي نوعان :-

١. الجسور المسحورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

٢. 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 .

ونظرا للتوزيع القوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ،فقد استخدمنا الجسور مسحورة وأيضا الجسور الساقطة حسب ما احتاجت الحالة الانشائية مع مراعاة عامل التقوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).



الشكل (٣- ٨) لشكل الجسور .

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

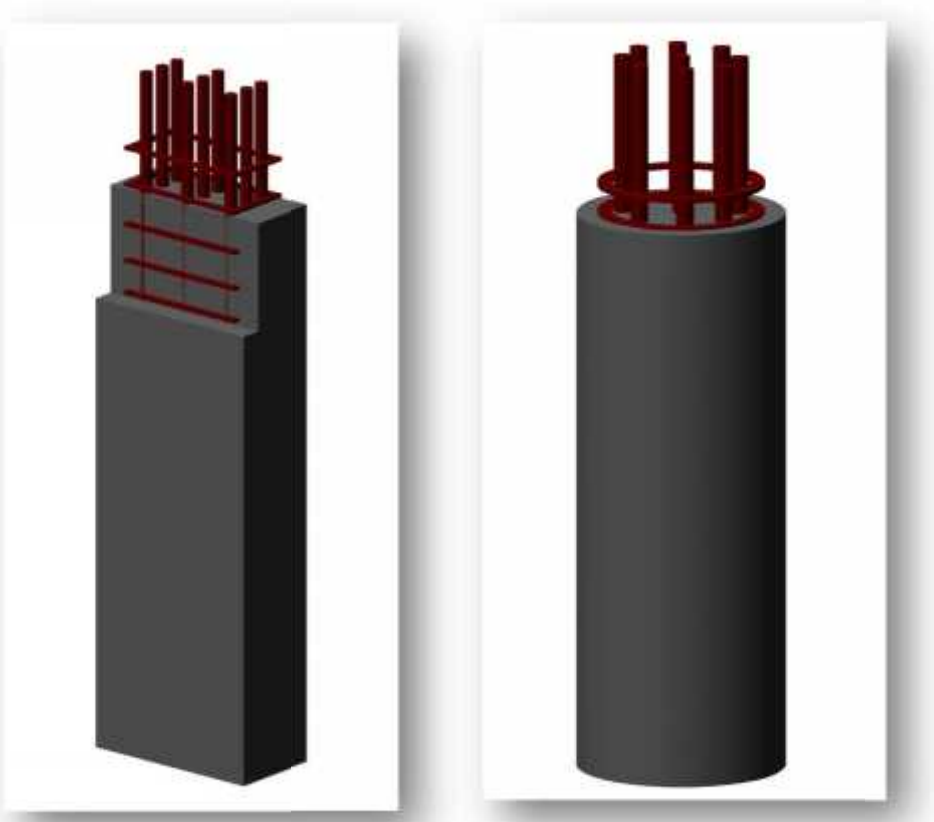
- توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- توضع الجسور أعلى الحوائط للتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.
- تقليل طول الانبعاج للأعمدة.
- تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.
- تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات(Frames).
- بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور .

٣.٦.٣ الأعمدة :-

فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها .

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة . ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب.

وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول ، فهناك الأعمدة الطويلة ، بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة ، ومن حيث طبيعتها ، فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة و أخرى من الحجر الطبيعي أو من الحديد (Steel) ، ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل ، ويبين الشكل (٣- ٩) عدد من مقاطع الأعمدة .



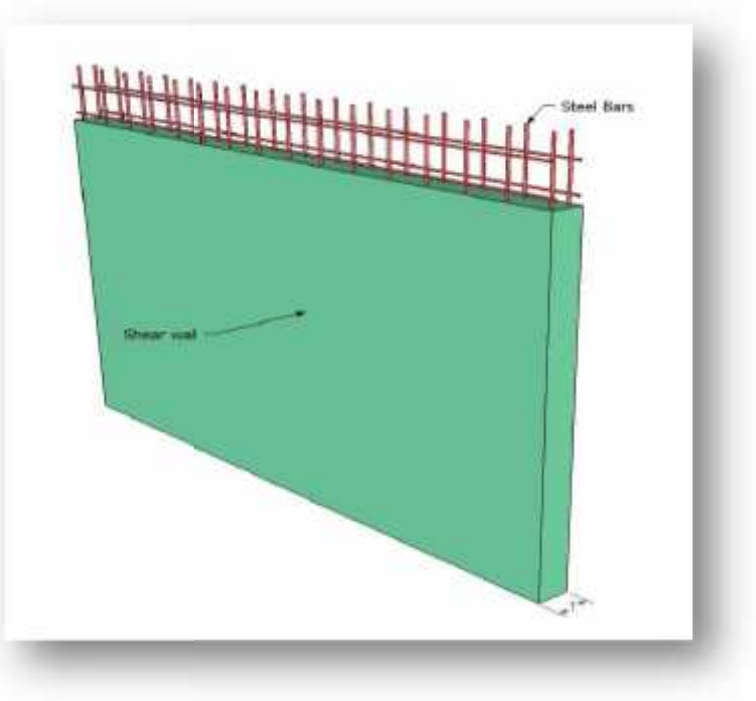
الشكل (٣ – ٩) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

٤.٦.٣ 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 تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .

وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (٣ - ١٠) جدار القص

٥.٦.٣ الأساسات :-

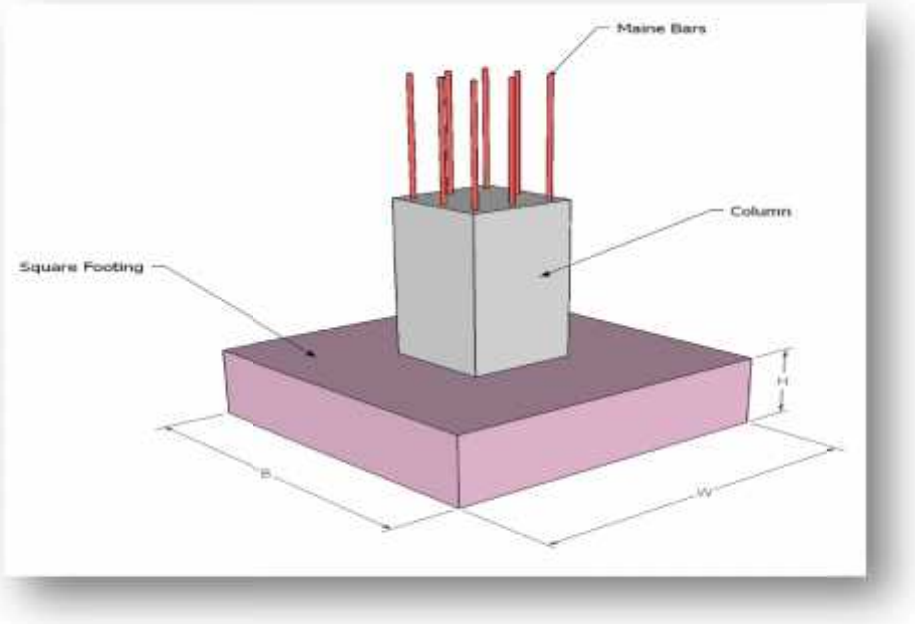
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

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 والثلوج والزلازل وأيضا الأوزان الحية داخل المبنى .

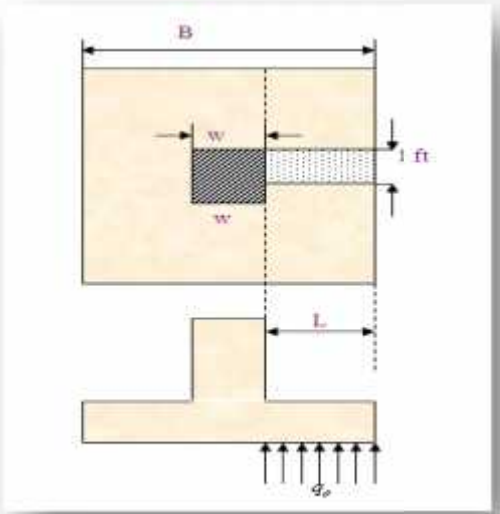
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس ونظرا لما يتخذه هيكل هذا المنشأ من شكل عمودي ليتلائم وطبوغرافية الموقع .

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (**Shallow Foundation**) 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**).

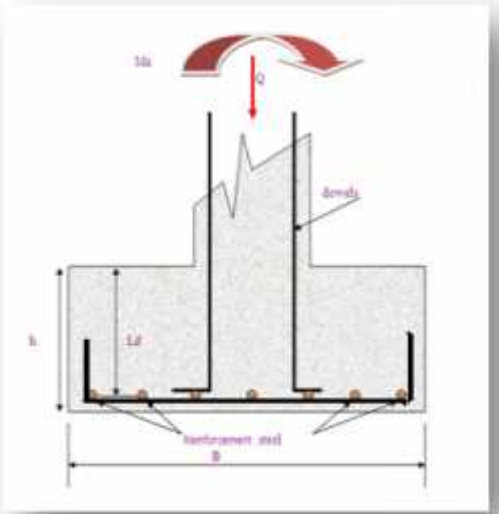
في الشكلين (٣ - ١١)، (٣- ١٢)، (٣-١٣) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .



الشكل (٣-١١) :شكل الأساس المفرد .



الشكل رقم (٣-١٢) مسقط أفقي للأساس



الشكل رقم (٣-١٣) قطع طولي في الأساس

٦.٦.٣ الأدراج :

الأدراج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسئول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد .

٧.٦.٣ القباب :

القبة يمكن اعتبارها قوس متكرر وملتف حول وسطه، فالقبة لها قدرة كبيرة على تحمل الأحمال الإنشائية ويمكن مدها على مساحة واسعة. في حالة كون القاعدة التي ترتكز عليها القبة مدورة تنتقل الأحمال إلى القاعدة مباشرة. إذا كانت القاعدة مربعة، يجب أن تنشر الأحمال باستخدام وسائل إنشائية.
نادرا ما تكون القبة كروية تماما، فأشكال القباب تختلف حسب مواد البناء المستخدمة، التكنولوجيا المتوفرة، الطرز المعمارية السائدة وغيرها من المؤثرات. فهناك القباب المستديرة والمضلعة والمؤلفة من دور واحد أو دورين أو أكثر، وهناك القباب ذات الزخارف الدقيقة، والأخرى المغطاة بصفائح الذهب أو الرصاص.

والقبة في مشروعنا مستديرة كلها من الخرسانة المسلحة تحتوي على نوافذ للإضاءة والتهوية.

٨.٦.٣ المآذن :

المأذنة أما أن يكون مقطعها مربع أو دائري وعموما فهي لا تحمل أوزان كبيرة حيث أن الأحمال الحية تمثل وزن المؤذن على الأغلب والأحمال الميتة تزداد بازدياد ارتفاع المأذنة أما الأساس فيعتمد على ما ذكر أعلاه من الأحمال الكلية وهي غالبا ما يكون مقطعها اكبر من مقطع المأذنة بحدود ٥-١٠ % وعمقها تقريبا متر واحد.

Chapter Four
Structural Analysis and Design

4 -1 Introduction:-

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

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

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

So, in this project, there are Three types of slabs: one way ribbed slab, one way solid slab, and two way solid slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2006", Etabs, and Safe programs to find the internal forces, deflections and moments for One way solid slab, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

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

NOTE:

*B300…. $fc' = 30N/mm^2 (MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24MPa$) .

* The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}

4 -2 Factored Loads

$$q_u = 1.2DL + 1.6L \qquad ACI - 318 - 02\ (9.2.1)$$

4 -3 Slabs Thickness calculation:-

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

For rib (R11) in Wadoo Block, as shown in fig.

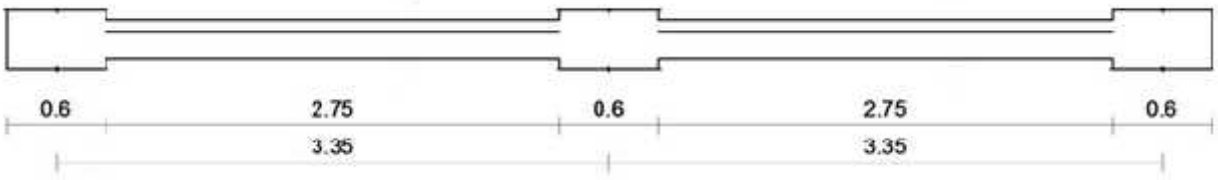


Fig.(4-1): Spans Length of Rib (R11).

The spans are one end continuous ribbed slab

➔ from *ACI-318-02 table (9.5a)*

$$\frac{L}{18.5} = \frac{3.60}{18.5} = 0.2\ m = 20cm$$

For Rib11 in Wadoo Block will use thickness of slab **25cm**

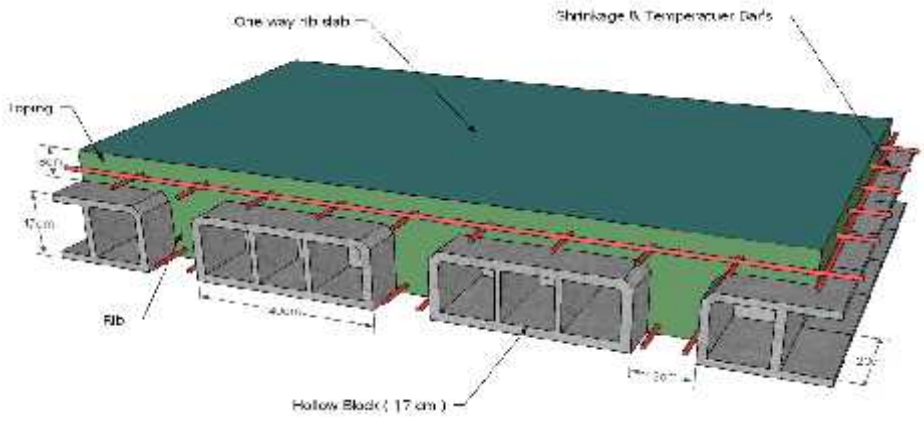


Fig. (4-2) One way ribbed slab [Rib 11]

4 -4 Load Calculation:

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

❖ 4.1.1 **Calculation of Dead load :-**

(R11) is the roof slab of wadoo block so the material used is:

Table (4-1) calculation of the total load for (R11)

Material	Unit weight (kN/m^3)	Thickness (cm)
Rib	**24.5**	**17**
Topping slab	**24.5**	**8**
Hollow block	**16**	**17**
Plastering	**22**	**2**

Weight Of Rib = 0.12*0.17*24.5= 0.5 kN/m
Weight Of Topping = 0.52*0.08*24.5= 1.02 kN /m
Weight Of Block = 0.4*0.17*16 = 0.612 kN /m
Weight Of Plastering = 0.52*0.02*22=0.2288 kN /m
➔ **Total dead load** = 0.5 +1.02+0.612+0.2288= **2.36 kN/m/rib**

❖ **4.4.2 Calculation of Live load:-**

From Jordanian live loads table live load of the Roof is **4 kN/m^2**
➔ **Total live load** = 4*0.52 = **2.08 kN/m/rib**

4 -5 Design of Topping:-

The slab reinforcement normal to the ribs is often located at mid-depth of the slab, to resist both positive and negative moments.

