

# جامعة بوليتكنك فلسطين



## كلية الهندسة والتكنولوجيا

### دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

#### هندسة المباني

#### مشروع تخرج

#### اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمتحف " الكارثة " في مدينة بيت لحم

#### فريق العمل :

سماح حميدات

زكريا عمرو

عمران شاهين

ضياء حريبات

عيسى أبو شرخ

#### توقيع المشرف :

.....

#### توقيع اللجنة الممتحنة :

.....

#### توقيع رئيس الدائرة :

.....

## الإهداء

وتهفو النفوس إلى أن تُهدي ....  
لثودع فيما تُهدي قطعة منها....  
وتُحس أنها متجهة إلى هناك....  
إلى صمود الجد .... وسمو الأمل ...  
وإصرار الإرادة التي لا تكل

إلى الأرض التي أحببناها .... الأرض التي باركها الله .... إلى مسرى خاتم الأنبياء عليه الصلاة والسلام  
.... إلى فلسطين الحبيبة.

إلى أولئك ...

وشعور الواجب المتدفق نحوهم ....  
واشتياق الاتصال الدائم بهم ....  
والحنين المحرق للالتقاء بهم ....  
إلى من هم أكرم منا جميعا .... إلى الشهداء...

ثم هذا الجيل الصاعد...

إلى الشباب في ربوعه  
حيث لزام الانتماء الأصيل  
يشدنا أن نقف دوما معه.... بالتقدير والعرفان

إلى أساتذتنا الأفاضل الذين علمونا أن الشمعة لا تحترق لتذوب.... بل لتتير الدرب للآخرين.

إلى النبع إلى الفيض إلى الدمع الصبّاب من عينيها.... إلى نورها المشع.... إلى الأم الحنون.

إلى من علمني النجاح والصبر ... إلى من علمني أن أثار لأصل ... إلى الوالد الحاني

إلى الذين عشنا معهم أجمل أيام العمر و عرفنا معهم معنى السعادة والاخوة ... إليكم أصدقائي وزملائي.

إلى الأحبة الذين علموني معنى التضحية والإيثار ... إليكم أخوتي .

إلى الإخوة .... إلى الأهل .... إلى الأحبة ....

إليكم جميعا أحببتنا نهدي هذا الجهد المتواضع

## الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولاً، كما يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من ساهم في رعاية هذا المشروع وأنبث ينعه وزاد حصاده إلى الشكل الذي هو عليه، إلى:

- جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة والتكنولوجيا، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج الأجيال وبناء الغد.
- جميع الأساتذة بالجامعة ونخص بالذكر الدكتور بلال المصري ، الذي بذل الجهد النفيس للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.
- مكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم في توفير الكتب الخاصة بالمشروع.
- لكل من قدم العون وكانت سواعده سواعداً ولم يبخل بالمساعدة بأي شيء.

## التصميم الإنشائي لمتحف " الكارثة " في مدينة بيت لحم

### ملخص المشروع :

تتلخص فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لمتحف في مدينة بيت لحم تحديدا في بلدة زعترة ، وهذا المبنى الذي سيتم تصميمه هو جزء من مجموعة من المباني مجتمعة مع بعضها لتشكل متحف "أرض الذاكرة الفلسطينية " يتكون المبنى من خمسة طوابق تقدر مساحتها الكلية ب ١٣٥٥٢ متر مربع.

وقد تم الاعتماد في التصميم على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي ( ACI-318 )، وتم استخدام بعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل E-tabs /safe/ ATIR/ AutoCAD وغيرها من البرامج. ومن الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، وتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، وسيضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

## **ABSTARCT**

The idea of this project revolves around the Structural design of Musuem in the city of Bethlehem , specifically in the town of Za'atara, and this building will be designed , which is part of a group of buildings combined with each other to form a museum "Memory of Palestinian land."

The building consists of five floors with a total estimated area of 13,552 square meters.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads, the structural design, and details for each element. ACI 318-14, Jordanian loads code 2006, and some engineering programs "Etabs, Atir, Safe and Autocad " were used in the design of the structures.