❖ Calculation of Dead load
Weight Of Topping = 1*1*0.08*24.5= 1.96 kN /m
$D.L_{total}$ = 1.96 kN/m
❖ Calculation of live load
$L.L_{total}$ = 4kN/m

➔ Wu = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2*1.96 + 1.6*4 = 8.75 kN/m
For a one meter strip Wu = 8.75 kN/m

Check ΦMn > Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{8.75 * 0.4^2}{12} = 0.1167 kN.m$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa) \qquad ACI\text{-}318\text{-}02 \quad (22\text{-}5.1)$$

Mn = fr * s ; …..s= $\frac{bh^2}{6}$

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

$$= 0.42\sqrt{24} * \frac{1 * 0.08^2}{6} * 10^3 = 2.194 kN.m$$

¤ $* Mn = 0.55 * 2.37 = 1.205 kN.m.$

¤ $* Mn = 1.207 > Mu = 0.1167 KN.m.$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

° = 0.0018 *ACI-318-02 (7.12.2)*

$$As = ° * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / 1m.$$

Then use 1Φ 8 @ 25cm in both directions

Check spacing between bars S:

S≥4/3 MAS ==> (4/3)*20=26mm

S≥25 mm

S≥db =8mm

Select S= 25 cm

4 -6 Design of Rib (11):

❖ Materials :-

Concrete B300 , Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm^2 =24Mpa

Reinforcement Steel , fy = 420 N/mm^2 =420 Mpa

❖ Design constant :-

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

b_E = L / 4 = 3.7 / 4 =0.90 m = 90 cm

b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = c/c spacing = 52 cm

Control ……. 52cm

*Requirements For Slab Floor According to *ACI- (318-02)* .

d ≤ 75 cm ……..….. select : d=40cm

bw ≥ 10cm …….……... select : bw=12 cm.

h ≤ 3.5*bw =3.5*12 = 42 cm …….. select : h =25cm

tf ≥ 1/12 *d =1/12*40 = 3.33 cm ……..for permanent fillers between ribs (Hollow block).

≥ 1.5 inch = 3.81 cm 40mm ……..…… select tf = 8cm.

❖ System :-

One -way ribbed slab :-

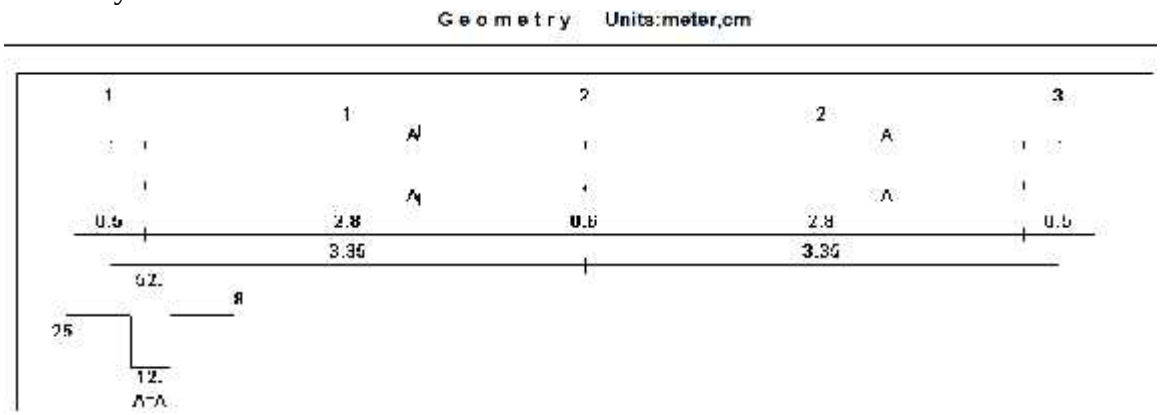


Fig.(4.3): Spans Length of Rib (R11).

❖ Loading :-

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

D.L $_{total}$ = 2.36 kN/m/rib **L.L $_{total}$ = 2.08 kN/m/rib**

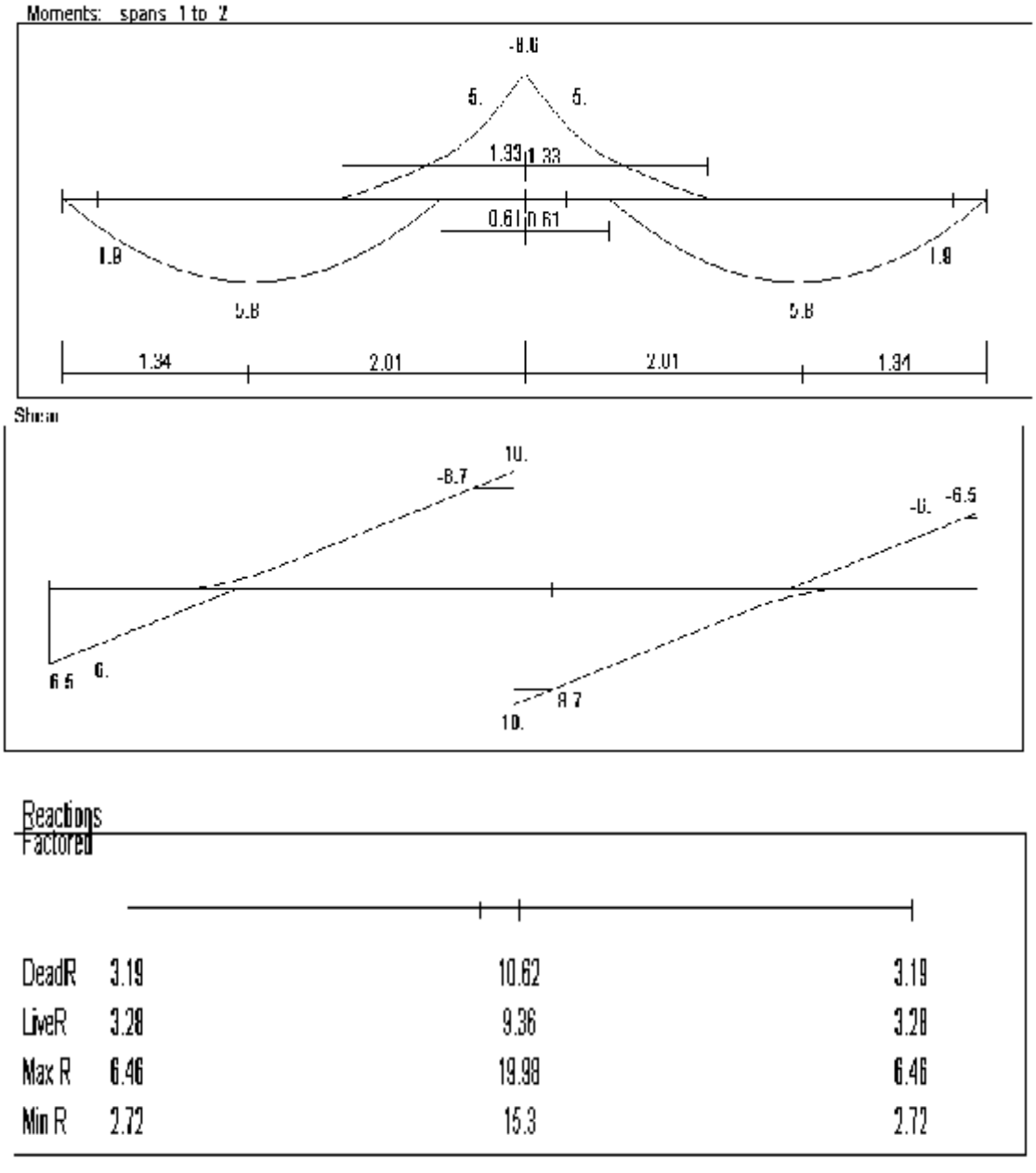


Fig.(4.4): Develop shear and moment(factored) diagram of rib (R11).

Flexural Design : -

❖ Design for positive Moment for Rib (R11):-

>> use Mu max. Positive for span ➔ **Mu= 5.8 kN.m** .
>> determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:
For a = t_f = 8cm
d = h – cover–dia. of stirrups – db/2
= 250 – 20–8 – 12/2 = 216 mm.
φ .Mnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)
=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.216-0.08/2)*10^3
➔ **φ .Mnf = 134.42kN.m**

φMnf =134.42 kN.m > Mu =5.8 kN.m
➔.'. Rectangle section

>>>Design as a rectangular with b_E = 52cm
As = ρ.bE .d

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{5.8 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.216)^2} = 0.210$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.210}{420}}\right) = 0.0005$$

A_S = ρ.bE .d = (0.0005)* (520)* (216) = 56.45 mm^2 .

""**Check Minimum Reinforcement** A_S min ……...*(ACI- 318 - 10.5.1)*

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(216) = 75.58 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(216) = 86.4 mm^2 \quad \text{(control)}$$

A_s =78.6 mm² < $A_{s\ min}$ = 86.4 mm²

➔ **$A_{s\ req}$= 86.4 mm²**

# of bars = As/ As_{bar} = 86.4/79 = 1.0 * Note $A_{\Phi 10}$ = 79 mm²

Select bottom bars 2 Φ 10 mm. Total As= 158 mm^2.

''''''Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 79 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.52 * a$

$a = 6.25\,mm < 8\,cmL$ ⟶ Design rib as rectangular

$c = \frac{a}{1} = \frac{6.25}{0.85} = 7.35\,mm$

β=0.85….. f_c < 28MPa ……. ACI (10.2.7.3)

$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{216-7.35}{7.35} \times 0.003 = 0.085$

$£_s = 0.085 > 0.005$ Ok…….

❖ **Design for Negative Moment for Rib (R11):**

***Design of support No. 2**

>> use Mu max. negative for support ➔ Mu= 5 kN.m

Design as a rectangular with b = 12 cm

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$

$Rn = \frac{Mu\ /¤}{b * d^2} = \frac{4.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.216)^2} = 0.87$

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

$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(.87)}{420}}\right) = 0.002$

As = 0.002 (120) (216) = 54.88 mm^2.

""""Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$ ……...(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \quad =\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(216)=75.58mm^2$$

$$A_{s\ min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad =\frac{1.4}{420}(120)(216)=86.4mm^2 \qquad \text{(control)}$$

$A_{s\ min}$ = 86.4 mm² > A_s =54.88 mm²

➔ **$A_{s\ req}$= 86.4 mm²**

# of bars = As/ As_{bar} = 86.4/79 = 1.1 * Note $A_{\Phi 10}$ = 79 mm²

Select Top bars 2 Φ 10 mm. Total As= 158 mm^2.

""""""Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 79 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 0.12 * a$

$a = 27\,mm = 2.7\,cm < 8\,cm \longrightarrow$ Design rib as rectangular

$$c=\frac{a}{1}=\frac{27}{0.85}=31.76\,mm$$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$£_s=(d-c)/c\times 0.003=\frac{216-31.76}{31.76}\times 0.003=0.017$$

$£_s = 0.017 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$ Ok……

Design shear for Rib (R11):-

***At support No 2 :**

Factored shear forces at d=0.216 m from support

Vu =8.7 kN (From Shear Envelop)

Determine shear strength provided by concrete (Φ Vc).

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 0.12 * 0.216*10^3 = 15.87$ kN

Φ Vc =15.87 kN > Vu = 8.7 kN

No Shear Required ……Select **Φ8 @ 10cm** .

Check spacing between stirrups S:

S≤600

S≤d/2 ==> 21.6/2 =10.8 cm ➔ Select 10 cm

4 -7 Design of Beam (B 30):-

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **System : -**

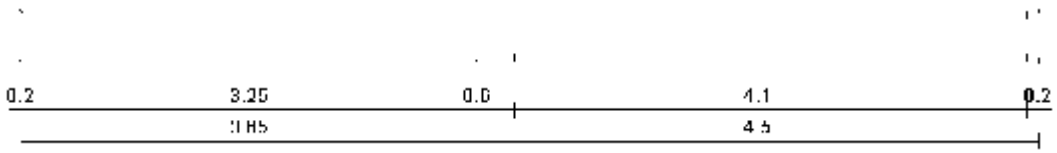


Fig.(4.5): System of Spans Length of beam (B30).

❖ **Section :-**

B =60 cm

h =25 cm

h= L/18.5 ……..,for exterior span ACI-318-02 (9.5.a)

h= L/18.5 = 3.65/18.5 =0.19 m

h= L/18.5 = 4.5/18.5 =0.24 m…… (Control)

⇒ Select h = 25cm.

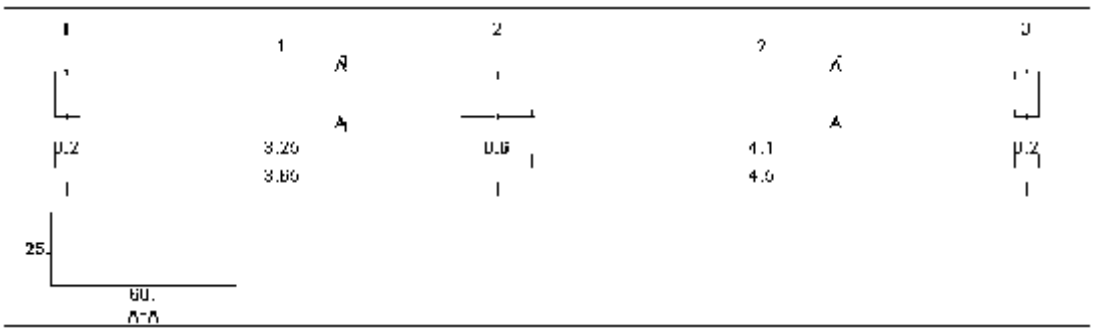


Fig.(4.6): Section of Spans Length of beam (B30).

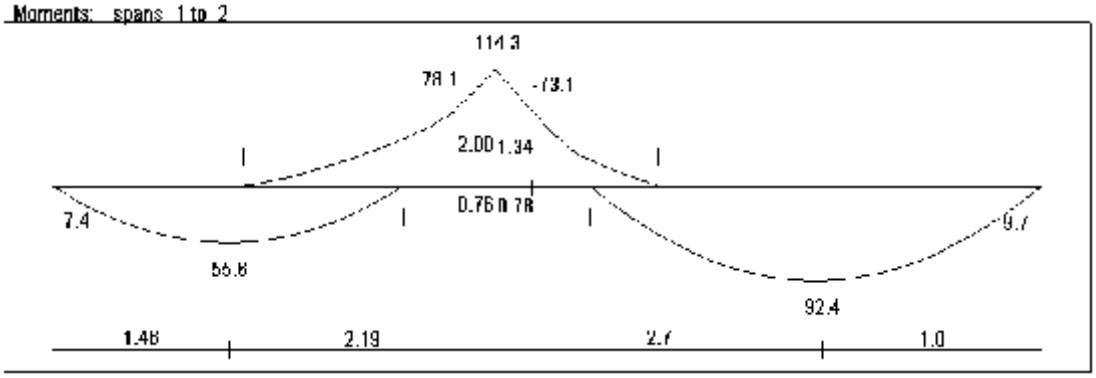
❖ **Loading :-**

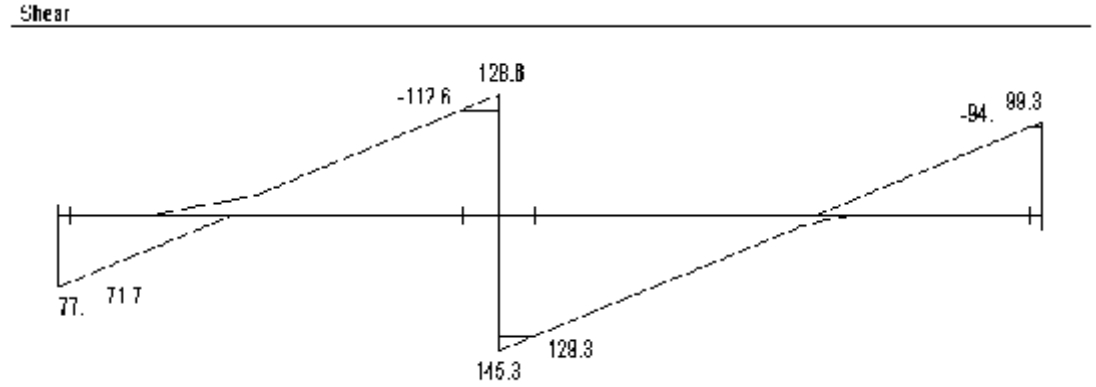
Reaction from rib(11) ,

D.L =10.62/0.52 =**20.42 kN/m**

L.L =9.36/0.52 =**18 kN/m**

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:-





Reactions

Factored

DeadR	30.33	129.92	43.46
LiveR	46.60	147.99	55.06
Max R	77.01	273.91	99.32
Min R	19.3	180.13	38.69
Service			
DeadR	25.27	101.83	36.22
LiveR	29.17	92.49	34.91
Max R	54.45	197.42	71.13
Min R	10.00	144.44	30.24

Fig.(4.7): Envelope shear and moment (factored) diagram of beam (B30).

❖ Design of beam (30):-

❖ Design of Positive Moment for Beam (B30):- …..(max Mu)

$b = 60cm.....h = 25cm$

$d = 250 - 40 - 12 - 10 = 188mm$

Mu = 92.4 kN.m …… from Envelope shear diagram

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{92.4}{0.9} = 102.67 kN.m$$

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$$c = 123.4\, mm$$

$$a = {}_1 \times c$$

$$a = 0.85 \times 123.4 = 104.89\ mm$$

$$c_{max} = 123.4\, mm$$

$$a_{max} = 104.89\ mm$$

$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.816$

$\Phi Mnc = \Phi * 0.85\ f_c * b * a_{max} * (d - a_{max}/2)$

$= 0.816 * 0.85\ (24)\ (0.6)\ (0.10489)(0.188 - 0.10489/2) * 10^3$

$= 142$ kN.m

➔ $\Phi Mnc = 142$ kN.m > Mu=92.4 kN.m

⇒ The section must be <u>singly reinforced</u> section:

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu \quad / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{92.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.188)^2} = 4.84\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(4.84)}{420}}\right) = 0.0111$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.0111 * 600 * 188 = 1252\ mm^2$

""Check Minimum Reinforcement A_s min ……..(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_s\,min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(188) = 329.0 mm^2$$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) \quad = \frac{1.4}{420}(600)(188) = 376mm^2$ (control)

$A_{s\ req}$ = 1252 mm² > $A_{s\ min}$ =376 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 1252/314=3.9 **select 4bars**

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 20}$ =314mm²

Select bottom bars 4 Φ 20 mm. Total As= 1256mm²

''''Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$4*113*10^{-6}*420 = 0.85*24*0.6*a$

$a = 15.5mm$

$c = \frac{a}{_1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.2mm$

$£_s = \frac{188-18.2}{18.2} X 0.003 = 0.027$

$£_s = 0.027 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

OK……

>>> Design of Positive Moment for Beam (B30):- …..(min Mu)

Mu = 55.6 kN.m …… from Envelope shear diagram

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{55.6}{0.9} = 61.77kN.m$

$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$

$c = 123.4mm$

$a = {}_1 \times c$

$a = 0.85 \times 123.4 = 104.89\ mm$

$c_{max} = 123.4mm$

$a_{max} = 104.89\ mm$

Φ=0.65+ $\frac{250}{3}$ *(0.004-0.002) = 0.816

ΦMnc = Φ *0.85 f_c * b * a_{max} *(d- a_{max} /2)

$= 0.816 * 0.85\ (24)\ (0.6)\ (0.10489)(0.188-0.10489/2)*10^3$

$= 142$ kN.m

➔ ΦMnc =142 kN.m > Mu=55.6 kN.m

⇒ The section must be singly reinforced section:

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu \quad / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{55.6 * 10^{-3} / 0.9}{0.6 * (0.188)^2} = 2.9\ N/mm^2\ (Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(2.9)}{420}}\right) = 0.0071$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.0071 * 600 * 188 = 800.8 mm^2$

""Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$ ……...(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(188) = 329.0 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(600)(188) = 376 mm^2 \qquad \text{(control)}$$

$A_{s\ req}$ = 800.8 mm² > $A_{s\ min}$ =376 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 800.8/201 =3.9….. **select 4 bars**

⇒ Note $A_{Φ16}$ =201mm²

Select bottom bars 4 Φ 16 mm. Total As= 804 mm²

❖ Design of Negative Moment of (B30):

b =60 cm h =25 cm d = 188mm

Mu = 78.1 kN.m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{78.1}{0.9} = 86.78 kN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{86.78 * (10)^6}{(600)(188)^2} = 4.09$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 4.09}{420}}\right) = 0.0109$$

As=ρ.b.d

= 0.0109 (600) (188) = 1229.52 mm²

""Check Minimum Reinforcement A_s min ……..(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(600)(188) = 329.0 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(600)(188) = 376 mm^2 \quad \text{(control)}$$

A_s = 1229.52 mm² > $A_{s\ min}$ = 376 mm²

# of bars = As/ As_{bar} = 1229.52/314 = 3.9 ➔select 4 bars

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 20}$ =314 mm²

Select Top bars 4Φ 20 mm. Total As= 1256.0 mm^2.

❖ Design of Shear for Beam (B 30):

V_u = 129.3 KN (Max. value of Vu)…..from shear envelope dig.

Check for Items:

1- $Vu \le \frac{1}{2}\Phi Vc$

Φ Vc = $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} * b * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.6 * 0.188 * 10^3 = 69.08$ kN

Vu = 129.3 kN > 0.5Φ Vc = 34.5 kN ……. Not control

2- $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

Vu=129.3 > Φ Vc=69.08 …….not control

3- $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

$\Phi Vs_{min} = \Phi(\frac{1}{16}) * \sqrt{fc'} * bw \times d$

$\ge$ ¤ $(\frac{1}{3}) * bw * d$

$\Phi Vs_{min} = 0.75(\frac{1}{16}) * \sqrt{24} * 0.6 * 0.188 * 10^3 = 25.9$

$\ge 0.75(\frac{1}{3}) * 0.6 * 0.188 * 10^3 = 28.2$

ΦVs_{min} = 28.2..... .control

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 69.08 + 28.2 = 97.28\ kN$

Vu = 129.3 kN > $\Phi Vc + \Phi Vs_{min}$ = 97.28kN …… not control

4- $\Phi Vc + \Phi Vs_{min} \le Vu \le \Phi Vc + \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d$

$\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{3} * 0.6 * 0.188 * 10^3 = 138.15$ Kn

Φ Vc + $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d$ = 69.08+138.15=207

Vu=129.3 < Φ Vc + $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{3} * bw * d$ =207……control

So Item (4) satisfy:

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

$$Vs = \frac{Vu}{¤} - Vc = \frac{129.3}{0.75} - \frac{69.08}{0.75} = 80.3KN$$

Use 2φ10

$$\frac{2*79*10^{-6}}{s} = \frac{80.3*10^{-3}}{420*0.188} \Rightarrow\Rightarrow s = 0.155m$$

Check spacing between stirrups

S ≤ 600

S_{max} ≤ d/2

= 0.188/2 = 0.094 m = 94mm

⇒ **Then use Φ 10 @ 10 cm .**

>>> **Design of Shear for Beam (B 30)** (min. shear)

V_u = 71.7 KN (Min. value of Vu)…..from shear envelope dig.

Check for Items:

1- $Vu \le \frac{1}{2}\Phi Vc$

Φ Vc = $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} *$ b * d

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ * 0.6 *0.188 *10³ = 69.08 kN

Vu = 71.7 kN > 0.5Φ Vc = 34.5 kN ……. Not control

2- $\frac{1}{2}\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc$

Vu=71.7 > Φ Vc=69.08 …….not control

3- $\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vs_{min}$

Determine shear strength provided by steel (Φ Vs).

$\Phi Vs_{min} = \Phi(\frac{1}{16}) * \sqrt{fc'} * bw \times d$

$\geq ¤ (\frac{1}{3}) * bw * d$

$\Phi Vs_{min} = 0.75(\frac{1}{16}) * \sqrt{24} * 0.6 * 0.188 * 10^3 = 25.9$

$\geq 0.75(\frac{1}{3}) * 0.6 * 0.188 * 10^3 = 28.2$

$\Phi Vs_{min} = 28.2$..... .control

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 69.08 + 28.2 = 97.28\ kN$

Vu = 71.7 kN $< \Phi Vc + \Phi Vs_{min} = 97.28$kN …… control

So Item (3) satisfy:

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min} = \frac{1}{3}\frac{bw}{fy_t} \Rightarrow \frac{1*0.6}{3*420} = 4.76*10^{-4}$$

$$= \frac{1}{16}\frac{bw}{fy_t}\sqrt{fc} = \frac{1*0.6}{16*420}\sqrt{24} = 4.3*10^{-4}$$

$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min} = 4.76*10^{-4}$ control

Use 2 leg φ10

$\frac{2*50*10^{-6}}{s} = 4.76*10^{-4} \Rightarrow\Rightarrow S = 0.2m$

Check spacing between stirrups

S≤600

$S_{max} \leq d/2$

=0.188/2 =0.094 m =94mm

⇒ **Then use Φ10 @ 10 cm** .

4-8 Design of Two way solid slab :-

❖ **Material :-**

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **Section :-**

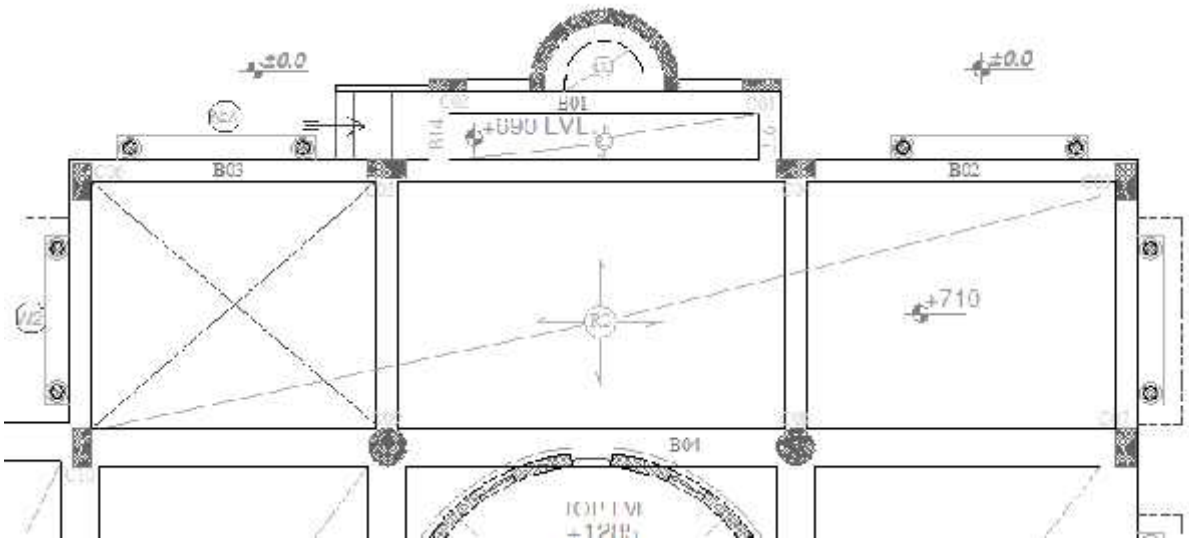


Fig.(4.8): Two way solid slab of Mosque.