## فهرس الأشكال والصور

رقم الصفحة	الوصف	الرقم
7	موقع قطعة الأرض بالنسبة لمركز مدينة بيت لحم	2.1
8	طريقة الوصول للموقع من مدخل مدينة بيت لحم	2.2
8	أهم المعالم المحيطة بالموقع	2.3
9	سمات سطح الأرض في الموقع	2.4
10	لقطة منظورية لقطعة الأرض من الحدود الجنوبية الشرقية	2.5
11	معدلات الحرارة السنوية بالدرجات	2.6
12	الرياح المختلفة التي تهب على الموقع	2.7
12	تصريف المياه داخل الموقع	2.8
13	مقاطع توضح الفكرة التصميمية	2.9
14	الفكرة التصميمية وانسجام الموقع بما حوله ويوضح مسار الحركة الذي تتخلله الساحات الرئيسية	2.10
14	بداية الفكرة التصميمية وكيفية ربط الساحات والمدرجات بالمباني	2.11
15	الفكرة التصميمية لمتحف الكارثة	2.12
16	لقطة منظورية لمتحف الكارثة	2.13
16	لقطة منظورية للمدخل الرئيسي للمتحف	2.14
17	مسقط طابق التسوية	2.15
17	مسقط الطابق الأرضي	2.16
18	مسقط الطابق الأول	2.17
19	مسقط الطابق الثاني	2.18
20	مسقط الطابق الثالث	2.19
21	مسقط للقبة	2.20
21	الواجهة الغربية	2.21
22	الواجهة الشمالية	2.22
23	Section B-B	2.23
27	حمل الرياح على المبنى	3.1
28	حمل الثلوج على المبنى	3.2
29	بعض العناصر الإنشائية في المبنى	3.3
30	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	3.4

31	عقدات العصب ذات الاتجاهين	3.5
31	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	3.6
32	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	3.7
33	أشكال الجسور المدلاة و المسحورة	3.8
33	أحد أشكال الأعمدة	3.9
34	جدار القص	3.10
34	الأساس المنفرد	3.11
35	الدرج	3.12
36	القبة	3.13
37	فواصل التمدد بالمبنى	3.13
40	One way rib slab	4.1
42	Topping of slab	4.2
44	Rib location in basement floor slab	4.3
45	Geometry of rib R2-BF	4.4
45	Loading of rib R2-BF (KN/m).	4.5
46	Moment and Shear Envelop for rib R2-BF	4.6
56	reinforcement of rib R2-BF	4.7
57	Beam location in ground floor slab	4.8
57	support reactions of the rib RG – 5 (KN)	4.9
58	support reactions of the rib RG – 6 (KN)	4.10
58	Geometry of Beam BG-8	4.11
59	Loading of Beam-(KN/m).	4.12
59	Moment and Shear envelop for Beam BG-8	4.13
67	reinforcement for beam BG-8	4.14
68	Location of solid slab in ground floor slab.	4.15
70	Moment/shear Envelope of one way solid slab	4.16
72	Envelope moment/shear diagram for solid slab	4.17
75	cross section in column C20	4.18
75	Stair plan	4.19

77	structural system of flight 2	4.20
79	structural system of flight 1	4.21
80	shear diagram of flight 2	4.22
82	Loads on Basement wall	4.23
83	Envelope diagram of Basement Wall.	4.24
85	Reinforcement for Basement Wall	4.25
86	Shear force and moment in the shear wall	4.26
91	Loads in isolated footing	4.27
98	Reinforcement detailing of the isolated footing	4.28
99	Loads in combined footing	4.29
107	Dome Elevation	4.30
108	The resulting section of the analysis and design	4.31



## فهرس الجداول

رقم الصفحة	الوصف	الرقم
4	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٧\٢٠١٦)	1.1
26	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	3.1
26	الأحمال الحية	3.2
27	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	3.3
40	Calculation of the total dead load for one way rib slab-museum	4.1
42	Calculation of the total dead load for Topping- museum	4.2