❖ Some calculation:

Ly = 3.8 m

Lx = 4.6 m

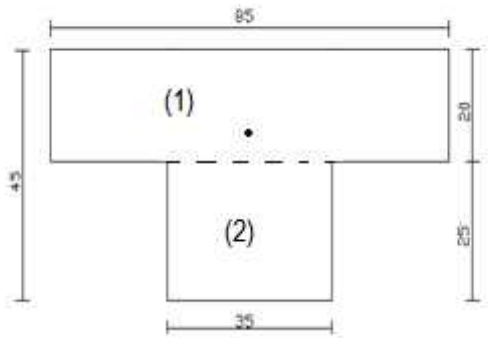
Lx = 4.6 = 1.2 < 2

Ly 3.8

⇨ Two way

❖ Minimum thickness of the two way solid slab:
From code (ACI-318-2002):

T-section:-



$$\bar{y} = \frac{(85*20*10)+(35*25*32.5)}{(85*20)+(35*25)} = 17.646cm$$

$$I_{b(1,2)} = \frac{1}{12}*85*20^3 + (85*20)*(7.646)^2 + \frac{1}{12}*35*25^3 + (35*25)*(14.854)^2 = 394684.97cm^4$$

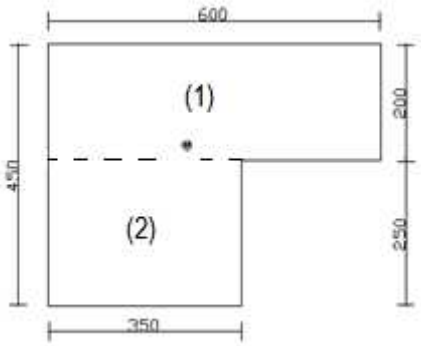
$$I_{S1} = \frac{1}{12}*5.9*0.2^3 = 393333.33cm^4$$

$$\sim_1 = \frac{I_b}{I_{S1}} = \frac{394684.97}{393333.33} = 1.003$$

$$I_{S2} = \frac{1}{12}*5.5*0.2^3 = 366666.67cm^4$$

$$\sim_2 = \frac{I_b}{I_{S1}} = \frac{394684.97}{366666.67} = 1.076$$

L-Section:



$$y' = \frac{(60*20*10)+(35*25*32.5)}{(60*20)+(35*25)} = 19.5cm$$

$$I_{b(3,4)} = \frac{1}{12}*35*45^3 + (35*45)*3^2 + \frac{1}{12}*25*20^3 + (25*20)*(9.5)^2 = 341747.92cm^4$$

$$I_{S3} = \frac{1}{12}*2.7*0.2^3 = 180000cm^4$$

$$\sim_3 = \frac{I_b}{I_{S1}} = \frac{341747.92}{180000} = 1.9$$

$$I_{S4} = \frac{1}{12}*2.5*0.2^3 = 166666.67cm^4$$

$$\sim_4 = \frac{I_b}{I_{S1}} = \frac{341747.92}{166666.67} = 2.05$$

$$\sim_m = \frac{\sim_1 + \sim_2 + \sim_3 + \sim_4}{4} = \frac{6.029}{4} = 1.51$$

$\sim_m = 1.51 < 2$

$$\Rightarrow h_{\min.} = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\ (\sim_m - 0.2)}$$

$$h_{\min.} = \frac{4.6(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.2(1.51 - 0.2)} = 11.5cm$$

$\Rightarrow$ **Select h = 20cm**

❖ Loading :-

✓ Live Load :-

L.L =1.5 KN/m^2

✓ Dead Load :-

Weight Of Solid slab = 0.2*24.5 = 4.9 kN /m^2

Weight Of Plastering = 0.02*22 =0.44 kN /m^2

Weight Of Screed = 0.05 * 22 = 1.1kN /m^2

Weight Of Bitumen = 0.1*13.7= 0.137 kN/m^2

Weight Of Mechanical = 0.5kN/m2

D.L(Total) = 7.1 kN/m^2

Wu = 1.2 DL + 1.6LL

= 1.2 * 7.1 + 1.6 * 1.5 = 10.9 Kn/m^2

❖ Design :-

a) Design of shear:-

d = 200-20-12 =168 mm

Vu = [2.5 – 0.35/2 – 0.168] * 10.9 = 23.51 kN

Φ Vc = $\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1 * 0.168 * 10^3 = 102.88 \text{ kN}$$

Φ Vc= 102.88 kN > Vu= 23.51 kN

➔No shear reinforcements is required.

b) Design of positive moment:

From table(12-4)&(12-5) Coefficient of load:
Case 4 , m = La/Lb = 0.8

From table(12-4):
Ca(D.L)=0.039
Cb(D.L)= 0.016

From table(12-5):
Ca(L.L) = 0.048
Cb(L.L) = 0.020

$Wu(D.L) = 1.2 * 7.1 = 8.52 \text{ kN/m}^2$
$Wu(L.L) = 1.6 * 1.5 = 2.4 \text{ kN/m}^2$

$Mua = Ca(D.L)* Wu(D.L) * La^2 + Ca(L.L)* Wu(L.L) * La^2$

$= 0.039 * 8.52* 3.8^2 + 0.048 * 2.4 * 3.8^2 = 6.46 \text{ KN.m}$

$Mub = Cb(D.L)* Wu(D.L) * Lb^2 + Cb(L.L)* Wu(L.L) * Lb^2$

$= 0.016 * 8.52 * 4.6^2 + 0.02 * 2.4 * 4.6^2 = 3.9 \text{ KN.m}$

In short direction:

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{6.46 / 0.9}{1 * 0.168^2} = 0.254 Mpa$$

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

$$° = \frac{1}{20.58} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.254}{420}}) = 6 * 10^{-4}$$

$$As = 6 * 10^{-4} * 1000 * 168 = 102.24 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} * b * d = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 168}{420} = 490 mm^2$$

But not less than :

$$As_{\min} = \frac{1.4 * bw * d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 168}{420} = 560 mm^2 / m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * 1000 * 100 = 180 m^2 / m$$

$$Select \ 1¤12 @ 20cm \Rightarrow As_{Provided} = \frac{1.13}{0.2} = 5.65 cm^2 / m$$

In long direction:

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu / \text{¤}}{b * d^2} = \frac{3.9 / 0.9}{1 * 0.168^2} = 0.153 Mpa)$$

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

$$\text{°} = \frac{1}{20.58} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.153}{420}}) = 3.66 * 10^{-4}$$

$$As = 3.66 * 10^{-4} * 1000 * 168 = 61.49 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} * b * d = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 168}{420} = 490 mm^2$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * bw * d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 168}{420} = 560 mm^2 / m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * 1000 * 100 = 180 m^2 / m$$

$$Select \ 1\text{¤}12 @ 20cm \Rightarrow As_{\text{Provided}} = \frac{1.13}{0.2} = 5.65 cm^2 / m$$

c) Design of negative moment:-

From table(12-3) Coefficient of load:
Case 4 , m = La/Lb = 0.8

Ca(neg.) = 0.071
Cb(neg.) = 0.029

Mua = Ca(neg.)* Wu * La^2
= 0.071 * 10.9 * 3.8^2 = 11.2 KN.m

Mub = Cb(neg.)* Wu * La^2
= 0.029 * 10.9 * 4.6^2 = 6.7 KN.m

In short direction:

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{11.2 / 0.9}{1 * 0.168^2} = 0.441 Mpa\ )$$

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

$$° = \frac{1}{20.58} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.441}{420}}) = 1.06 * 10^{-3}$$

$$As = 1.06 * 10^{-3} * 1000 * 168 = 178.1 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} * b * d = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 168}{420} = 490 mm^2$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * bw * d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 168}{420} = 560 mm^2 / m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * 1000 * 100 = 180 m^2 / m$$

$$Select\ 1¤12@20cm \Rightarrow As_{Provided} = \frac{1.13}{0.2} = 5.65 cm^2 / m$$

In long direction:

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{6.7 / 0.9}{1 * 0.168^2} = 0.264 Mpa$$

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

$$° = \frac{1}{20.58} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.264}{420}}) = 6.33 * 10^{-4}$$

$$As = 6.33 * 10^{-4} * 1000 * 168 = 106.34 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = \frac{0.25\sqrt{fc'}}{fy} * b * d = \frac{0.25\sqrt{24} * 1000 * 168}{420} = 490 mm^2$$

But not less than

$$As_{\min} = \frac{1.4 * bw * d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 168}{420} = 560 mm^2 / m$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * 1000 * 100 = 180 m^2 / m$$

$$Select \ 1¤12 @ 20cm \Rightarrow As_{\Pr ovided} = \frac{1.13}{0.20} = 5.65 cm^2 / m$$

4-9 Design of One way solid slab :-

❖ **Material :-**

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **Section :-**

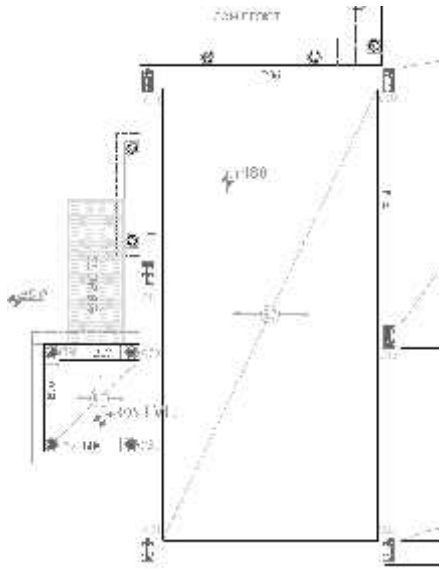


Fig.(4.9):One way solid slab of Mosque.

❖ Some calculation:

Ly = 12.2 m

Lx = 5.8 m

Ly = 12.2 = 2.1 > 2

Lx 5.8

➔One way.

❖ Minimum thickness of the one way solid slab:

From code (ACI-318-2002), Table 9.5(a)

✓ L/20 , for simply supported span.

L/20 = 5.8/20 =0.31 m

⇒ **Select h = 32cm**

❖ **Loading :-**

✓ Live Load :-

L.L =1.5 kN/m^2

✓ Dead Load :-

Weight Of Solid slab = 0.32*24.5 = 7.68 kN /m^2

Weight Of Plastering =0.02*22 =0.44 kN /m^2

Weight Of Screed =1.1kN /m^2

Weight Of Bitumen = 0.1*13.7= 0.137 kN/m2

Weight Of Mechanical Insulation = 0.5kN/m2

Dead Load(Total) = 10.0 kN/m2

❖ **Design :-**

d= 320 - 20 – 16 = 284 mm

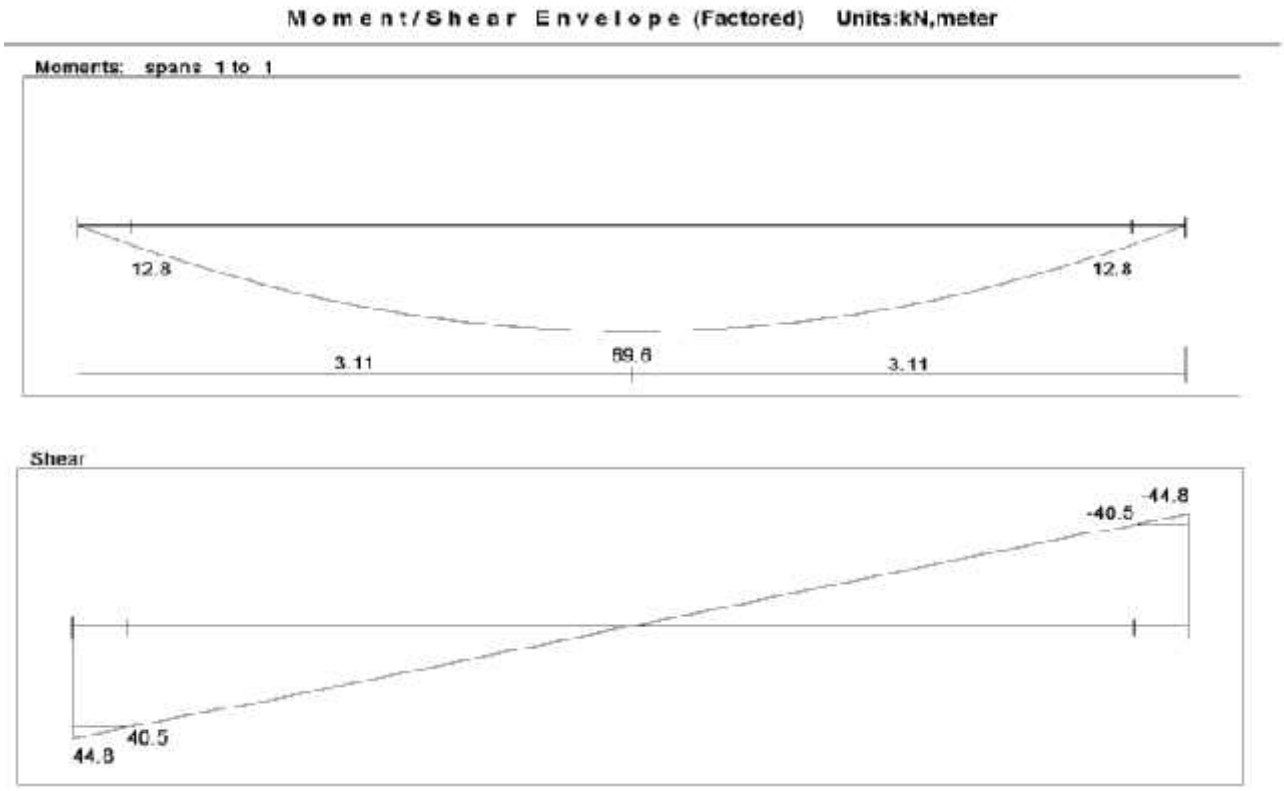


Fig.(4.10): Envelope moment /shear Diagram of Solid Slab (S1)

a) Design of shear:-

Vu =40.5 kN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}$ 1 * 0.284*10^3 = 174 KN

$\Phi Vc = 174 > Vu = 40.5$

No shear reinforcements is required

b) Design of positive moment:-

Mu=69.6 kN.m

$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$

$Rn = \frac{Mu/\text{¤}}{b*d^2} = \frac{69.6*10^{-3}/0.9}{1*(0.284)^2} = 0.958 N/mm^2$

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

$\rho = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.958)}{420}}) = 0.00233$

ρ=0.00233

As_{req} = 0.00233 (1000) (284) = 663.75 mm^2 /m.

# of bars = As/ As_{bar} = 663.75/154 = 4.3 ➔ 5

⇒ Note $A_{\Phi 14}$ = 154 mm²

⇒ **Select bottom bars Φ 14@20 cm**

Shrinkage &temperature reinforcement

As = 0.0018 (1000) (250) = 450 mm^2 /m.

⇒ **use Φ 12@25cm.**

check:

- 1.13/0.25=4.52 cm²/m
- 1.53/0.20= 7.65cm²/m

4-10 Design of columns:-

By using ATIR program (column) , we get this results for reinforce all columns in the project:

Table(4-2): Column table.

Columns location	Col.	Loads (kN) " Factored"			Load from	Section	Rienf.
		D.L	L.L	Total			
Columns Mosque	C1	28.44	5.3	33.74	Beam 1 and 16	Rect. (20*60)	8Φ14
	C2	28.44	5.3	33.74	Beam 1 and 14	Rect. (20*60)	8Φ14
	C3	25.38	5.57	30.95	Beam 2 and 11	Rect. (30*35)	6Φ16
	C4	78.94	17.68	96.62	Beam 2 and 12	Rect. (30*35)	6Φ16
	C5	75.66	16.95	92.61	Beam 2 and 13	Rect. (30*35)	6Φ16
	C6	22.74	5.00	27.74	Beam 2 and 14	Rect. (30*35)	6Φ16
	C7	96.62	21.1	117.72	Beam 4 and 11	Rect. (30*35)	6Φ16
	C8	365.8	66.82	432.62	Beam 4 and 12	Circ.(D=35)	6Φ16
	C9	356.2	64.7	420.9	Beam 4 and 13	Circ.(D=35)	6Φ16
	C10	87.6	19.28	106.88	Beam 4 and 14	Rect. (30*35)	6Φ16
	C11	152.79	22.57	150.06	Beam 3 and 15	Rect. (30*60)	10Φ16
	C12	108.8	23.78	132.58	Beam 5 and 11	Rect. (30*35)	6Φ16
	C13	98.9	21.76	120.66	Beam 5 and 14	Rect. (30*35)	6Φ16
	C14	407.47	57.85	465.33	Beam 15	Rect. (30*60)	10Φ16
	C15	397.50	73.85	471.35	Beam 5 and 12	Circ.(D=35)	6Φ16
	C16	386.25	71.37	457.62	Beam 5 and 13	Circ.(D=35)	6Φ16
	C17	36.23	7.80	44.00	Beam 9 and 11	Rect. (30*35)	6Φ16
	C18	109.37	23.83	133.2	Beam 9 and 12	Rect. (30*35)	6Φ16
	C19	105.00	22.88	127.88	Beam 9 and 13	Rect. (30*35)	6Φ16
	C20	130.76	7.00	137.76	Beam 9 and 14	Rect. (30*35)	6Φ16
	C21	223.77	22.78	246.55	Beam 6 and 15	Rect. (30*60)	10Φ16
	C22	10.99	1.27	12.26	Beam 9 and 17	Circ.(D=35)	6Φ16
	C23	10.99	1.27	12.26	Beam 9 and 18	Circ.(D=35)	6Φ16
	C24	33.61	5.14	38.75	Beam 10 and 17	Circ.(D=35)	6Φ16
	C25	97.78	14.09	111.87	Beam 10	Circ.(D=35)	6Φ16
	C26	79.45	13.17	92.62	Beam 10	Circ.(D=35)	6Φ16`
	C27	97.78	14.09	111.87	Beam 10	Circ.(D=35)	6Φ16
	C28	33.61	5.14	38.75	Beam 10 and 18	Circ.(D=35)	6Φ16
	C29	16.728	3.534	20.262	Beam 7	Circ.(D=25)	4Φ14
	C30	16.728	3.534	20.262	Beam 7 and 16	Circ.(D=25)	4Φ14
	C31	16.728	3.534	20.262	Beam 8	Circ.(D=25)	4Φ14
	C32	16.728	3.534	20.262	Beam 8 and 16	Circ.(D=25)	4Φ14

Imam Columns	C33	24.57	25.06	50.00	Beam 19 and 22	Rect. (30*35)	6Φ16
	C34	113.75	90.79	204.45	Beam 19 and 23	Rect. (30*35)	6Φ16
	C35	28.92	29.34	58.26	Beam 19 and 24	Rect. (30*35)	6Φ16
	C36	33.6	47.72	81.32	Beam 22	Rect. (30*35)	6Φ16
	C37	136.15	173.10	309.25	Beam 23	Rect. (30*35)	6Φ16
	C38	53.96	55.57	109.53	Beam 24	Rect. (30*35)	6Φ16
	C39	52.34	62.20	114.54	Beam 22	Rect. (30*35)	6Φ16
	C40	200.60	218.29	418.89	Beam 23	Rect. (30*35)	6Φ16
	C41	50.00	61.57	111.57	Beam 24	Rect. (30*35)	6Φ16
	C42	32.38	31.08	63.46	Beam 20 ad 22	Rect. (30*35)	6Φ16
	C43	140.51	109.03	249.54	Beam 20 and 23	Rect. (30*35)	6Φ16
	C44	99.76	56.60	156.36	Beam 24 and 20	Rect. (30*35)	6Φ16
	C45	39.66	13.55	53.21	Beam 25	Rect. (30*35)	6Φ16
	C46	57.14	15.3	75.97	Beam 25 and 21	Rect. (30*35)	6Φ16
	C47	44.34	16.71	60.75	Beam 24 and 21	Rect. (30*35)	6Φ16
Wadoo Columns	C48	26.64	21.57	48.21	Beam 28 and 26	Rect. (30*35)	6Φ16
	C49	48.91	47.20	96.11	Beam 26	Rect. (30*35)	6Φ16
	C50	21.27	18.49	39.76	Beam 26 and 29	Rect. (30*35)	6Φ16
	C51	80.81	64.30	145.11	Beam 28 and 30	Rect. (30*35)	6Φ16
	C52	139.15	141.71	280.92	Beam 30	Rect. (30*35)	6Φ16
	C53	80.81	64.30	121.12	Beam 29 and 30	Rect. (30*35)	6Φ16
	C54	26.64	21.57	48.21	Beam 27 and 28	Rect. (30*35)	6Φ16
	C55	48.91	47.20	96.11	Beam 27	Rect. (30*35)	6Φ16
	C56	21.27	18.49	39.76	Beam 27 and 29	Rect. (30*35)	6Φ16

4.10.1 Design of Column(C52) in Wadoo Block:

❖ **Material:** reinforcement concrete.

Concrete (B300) ➔ $fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$

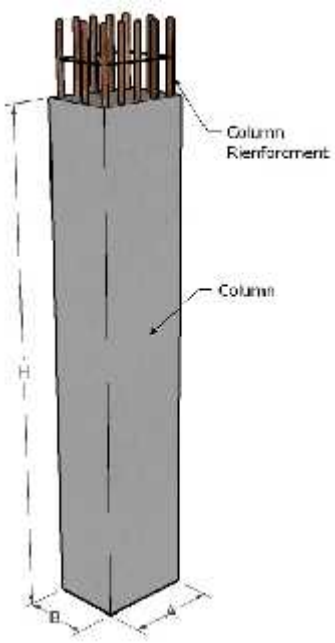
Steel (420) ➔ fy = 420 N/mm² (MPa)

❖ **Section:** The Column is an internal one.

From B30

D.L = 104.93 KN

L.L = 92.49 KN



❖ **Loading :**

P_u = 1.2 D.L + 1.6 L.L

= 1.2 * 104.93 + 1.6 * 92.49

= 273.9 KN = 0.2739 MN

$$P_{n(max)} = \frac{p_u}{0.65} = \frac{0.2739}{0.65} = 0.4214 MN.$$

4.8.2 Design of column 52 :

Determination of (Ag)

Assume $\rho_g = 0.01$

$$P_{n(max)} = 0.8 \times Ag\{0.85\, fc' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$0.4214 = 0.8 \times Ag\{0.85 \times 24 + 0.01(420 - 0.85 \times 24)\}$$

Ag = 0.0216 m^2

Select 30*35 cm Ag = 0.105 m² > Agreq = 0.0216 m² .

❖ Check Slenderness Effect :

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \le 40 \quad \text{..... ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

I: Moment of inertia.

A: Cross sectional area of the column

I = b*h^3 ……for rectangular section

12

A= b*h

K = 1

Lu = 3.55 m

In 35 cm Direction (about y-y axis):-

$$\frac{klu}{r_y} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \text{.....} ACI - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.55m
M1&M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (**10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r_y} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad \text{..... .....} ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1*3.55}{0.3*0.35} = 33.81 > 22$$

$\therefore$ *long Coloumn*

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

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$${}_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(104.93)}{273.9} = 0.46$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.3*0.35^3}{12} = 0.0011m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.0011}{1+0.46} = 7.01MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad \text{.....} ACI318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*7.01}{(1.0*3.55)^2} = 5.48MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..} ACI\ 318-2002\ (Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad \text{.....} According\ \ to\ \ ACI\ 318-2002\ (10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad \text{..... .....} ACI\ 318-2002\ (Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(273.9/0.75*5.48*10^6)} = 1.00007 > 1$$

$$e_{\min,z} = 15 + 0.03*h = 15 + 0.03*350 = 25.5mm = 0.0255\ m$$

$$e_z = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.0255*1.00007 = 0.0255$$

$$\frac{e_z}{h} = \frac{0.0255}{0.35} = 0.0729$$

In 30 cm Direction (about z-z axis):-

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.55m
M1&M2 =1
K=1 , According to ACI 318-2002 (**10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1*3.55}{0.3*0.3} = 39.44 > 22$$

$\therefore$ *long Coloumn*

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

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(104.93)}{273.9} = 0.46$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.35*0.3^3}{12} = 0.00078\ \ m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.00078}{1+0.46} = 4.97MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2*4.97}{(1.0*3.55)^2} = 3.89MN.$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad \text{..... ..ACI 318 – 2002 (Eq.10 – 16)}$$

$$Cm = 1 \quad \text{..... According to ACI 318 – 2002 (10.10.6.4)}$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad \text{..... ..... ACI 318 – 2002 (Eq. 10 – 12)}$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(273.9/0.75*3.89*10^{6})} = 1.0001 > 1$$

$$e_{\min,\,y} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 300 = 24\,mm = 0.024\,m$$

$$e_y = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.024 * 1.0001 = 0.024$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{0.024}{0.3} = 0.08$$

❖ Try 30*35

ρ=0.01

Long direction:

e/h = 0.0255/0.35 = 0.0728

$$\gamma = \frac{350 - 2*40 - 2*10 - 25}{350} = 0.64$$

γ= 0.6 ΦPn/Ag = 2.0 ksi
γ=0.64 ΦPn/Ag = 2.0 ksi
γ=0.75 ΦPn/Ag = 2.0 ksi

⇨ ΦPn/Ag = 2.0 ksi

$$Pn = 2 * \frac{1000}{145} * \frac{0.35 * 0.3}{0.65} = 2.23$$

Short direction:

e/h = 0.024/0.30 = 0.08

$$\gamma = \frac{300 - 2*40 - 2*10 - 25}{} = 0.6$$

➔ ΦPn/Ag = 2.0 ksi

$$Pn = 2 * \frac{1000}{145} * \frac{0.35 * 0.3}{0.65} = 2.23$$

Using Bresler equation:

$$\frac{1}{Pn} = \frac{1}{Pnz} + \frac{1}{Pny} - \frac{1}{Pno}$$

Pno = 0.8 Ag (0.85 fc' (1-*p* g) + *p* g *fy)

Pno = 0.8*0.3*0.35*(0.85*24(1-0.01)+0.01*420)
=2.05

$$\frac{1}{Pn} = \frac{1}{2.23} + \frac{1}{2.23} - \frac{1}{2.05}$$

Pn = 2.44MN > Pu =0.2739 MN

Use 6Φ25 with As = 27.3 cm²

Design of the Tie Reinforcement :

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$Spacing \leq 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 2.5 = 40cm.$

$Spacing \leq 48 \times d_t\,(tie.bar.diameter) = 48 \times 1.0 = 48cm.$

$Spacing \leq Least.\dim ension = 30cm$

$\therefore$ *Use* 1¤10@30*cm*

4-11 Design of Foundation:-

4.11.1 Design of Isolated footing (F1) (wadoo block):

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **Section detail :-**

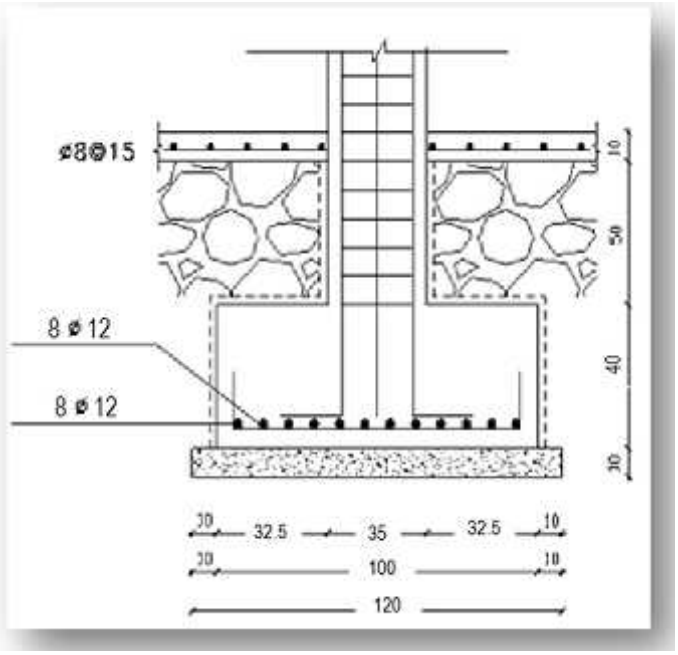


Fig.(4.11): Isolated Footing Detail

❖ **Load Calculation:-**

Factored load Pu = 273.9 KN, D.L = 104.93 KN, L.L = 92.49 KN (Load from column C52)

Soil weight = 18 KN/m^2

Column geometry 0.35*.3 m^2

Allowable soil pressure = 400 KN/m^2

Allowable soil pressure(net) = 400 – 0.5*18 – 0.4*24 – 5 = 376.4 KN/m

❖ **Design of Footing Area:-**

Allowable soil pressure = 400 KN/m^2
Area (A) = Total Weight / Soil Pressure(net)
= (D.L + L.L) / Soil Pressure(net)
= (104.93 + 92.49)/ 376.4
= 0.524 m^2
Try 1m * 1m Area = 1 m^2
Select Foot Geometry 1*1 m^2

For the design of the reinforced concrete member factored load must be used :
Pu = 273.9 KN
Pnet (factored) = Pu/ Area = 273.9 /1 = 273.9 KN/m^2

❖ **Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:-**

Assume h = 40 cm ….. d = 400-75-20 = 305 mm

***Check for one way shear strength**

$$Critical\ \ Section\ \ at\ \ \frac{a}{2}+d$$

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.35}{2}+0.305=0.48m$$

$$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$$

$$Vu=273.9*(\frac{1.0}{2}-0.48)*1.0=5.478KN$$

$$\text{¤}.Vc=\text{¤}.(\frac{1}{6}*\sqrt{fc'}*b_w*d)$$

$$\text{¤}.Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1000*305=186.77Kn$$

$$\text{¤}.Vc=186.77KN>Vu=5.478KN$$

$$\therefore\ \ Safe$$

***Check for two way shear action (punching)**

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

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d$$

Where:

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{35}{30} = 1.17$$

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

$$b_o = 2(d+a)+2(d+a) = 2(30.5+35)+2(30.5+30) = 252cm$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.17}\right)*\sqrt{24}*2520*305 = 1275.23Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.305}{2.6}\right)*\sqrt{24}*2520*305 = 1104.26Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*2520*305 = 941.34Kn$$

$¤.V_C = 941.34Kn$ ..... *Control*

$Vu_C = Pu - FR_b$

$FR_b = \pm_{bu} * area\ \ of\ \ critical\ \ section$

$Vu_C = 273.9 - [273.9*(0.35+0.305)*(0.3+0.305)] = 256.21KN$

$¤.Vc = 941.34Kn > Vu_C = 256.21Kn.....$ *satisfied*

❖ Design for Bending Moment

Mu =273.9 * 0.325 * 0.325 /2 = 14.47 KN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{14.47*10^{-3}/0.9}{1.0*(0.305)^2} = 0.173\ N/mm^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(0.173)}{420}}) = 0.0004$$

$As_{req} = 0.0004\ (1000)\ (305) = 122\ mm^2$

$As_{req} = 122\ mm^2$ control

$°_{min} = 0.0018$

$A_{s\ min} = 0.0018\ (1000)\ (400) = 720\ mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 720/113 = 6.37

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 12}$ = 113 mm²

Use 8Φ 12 As provided = 904 mm² (in both direction)

❖ Check for yielding:-

Tension = Compression

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

$904 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 1.0 * a$

$a = 0.019\ m$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{19}{0.85} = 22.35\ mm$$

$$£_s = \frac{305 - 22.35}{22.35} * 0.003 = 0.038$$

$£_s = 0.038 > 0.005$ ..... *OK*

❖ **Development Length (L_d):-**

Category (A), item 2 applies,

Ld= $\left(\frac{fy}{2\sqrt{fc'}} \sim \times \quad \times ¥ \times db \right)$

Ld= $\left(\frac{420}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 \right)$ =51.44 cm

Ld= $0.24 \frac{fy}{\sqrt{fc'}} db \times 0.7 = 0.24 \frac{420}{\sqrt{24}} 1.2 \times 0.7 = 17.28cm$

Available Ld = 400-75 = 325 mm

❖ **Check transfer of load at base of column:**

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.65(0.85)(24)(35*30)*10^3 = 1392.3kN$ > Pu = 273.9KN.