## لائحة المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
• صفحة الغلاف	X.....
• الاهداء.....	X.....
• الشكر والتقدير.....	X.....
• ملخص المشروع.....	X.....
• Abstract	X.....
• فهرس الأشكال والصور.....	X.....
• فهرس الجداول.....	X.....
• لائحة المحتويات x	.....
• List of abbreviation	VX.....
• الفصل الأول – المقدمة	1.....
• 1.1 المقدمة.....	2.....
• 1.2 مشكلة المشروع.....	2.....
• 1.3 أسباب اختيار المشروع.....	2.....
• 1.4 أهداف المشروع.....	3.....
• 1.5 المسلمات	3.....
• 1.6 حدود مشكلة المشروع.....	3.....
• 1.7 فصول المشروع.....	3.....
• 1.8 إجراءات المشروع.....	4.....
• 1.9 الجدول الزمني للمشروع.....	4.....
• الفصل الثاني – الوصف المعماري للمشروع	5.....
• 2.1 مقدمة	6.....
• 2.2 لمحة عن المشروع.....	6.....
• 2.3 تحليل موقع المشروع	6.....
• 2.3.1 مطابقة الموقع للمعايير التخطيطية.....	7.....
• 2.3.2 التحليل العمراني.....	7.....
• 2.3.3 التحليل البيئي.....	9.....
• 2.4 تصميم المشروع	13.....
• 2.4.1 الموقع العام	13.....

- 15..... 2.4.2 تصميم المتحف •
- 17..... 2.5 وصف المساقط الأفقية •
- 17..... 2.5.1 طابق التسوية: •
- 17..... 2.5.2 الطابق الأرضي: •
- 18..... 2.5.3 الطابق الأول: •
- 19..... 2.5.3 الطابق الثاني: •
- 20..... 2.5.5 الطابق الثالث: •
- 21..... 2.6 وصف الواجهات: •
- 22..... 2.7 وصف الحركة: •
- 24..... الفصل الثالث: الوصف الإنشائي •
- 25..... 3.1 مقدمة •
- 25..... 3.2 هدف التصميم الإنشائي •
- 25..... 3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى •
- 25..... 3.3.1 الأحمال •
- 25..... 3.3.2 الأحمال الميتة •
- 26..... 3.3.3 الأحمال الحية •
- 27..... 3.3.4 الأحمال البيئية •
- 27..... 3.3.4.1 الرياح •
- 27..... 3.3.4.2 الثلوج •
- 28..... 3.3.4.3 الزلازل •
- 29..... 3.4 الاختبارات العملية: •
- 29..... 3.5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى •
- 30..... 3.5.1 العقدات •
- 30..... 3.5.1.1 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) •
- 30..... 3.5.1.2 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab): •
- 31..... 3.5.1.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab): •
- 32..... 3.5.1.4 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab): •
- 32..... 3.5.2 الجسور: •

33.....	3.5.3 الأعمدة:	•
33.....	3.5.4 الجدران الحاملة (جدران القص):	•
34.....	3.5.5 الأساسات:	•
35.....	3.5.6 الأدرج:	•
35.....	3.5.7 القبة:	•
36.....	3.6 فواصل التمدد (Expansions Joints):	•

## 38.....Structural Analysis and Design - الفصل الرابع •

• 4.1 Introduction.....	39
• 4.2 Factored Loads.....	39
• 4.3 Design for Museum.....	39
• 4.3.1 Determination of thickness.....	39
• 4.3.2 Load Calculation.....	40
• 4.3.3 Design of Topping.....	41
• 4.3.4 Design of rib RB-2.....	43
• 4.3.4.1 Design of shear for rib RG-8: .....	46
• 4.3.4.2 Design of Positive Moment:.....	47
• 4.3.4.3 Design of Max Negative Moment for (Rib):.....	52
• 4.3.5 Design of Beam BG-8.....	56
• 4.3.5.1 Design of shear for Beam :.....	60
• 4.3.5.2 Design of Beam of negative moment :.....	61
• 4.3.5.3 Design of positive moment :.....	63
• 4.3.6 Design of one way solid slab .....	68
• 4.3.6.1 Minimum thickness (deflection requirements).....	69
• 4.3.6.2 Load Calculation .....	69
• 4.3.6.3 Analysis .....	69
• 4.3.6.4 Design of max positive moment .....	70
• 4.3.7 Design of column 20 .....	72
• 4.3.8 Design of Stair .....	75
• 4.3.8.1 Determination of Thickness.....	76