Since ΦPn>Pu.

∴ **Dowels are not required for load transfer.**

But use the minimum reinforcement of dowels:

As= 0.005* 350*300 = 525 cm^2

# of bars = As/ As_{bar} = 525/79 = 6.65

* Note $A_{\Phi 10}$ = 79 mm^2

Use 6 Φ 16 dowels A_s Provided = 402 mm2

4-12 Design of Strip Footing:

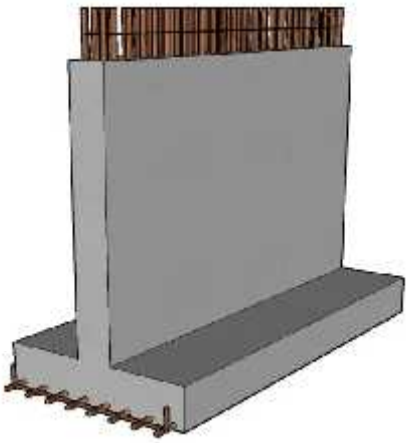


Fig (4–12) Strip Footing Model

4.12.1 Load Calculation :

Weight of wall (D.L.) = (height) Thickness ∗ 1m wide ∗ γ_c

D.L $_{total}$ = 0.35*24*6.2*1=52 KN

Factored dead load = pu = 1.4 * D.L=1.4*52=72.8 KN

Let h=20 cm

Effective depth = d=200-75-20=105 mm

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

$Q_{allowble\ net}$ = 400 - 0.2*24= 395.2 KN

4.12.3Determine the Footing Width:

$$\text{Area of foundation} = \frac{DL}{allowable\ \text{soil pressure net}} = \frac{52}{395.2} = 0.13\ \text{m}$$

Assume area= 50cm

Area of foundation = 1* b = 0.5 m

Select b= 50 cm²

$$\text{Qu} = \frac{pu}{\text{area of fondation}} = \frac{72.8}{0.5*1} = 145.6\ \text{KN/m2}$$

4.12.4 Design of shear(one way shear):

Vu=1*(0.075-0.105)*145.6=4.37 KN

$$\Phi V_c = ¤\frac{1}{6}\sqrt{f_{c'}}b_w d$$

$$\Phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1 * 0.105 = 64.3KN$$

ΦV_c>Vu ➔ok

4.12.5 Determine Reinforcement for Moment Strength:

$$\text{Mu} = \frac{145.6 \times 0.075^2}{2} = 0.41KN.\text{m}$$

$$\Rightarrow \text{Mu} = 0.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{.41/0.9 \times 10^{-3}}{1 \times 0.105^2} = 0.04$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{400}{0.85 * 24} = 19.6$$

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

$$° = \frac{1}{19.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.6 \times 0.04}{420}}\right) = 0.000095$$

$$As_{\text{Req.}} = ° * b * d = 0.000095 * 1000 * 105 = 9.975mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360mm^2$$

$$\therefore As = 360mm^2$$

$$\#\text{ of bars} = \frac{360}{154} = 2.4$$

$$3\Phi 14 ... As_{\text{Provided}} = 462mm^2 > 360mm^2 .....ok$$

$$space = \frac{100}{3} = 33cm$$

Select Φ14@30cm

- Check of strain
  Tension = Compression

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

$462 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 9.51mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{9.51}{0.85} = 11.2mm$

$£_s = \frac{105 - 11.2}{11.2} * 0.003 = 0.025$

$£_s = 0.025 > 0.005 \quad .....OK$

4.12.6 Design of Secondary Bottom Reinforcement

As_{min} for shrinkage & temperature

$As_{min} = 0.0018 * b * h$

$As_{min} = 0.0018 * 1000 * 200$

$As = 462mm^2$

Select Φ14 @ 30 with $A_{s\ prov.}$ = 4.62 mm².

4.12.7 Development length of main reinforcement:

For Φ14 bars db=1.4 cm :

$0.24 * fy * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 19.2cm$

So a standard hook of (25 cm) must be used to provide Ld.

4.12.8 Design of dowels bars :

As min_{req} = 0.0012 * 1000 * 105= 126mm²

Use longitudinal shear wall bars

Use ¤ 12@35 cm

$$Ld = \frac{fy}{2\sqrt{fc'}} a. \quad ¥.d_b$$

For ¤14 *bars*

$$Ld = \frac{420}{2\sqrt{24}} 1*1*1*1.2$$

$$Ld = 51.44 \geq 15cm$$

$$Available\ \text{Ld} = 35 - 7 = 28\text{cm} \leq 51.44\text{cm}$$

$$0.24 * fy * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{fc'}} = 19.2cm$$

So a standard hook of (25 cm) must be used to provide Ld.

4.12.9 Strip Footing Detail:-

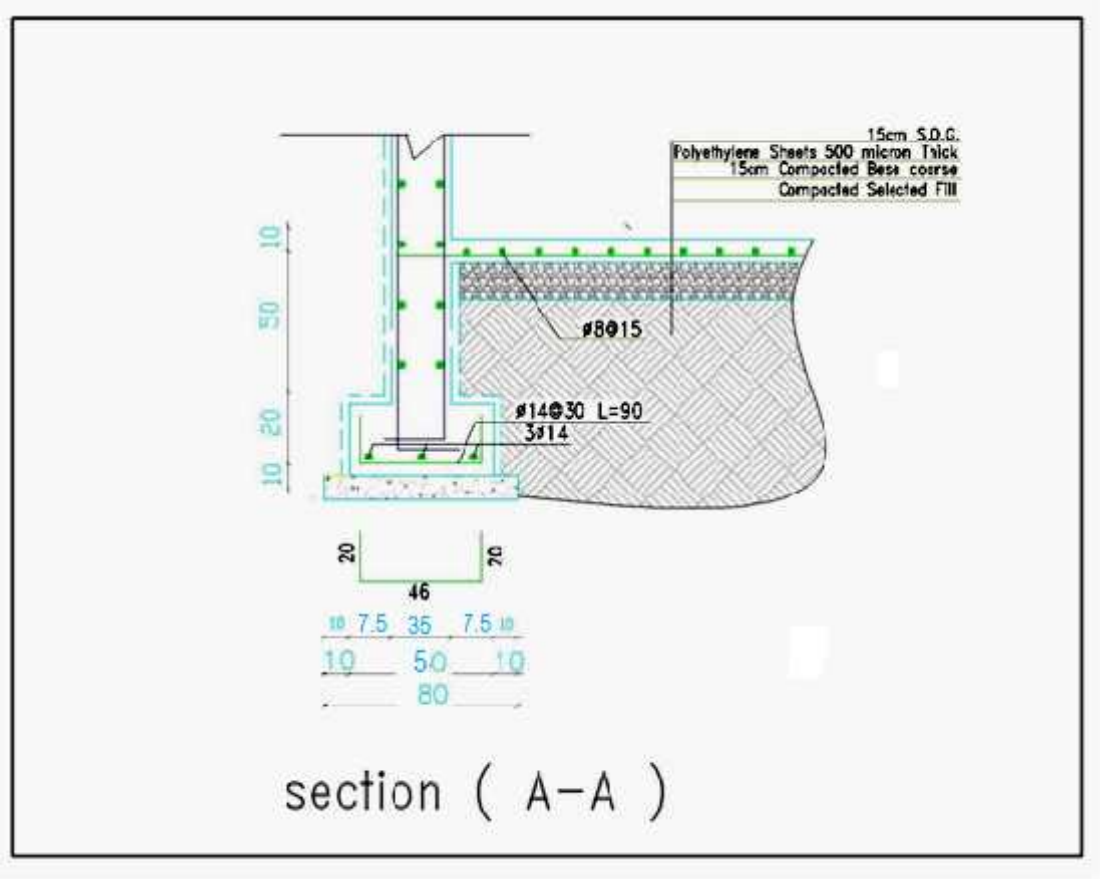


Fig.(4.13): Strip footing detail.

4-13 Design of Mehrab foundation

Mat foundation

System :

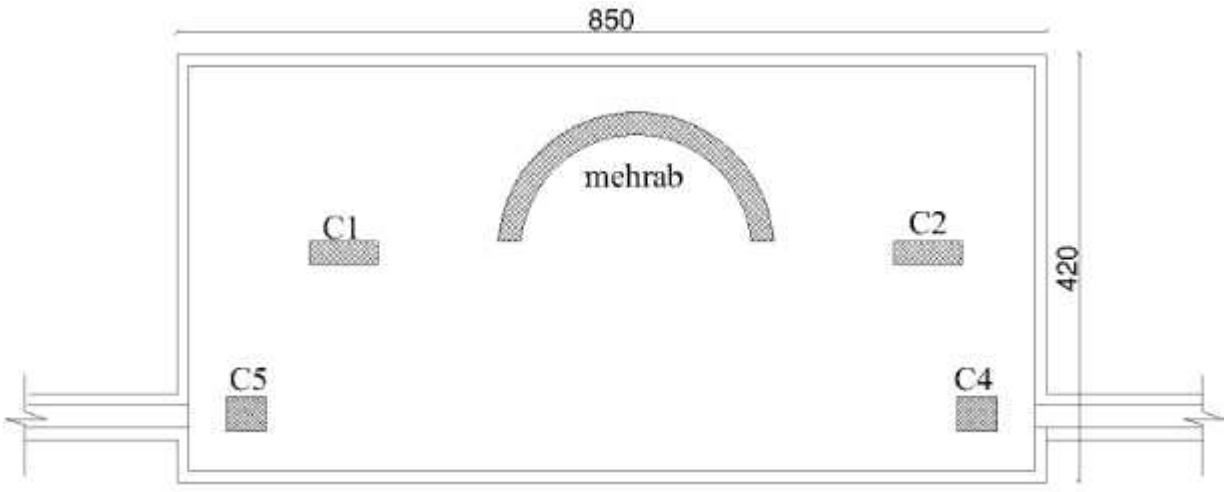


Fig.(4.14): Mat foundation of mehrab.

4.14.1 Load calculations:

(mehrab) self weight = P * D.L

P: parameter of circle

P = 2πr = 2π * 1.5 = 9.42m.

D.L = 0.30*25*4.7= 35.25 KN/m.

(mehrab) self weight = 35.25 * 9.42 = 332.06 KN/m.

Load from columns:

Table(4-3): load of mehrab foundation.

Column name	Dead load	Live load	Total load
C1	28.44	5.3	33.74
C2	28.44	5.3	33.74
C4	78.94	17.68	96.62
C5	75.66	16.95	92.61

Assuming area of mat foundation (8.5m * 4.2m)

4.14.3 Design of bending moment

By using the SAFE software to analyze the foundation, the reinforcement result is as in the following chart:

Top Bar (envelope) direction 1

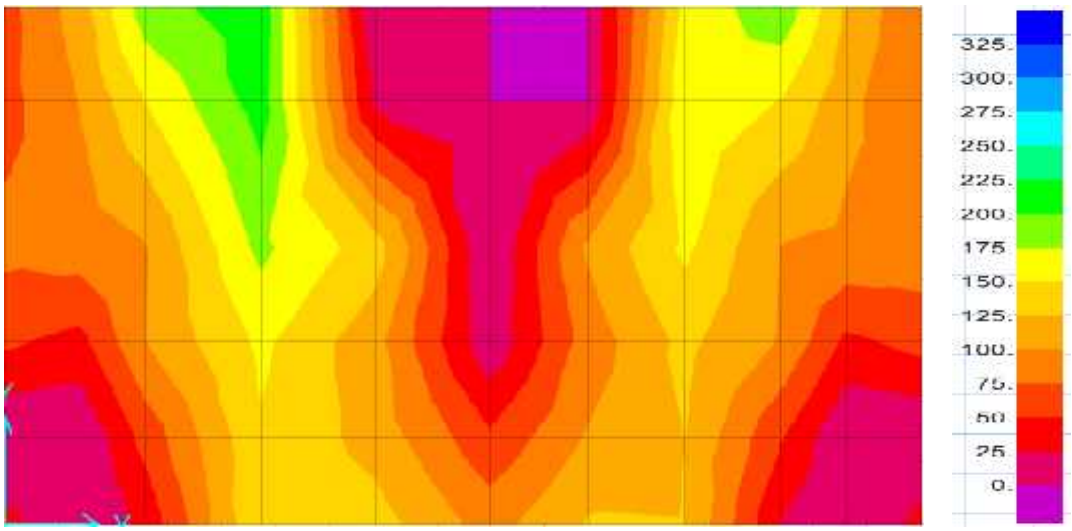


Fig.(4.15): Top bar reinforcement of mehrab in direction(1)

Bottom Bar (envelope) direction 1

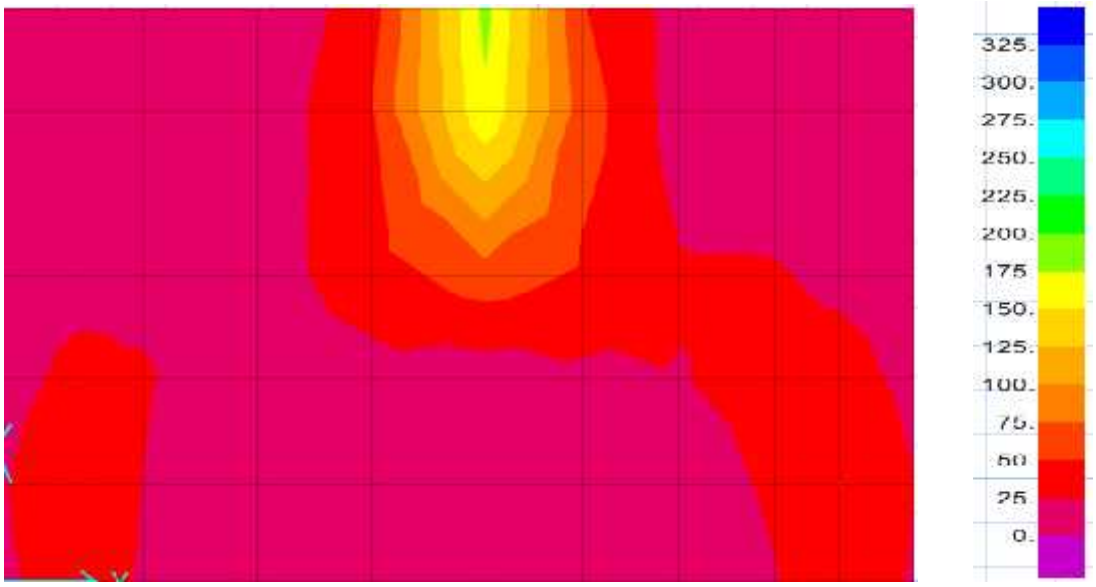


Fig.(4.16): Bottom bar reinforcement of mehrab in direction(1)