- 4.3.8.2 Design of Flight 2 .....76
- 4.3.8.3 Design of Flight 1.....79
  
- 4.3.9 Design of Basement wall .....81
- 4.3.9.1 Load Calculation .....81
- 4.3.9.2 support reaction .....82
- 4.3.9.3 Design of shear .....84
- 4.3.9.4 Design of Bending Moment .....84
  
- 4.3.10 Design of shear Wall.....86
  
- 4.3.11 Design of isolated footing .....90
  
- 4.3.12 Design of steel dome .....106

- الفصل الخامس : النتائج والتوصيات ..... 109
- 110..... 5.1 المقدمة
- 110..... 5.2 النتائج
- 111..... 5.3 التوصيات

## List of Abbreviations

- **A<sub>c</sub>** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A<sub>s</sub>** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A<sub>s̄</sub>** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **A<sub>g</sub>** = gross area of section.
- **A<sub>v</sub>** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **A<sub>t</sub>** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **b<sub>w</sub>** = web width, or diameter of circular section.
- **C<sub>c</sub>** = compression resultant of concrete section.
- **C<sub>s</sub>** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **E<sub>c</sub>** = modulus of elasticity of concrete.
- **f<sub>c̄</sub>** = compression strength of concrete .
- **f<sub>y</sub>** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **L<sub>n</sub>** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **L<sub>w</sub>** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **M<sub>u</sub>** = factored moment at section.
- **M<sub>n</sub>** = nominal moment.
- **P<sub>n</sub>** = nominal axial load.
- **P<sub>u</sub>** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **V<sub>c</sub>** = nominal shear strength provided by concrete.
- **V<sub>n</sub>** = nominal shear stress.

- $V_s$  = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- $V_u$  = factored shear force at section.
- $W_c$  = weight of concrete.
- $W$  = width of beam or rib.
- $W_u$  = factored load per unit area.
- $\Phi$  = strength reduction factor.
- $\epsilon_c$  = compression strain of concrete = 0.003.
- $\epsilon_s$  = strain of tension steel.
- $\epsilon'_s$  = strain of compression steel.
- $\rho$  = ratio of steel area .

# الفصل الأول

## المقدمة

1

---

1.1 المقدمة.

1.2 مشكلة المشروع.

1.3 أسباب اختيار المشروع.

1.4 أهداف المشروع.

1.5 المسلمات.

1.6 حدود مشكلة المشروع.

1.7 فصول المشروع.

1.8 إجراءات المشروع.

1.9 الجدول الزمني للمشروع.



## ١.١ المقدمة

إذا تناولنا بصفة عامة لوجدنا أن الهندسة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة ، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع ان تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية، فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه .

وهندسة المباني هي مجال هندسي يتعامل مع تصميم المنشآت التي تدعم أو تقاوم الأحمال .وعادة ما تعتبر هندسة المباني تخصصا داخل الهندسة المدنية، إلا أنه يمكن دراستها على حدة ،تعنى بدراسة التحليلات النظرية والتصاميم لكافة أنواع المنشآت وتطبيقاتها آخذين بنظر الاعتبار كافة التأثيرات الاستاتيكية والديناميكية وعلاقتها بكافة تأثيرات البيئة من رياح وزلازل وظروف الطقس المختلفة.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ،ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطا وثيقا بأرواح البشر . والمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وآخر رياضي هناك ، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

## 1.2 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمتحف في مدينة بيت لحم تحديدا في بلدة زعترة ،والذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

## 1.3 أسباب اختيار المشروع

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا ،وكذلك اكتساب المعرفة العملية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله .

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو 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.

## 1.4 أهداف المشروع

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

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

## 1.5 المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة. (ACI-318-14)
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل ( Atir, Sap , safe , Etabs )
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word.

## 1.6 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2016-2017 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني. يقع المبنى الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة بيت لحم.

## 1.7 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

- ١- الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه...
- ٢- الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- ٣- الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- ٤- الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- ٥- الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.

## 1.8 إجراءات المشروع

- (1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع.
- (2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان .
- (3) اختيار العناصر الإنشائية وتحديد الأحمال المؤثرة عليها .
- (4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل .
- (5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة .
- (6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي سيتم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

## 1.9 الجدول الزمني للمشروع

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2016\2017)

Week NO. Task	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	
Select project	■	■	■	■																													
Inception report					■	■	■	■																									
Collect information about the project							■	■	■																								
Architectural study of the building									■	■	■	■																					
Structural study of the building										■	■	■	■																				
Prepare the introduction													■	■																			
Display the introduction															■																		
Structural analysis																■	■	■	■														
Structural design																	■	■	■	■	■												
Prepare the project plans																									■	■	■	■	■				
Write the project																													■	■	■	■	
Project presentation																																■	

## الفصل الثاني

### الوصف المعماري للمشروع

# 2

---

2.1 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

2.3 تحليل موقع المشروع.

2.4 تصميم المشروع.

2.5 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

2.6 وصف الواجهات.

2.7 وصف الحركة.

## 2.1 مقدمة

إن الوصف المعماري لأي مبنى حاجة ماسة لنجاحه إذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها، ولأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه ، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين الناحية المعمارية والناحية الإنشائية. ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ، وذلك اعتماد على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة.

## 2.2 لمحة عن المشروع

تتلخص فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لمتحف الكارثة في مدينة بيت لحم تحديدا في بلدة زعترة ، وهذا المبنى هو جزء من مجموعة متاحف متكاملة لتشكل في نهايتها متحف ذاكرة الأرض الفلسطينية. يتكون المتحف من خمسة طوابق تقدر مساحتها الكلية ب 13552 متر مربع.

## 2.3 تحليل موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل. فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

### 2.3.1 مطابقة الموقع للمعايير التخطيطية

من خلال دراسة المعايير التخطيطية للموقع نجد أن موقع قطعة الأرض المخصصة لإقامة المشروع مطابقة للمعايير التخطيطية وتقع قطعة الأرض الى الجنوب الشرقي لمدينة بيت لحم تحديدا بجوار جبل الهيروديون، حيث سيتم تحليل الموقع عمرانياً: الطرق والمواصلات والمعالم الرئيسية في المنطقة والمباني المحيطة والرؤية البصرية، من ثم تحليل الموقع بيئياً: سمات سطح الأرض، حركة الشمس والرياح وتصريف مياه الأمطار.



الشكل: (2.1) يوضح موقع قطعة الأرض بالنسبة لمدينة بيت لحم.

### 2.3.2 التحليل العمراني

1. الطرق والمواصلات: تقع قطعة الأرض في منطقة جبل الهيروديون الذي يقع على احد أهم الشوارع الرئيسية في فلسطين والتي تربط

جنوب الضفة بشمالها ، أي على الطريق الرابط بين الخليل ورام الله والبحر الميت ومدينة أريحا. ويقع هيروديون على بعد 12 كم

(7.5 ميل) تقريبا جنوب القدس، و5 كم جنوب شرق مدينة بيت لحم، والجبل ضمن حدود بلدية زعترة وملاصق لأراضي عرب التعمارة، لذلك تسهّل حركة المواصلات من وإلى الموقع ويسهل الاستدلال عليه.



الشكل : (2.2) يوضح طريقة الوصول للموقع.

2. المعالم الرئيسية في المنطقة وداخل الموقع : يسهل الاستدلال على الموقع لوجود معالم واضحة تتمثل بجبل الهيروديون الشهير.



الشكل : (2.3) يوضح اهم المعالم المحيطة بالموقع.



### 3 . الرؤية البصرية:

تم توضيح تتابع الرؤية البصرية للقادم من شارع الخليل-رام الله إلى الموقع، لأهم المعالم التي يمر بها، ونظراً لأن قطعة الأرض شبه مستوية؛ فالإطلالة من داخل الموقع تولد استمرارية في الصورة البصرية من بداية وحتى نهاية قطعة الأرض تقريباً، كما وتظهر مرتبطة مع المحيط بإطلالة غربية على جبل هورديون، أما بالنسبة للإطلالة الشرقية على بركة البحر الميت، ويحدها من الجنوب كفر الداد، وبعد تحليل إطلالات المشروع، وجد أن إطلالات المشروع الأفضل هي باتجاه الشرق والغرب؛ لذلك يمكن الاستفادة من هذه الإطلالات في توجيه المداخل والمرافق الأخرى.