Top Bar (envelope) direction 2

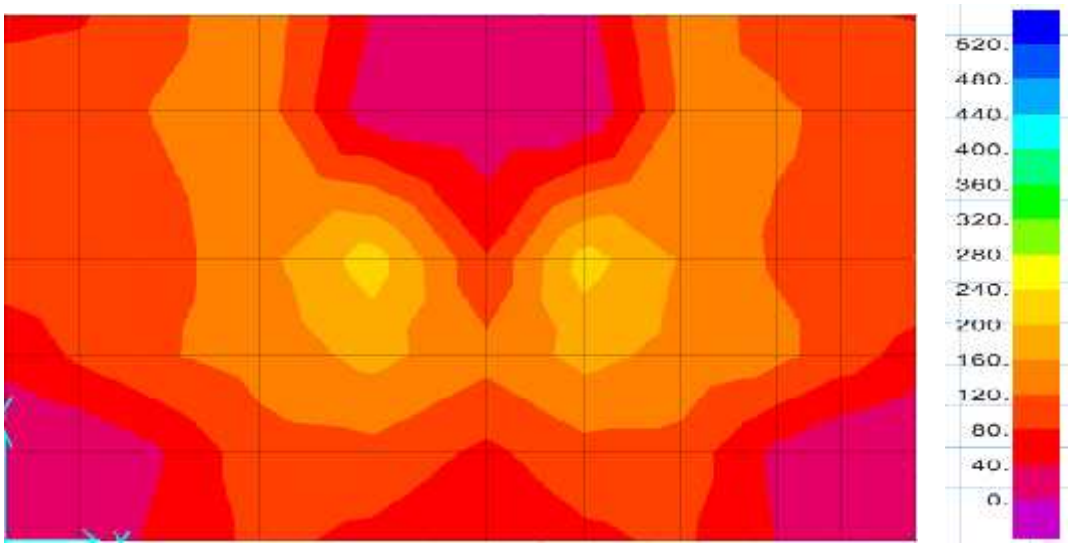


Fig.(4.17): Top bar reinforcement of mehrab in direction(2)

Bottom Bar (envelope) direction 2

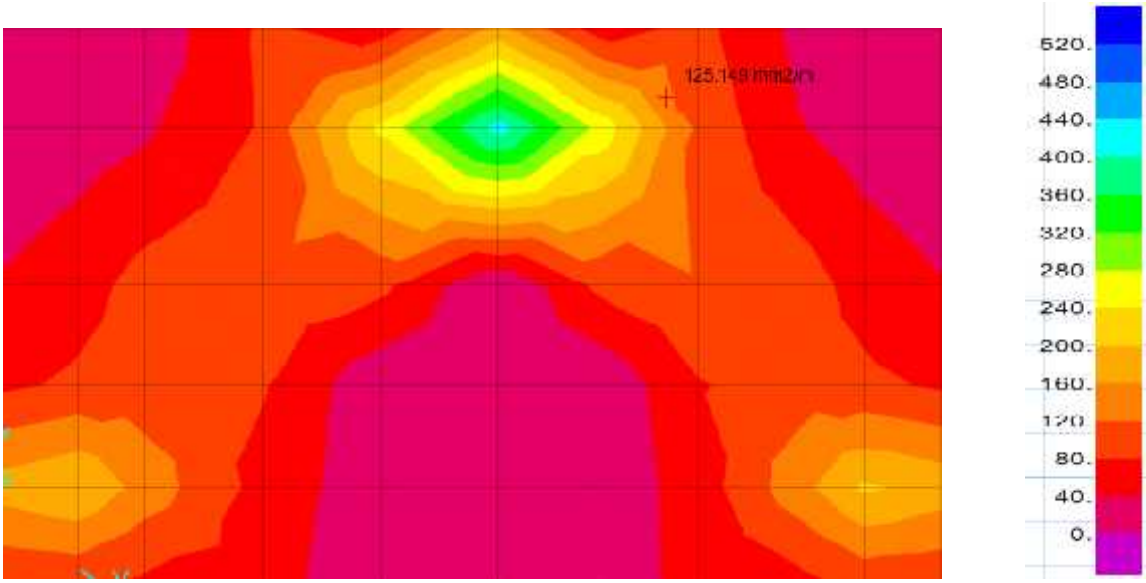


Fig.(4.18): Bottom bar reinforcement of mehrab in direction(2)

According to chart reinforcement:

- **Direction 1 bottom Φ12@20 cm c/c.**
- **Direction 2 bottom Φ12@15 cm c/c.**
- **Direction 1 top Φ12@20 cm c/c.**
- **Direction 2 top Φ10@20 cm c/c.**

4-14 Design of The Dome :

- Analysis:

Assumed h=15cm.
R=3.25m
By using "Membrane theory of shell":-

❖ Self weight:

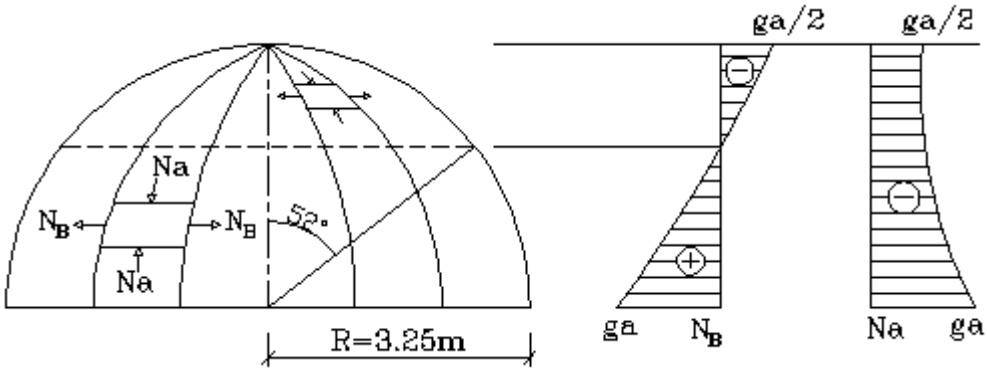


Fig.(4.19): Analysis self weight of shell element.

Dead load:
Self weight=0.15*24.5=3.675 kN/m2
Plaster=0.02*22=0.44 kN/m2
∑Dead load (g) = 4.115 kN/m2

$$N_{\sim} = -\frac{ga}{\cos\sim + 1}$$

$$N = a(-g\cos\sim + \frac{g}{\cos\sim + 1})$$

❖ Pressure(Snow):

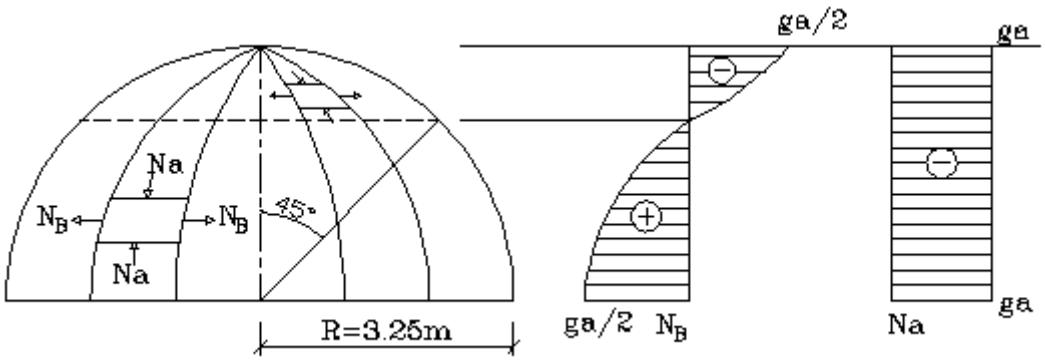


Fig.(4.20): Analysis snow load of shell element.

$$N_{\sim} = -\frac{ga}{2}$$

$$N_{} = -\frac{ga}{2}\cos 2\sim$$

❖ Determine the reaction support on the foot of the shell:

$$A_{V,D.L} = N_{\sim}(D.L, \sim = 90) = g.a = 4.115 * 3.25 = 13.37\,kN/m$$
$$A_{V,L.L} = N_{\sim}(L.L, \sim = 90) = q_s.a = 1.225 * 3.25 = 4\,kN/m$$

❖ Reaction on the slab:

$$D.L_{Total} = 13.37 + 0.2 * 2.75 * 24.5 = 26.8\,kN/m$$
$$L.L_{Total} = 4\,kN/m$$

❖ Point load on beams(A,B,C,D):

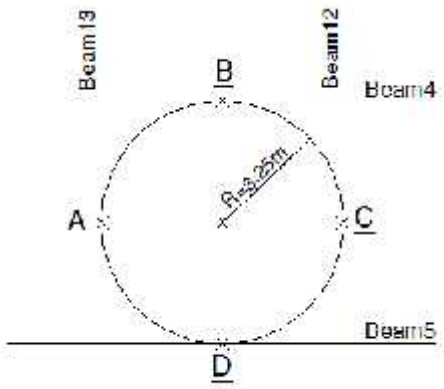


Fig.(4.21): Distributed dome load on beams.

Resultant force from load on beams = load*Perimeter

$Perimeter = 2®r = 2® * 3.25 = 20.41m$

$D.L = 26.85 * 20.41 = 548\ kN$

$L.L = 4 * 20.41 = 81.64\ kN$

Load o (A, B, C, D):

$D.L = 548 / 4 = 137\ kN$

$L.L = 81.64 / 4 = 20.41\ kN$

- Design of the Dome:-

$$N_{,DL} = g.a = 4.115 * 3.25 = 13.37kN$$

$$N_{,LL} = \frac{ga}{2} = 1.225 * 3.25 = 1.99$$

Tension band at the foot of the dome:

$$Tu = 1.2D.L + 1.6L.L$$

$$Tu = 1.2 * 13.37 + 1.6 * 1.99 = 19.229k$$

$$As_{req.} = \frac{Tu}{¤.fy} = \frac{19.229}{0.9 * 42}$$

$$As_{req.} = 0.51cm^2$$

Selected:

- 4 Φ 12/15cm at base of dome (Top & Bottom).
- Φ12/30cm at rest of the dome (Top & Bottom).
- Φ12/30cm for meridional reinforcement (Top & Bottom)

4-15 Design of Minaret:-

❖ **System :-**

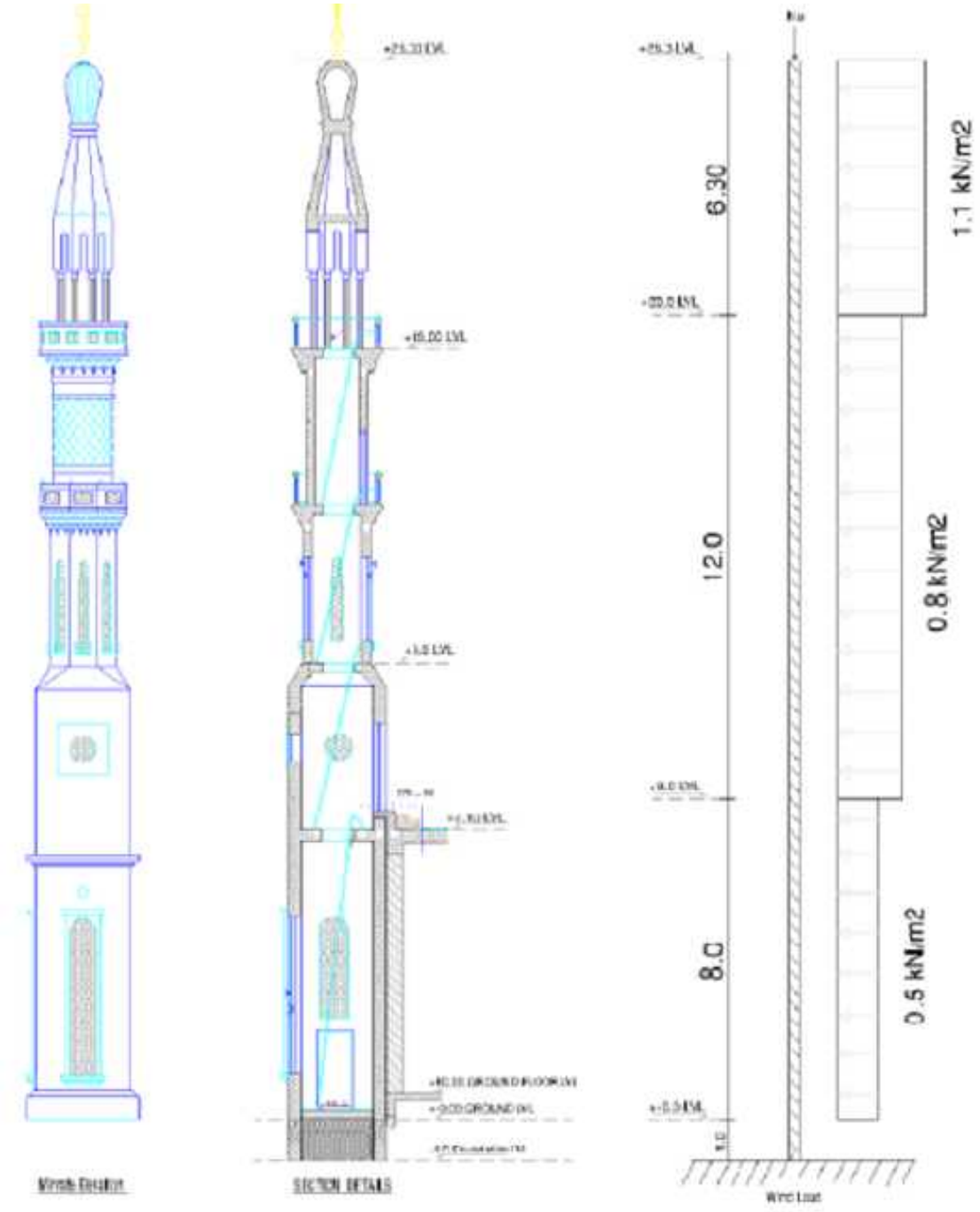


Fig.(4.22): System and load of minaret.