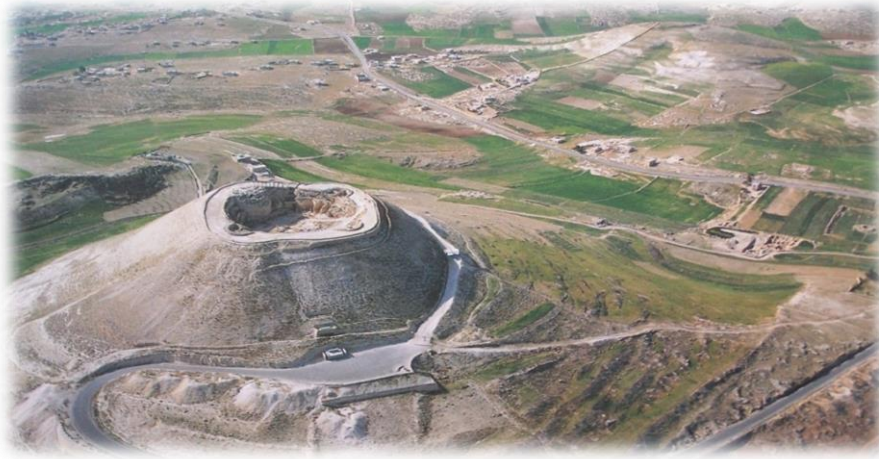
### 2.3.3 التحليل البيئي:

1. سمات سطح الأرض :تمتد قطعة الأرض على مساحة 52000 متر مربع، وينخفض منسوب الأرض تدريجياً باتجاه الشرق على امتداد المساحة، حيث يبدأ من منسوب 223 فوق سطح الارض وينتهي بمنسوب 230 فوق سطح الارض.



الشكل (2.4): يوضح سمات سطح الأرض في الموقع





الشكل (2.5) يوضح لقطة منظورية لقطعة الأرض من الحدود الجنوبية الشرقية

يبين الشكل (2.6) لقطة منظورية تبين قطعة الأرض بالنسبة للبلدة حيث تظهر طريق الوصول للموقع من مدخل زعترة عبر طريق شارع القدس الرئيسي، مروراً بمركز بلدة زعترة ثم الوصول للموقع عن طريق الشارع الرئيسي المؤدي لبلدة زعترة ، ويبين المنظور أهم المعالم الحالية المقامة على قطعة الأرض المتمثلة بالمبنى الرئيسي) مبنى الكارثة (ومتحف التاريخ والتراث وحديقة الامل، أما بالنسبة لكتنور الأرض فيلاحظ أنه ينخفض كلما اتجهنا إلى الشرق.

**2. الشمس:** يصل معدل الإشعاع السنوي في فلسطين الى 3400 ساعة في السنة , ويختلف هذا المعدل من منطقة الى أخرى في فلسطين , وكما يظهر على خارطة فلسطين أن منطقة بيت لحم تقع ما بين ( 195 - 182 ) كيلو سعر حراري لكل سم<sup>2</sup> في السنة.

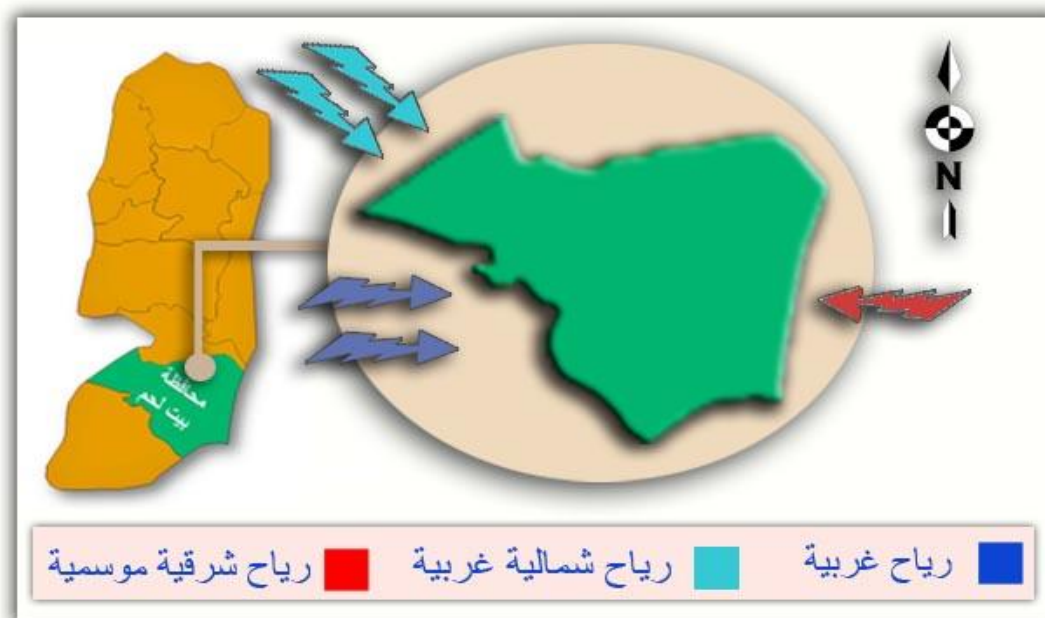


الشكل (2.6) يوضح معدلات الحرارة السنوية بالدرجات

3. الرياح : في فصل الشتاء الرياح الغربية وهي مصاحبة للمنخفضات الشتوية والرياح الشرقية الباردة.

أما في فصل الصيف فالرياح شمالية غربية ورياح شمالية شرقية جافة – حارة.

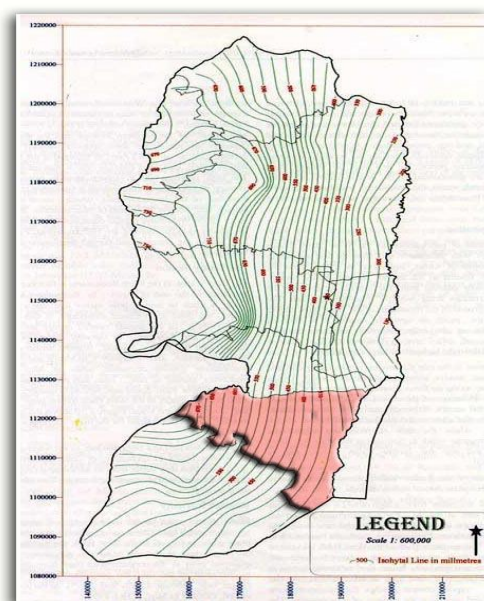
وتتميز الرياح الصيفية بانتظام هبوبها هناك نسيم الجبل والوادي كما تتأثر بيت لحم برياح الخماسين الجنوبية الشرقية الجافة والمحملة بالتراب وتهب في فصل الربيع.



الشكل: (2.7) يوضح الرياح المختلفة التي تهب على الموقع

4 . تصريف مياه الأمطار: معدل الأمطار السنوي في منطقة بيت لحم 650 مل سنويا.

متوسط عدد الأيام المطيرة فيها من 20 إلى 40 يوم في السنة الشكل (5-12) خارطة تبين معدل الأمطار السنوي..



الشكل: (2.8) يوضح تصريف المياه داخل الموقع

## 2.4 تصميم المشروع:

### 2.4.1 الموقع العام

يتضمن الموقع العام عدد من المرافق التي تتمثل بحديقة الامل، ومنطقة الاصاله , ومنطقة الكارثة , والمناطق المفتوحة، والخدمات المتمثلة بغرف الكهرباء ومجمع المياه ومناطق الطعام والمرافق العامة .

### ➤ الفكرة التصميمية

تجلت فكرة المشروع الفلسفية في الحفاظ على البيئة ، وانسجام المشروع معها ، حيث شكلت حديقة الامل رئةً للمشروع وامتدت الفعاليات حولها مشكلة نسيجاً عمرانياً مترابطاً يعتمد على إيجاد مسار رئيسي للزائرين يصل جميع فعاليات المشروع مروراً بعدة ساحات تنوعت في مساحاتها و تصميمها وأشكال تغطيتها ، كما وكان شكل وترتيب هذه الساحات نابغاً من شكل الموقع وانعكاساً لمسار الحركة فيه ، كما وتم توظيف مواد البناء المحلية والعمارة غير التقليدية التي تمتاز بها فكرة المشروع فجاءت المباني معبرة عن التاريخ والتعمق في الفكرة.