❖ Loading :-

- Wind load according to German-Code DIN 1055,74(8.86)

$0 < h \leq 8m$ ➔ $q = 0.5\ kN/m^2$
$8 < h \leq 20m$ ➔ $q = 0.8\ kN/m^2$
$20 < h \leq 100m$ ➔ $q = 1.1\ kN/m^2$

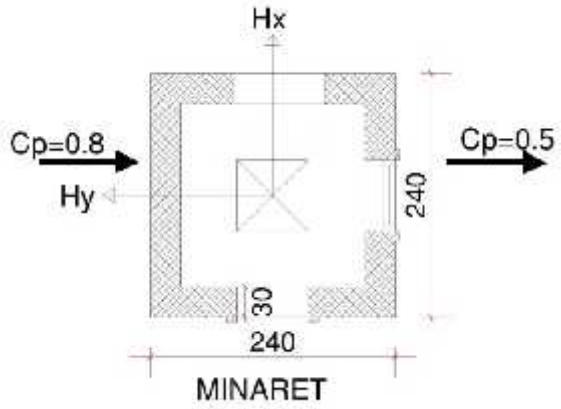


Fig.(4.23): Distributed wind load on minaret.

$C_f = 0.5 + 0.8 = 1.30$

Wind load ➔ $W = C_f * q$
$W_1 = 1.3 * 0.5 = 0.65$
$W_2 = 1.3 * 0.8 = 1.04$
$W_3 = 1.3 * 1.1 = 1.43$

❖ Horizontal Load and Moment on the wall-foot

⇒ Horizontal load:
$Hx = Hy = C_f * d * q * L$
$= (1.3*2.4*0.5*8) + (1.3*2.4*0.8*12) + (1.3*2.4*1.1*6.3)$
$= 64.05\ kN$

$Hu_{(x)} = Hu_{(y)} = 1.6 * 64.05 = 102.5\ kN$

⇒ Moment load:

Mx=My = (1.3*2.4*0.5*8)(1+8/2) + (1.3*2.4*0.8*12)(9+12/2)
+ (1.3*2.4*1.1*6.3)(9+12+6.3/2) = 1033.86 kN.m

$Mu_{(x)}=Mu_{(y)}$ = 1.6 * 1033.86 = 1654.176 kN.m

2 walls must take the Mu = 1654.176 kN.m

➔ every wall take Mu/2 = 1654.176/2 = 827.0 kN.m

- Self weight of the construction

Nu (vertical load)

N = t.h.b.γ

Area = h.b

Total area of minaret = 180.85 m^2

Area of spacing = 27.6

Area of reinf. wall =180.85-27.6 = 153.25 m^2

N = 0.3 * 153.25*24.5 = 1126.38 kN

Nu = 1.2*1126.38 = 1351.656 kN

4-16 Design of the minaret walls:

- **Material :-**

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

- **Section :-**

  b=30 cm . wall thickness
  h = 2.4 m . wall width
  d= 2400-20-10-20/2= 2360mm = 2.36m
  hw=26.3m height

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$Rn = \frac{Mu \quad / ¤}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{827 * 10^{-3} / 0.9}{2.4 * (2.36)^2} = 6.87 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(6.87)}{420}}) = 0.0208$$

As =ρ * b * d = 0.0208 * 300 *2360 = 14726.4 mm²

""Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$ ……..(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(300)(2360) = 2064.57 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(300)(2360) = 2360 mm^2 \qquad \text{(control)}$$

$A_{s\ req}$ =14726.4 mm² > $A_{s\ min}$ =2360 mm²

$\Rightarrow$ Note $A_{\Phi 20}$ =314mm²

Select bars Φ 20 @15 cm .

⇒ **Use stirrups Φ 12 @ 15 cm .**

4-17 Design of mat foundation of minaret

❖ **System**

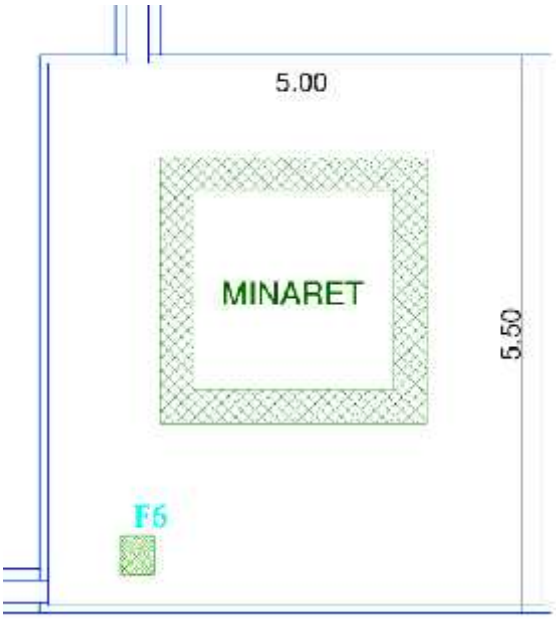


Fig.(4.24): Mat foundation of minaret.

4.14.2 Load calculations:

Moment Mu = 1654.176 kN.m

Load from columns:

Table(4-4): Load of minaret foundation.

Column name	Dead load	Live load	Total load
C17	36.23	7.80	44.00

Soil subgrade modulus = 48000 kN/m3

Assuming area of mat foundation (5.0m * 5.50m)

4.14.3 Design of bending moment

By using the SAFE software to analyze the foundation, the reinforcement result is as in the following chart:

Top Bar (envelope) direction 1

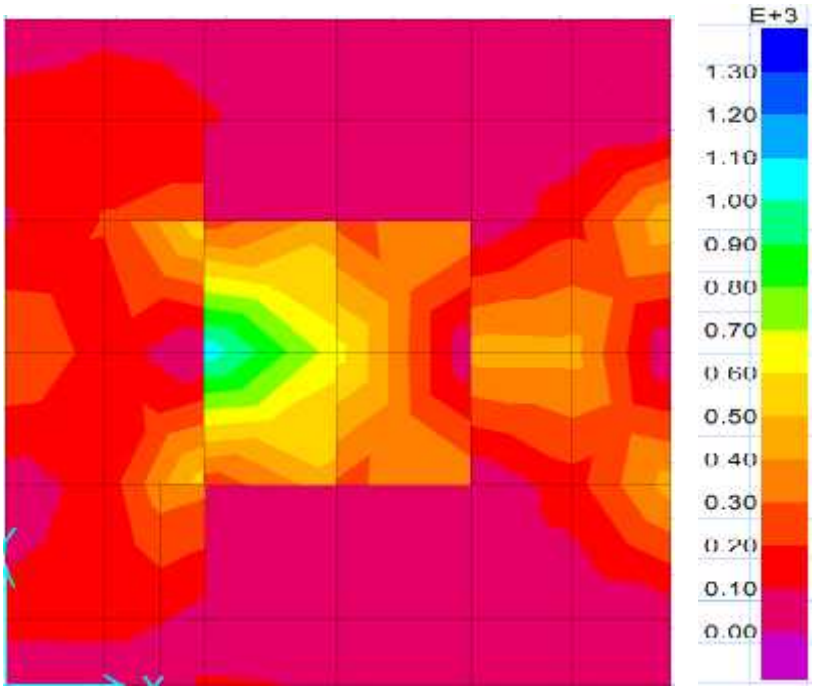


Fig.(4.25): Top bar reinforcement of minaret in direction(1)

Bottom bar (envelope) direction 1

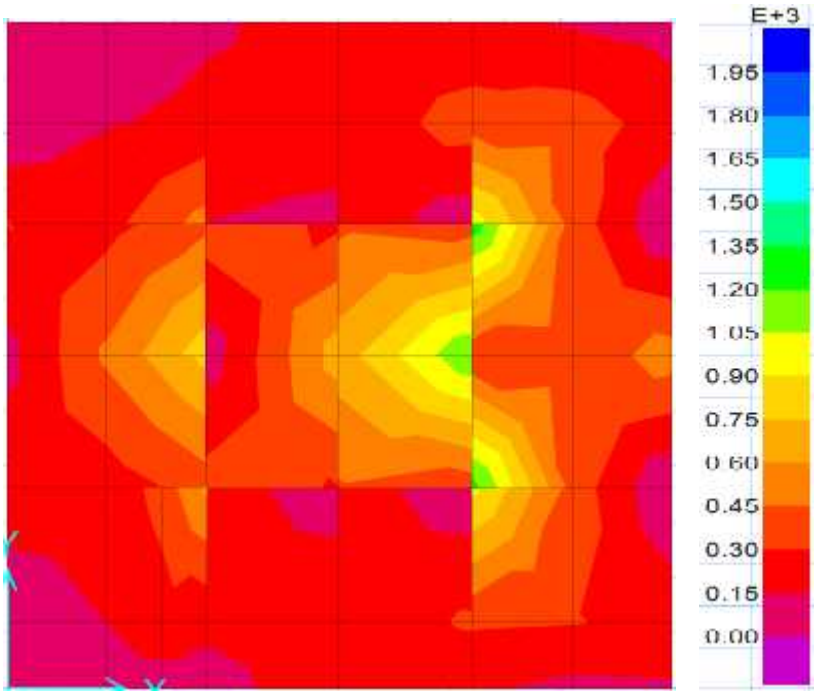


Fig.(4.26): Bottom bar reinforcement of minaret in direction(1)

Tob bar (envelope) direction 2:

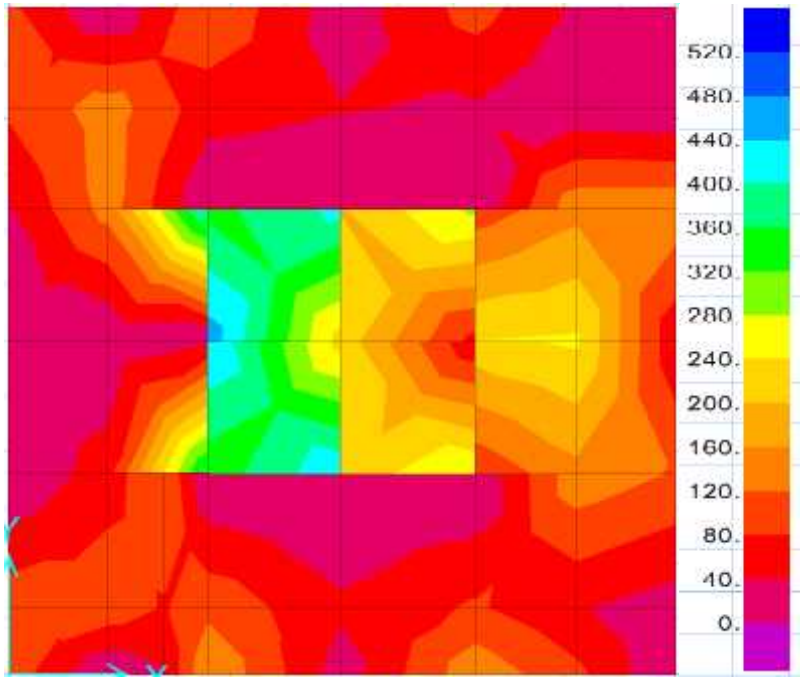


Fig.(4.27): Top bar reinforcement of minaret in direction(2)

Bottom bar (envelope) direction 2:

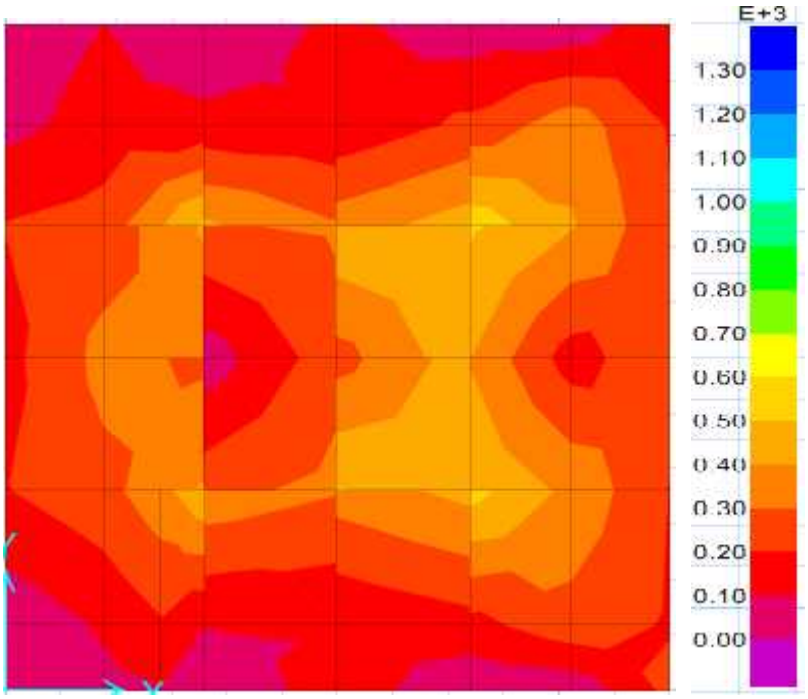


Fig.(4.28): Bottom bar reinforcement of minaret in direction(2)

According to chart reinforcement:

- **Direction 1 bottom Φ16@20 cm c/c.**
- **Direction 2 bottom Φ 20@20 cm c/c.**
- **Direction 1 top Φ 20@20 cm c/c.**
- **Direction 2 top Φ 12@20 cm c/c.**

الفصل الخامس

النتائـــج

1.5 المقدمه :

في هذا المشروع تم الحصول على المخططات المعمارية الكاملة للمسجد، بعد دراسة المخططات المعمارية بشكل دقيق تم إعداد المخططات الإنشائية الشاملة لمبنى "مسجد السلام".

تم إعداد كافة المخططات الإنشائية لكافة التفاصيل في المشروع من عقدات والجسور وأعمدة والقبة والمآذنة والاساسات وغيرها ..

2.5 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 موقع الامام والوضوء نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Solid Slab) في تصميم المسجد، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) في بعض المواقع في بناء المسجد نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.

5. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

6. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

7. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

AUTOCAD 2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

SAFE 12.3: تصميم الإنشائي للعقدة المصمتة باتجاهين

ETABS : تصميم الانشائي للمآذنة

(Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

3. 5 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.

١. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

٢. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

٣. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.

٤. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.

المصادر والمراجع:

1. American Concrete Institute (A.C.I.) , **Building Code Requirement for structural concrete (ACI - 318M – 02).**
2. **Uniform Building Code (UBC-97).**
3. **Germanic Building Code.**

٤. مجلس البناء الوطني الأردني، كود البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى ،عمان ،الأردن، 2006م.

٥. مشاريع تخرج سابقه :مشروع التصميم الانشائي لمكتبه جامعة بوليتكنك فلسطين، ومشروع التصميم الانشائي لمجمع تجاري.