الشكل (2.9): مقاطع توضح الفكرة التصميمية





الشكل : (2.10) يوضح الفكرة التصميمية وانسجام الموقع بما حوله ويوضح مسار الحركة الذي تتخلله الساحات الرئيسية

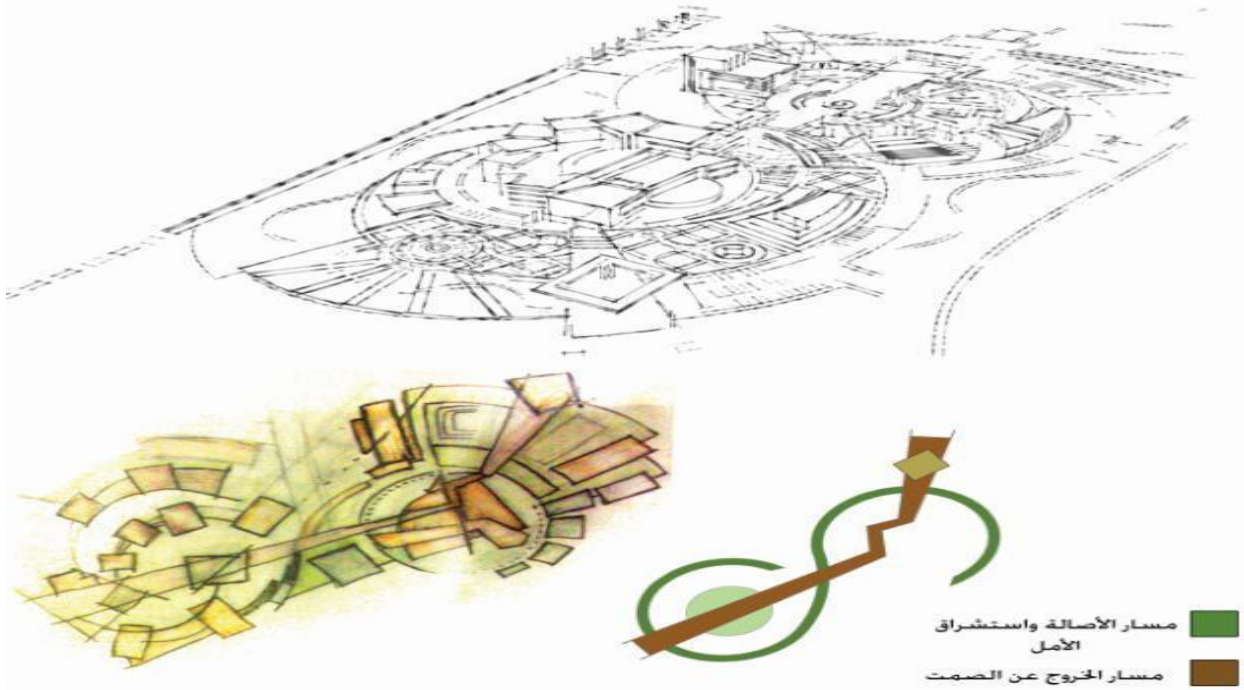


الشكل : (2.11) يوضح بداية الفكرة التصميمية وكيفية ربط الساحات والمدرجات بالمباني

## 2.4.2 تصميم مبنى الكارثة:

### ➤ الفكرة التصميمية

{ تممت الفكرة التصميمية على تجسيد صورة الارض ولاانسان ، والتاريخ ,وتوفير اكبر قدر من الإضاءة الطبيعية للغرف مع منع أشعة الشمس المباشرة الدخول من خلال تكسية اغلب الواجهات بالواح من الزجاج المنفذ للضوء بشكل جزئي ، وإضاءة الممرات وتهويتها من خلال الإضاءة السماوية المائلة باتجاه الشمال بحيث تمنع دخول أشعة الشمس المباشرة وتسمح بحركة الهواء ودخول الإضاءة.



الشكل : ( 2.12 ) يوضح الفكرة التصميمية لمتحف الكارثة



الشكل : (2.13) يوضح لقطة منظورية لمتحف الكارثة



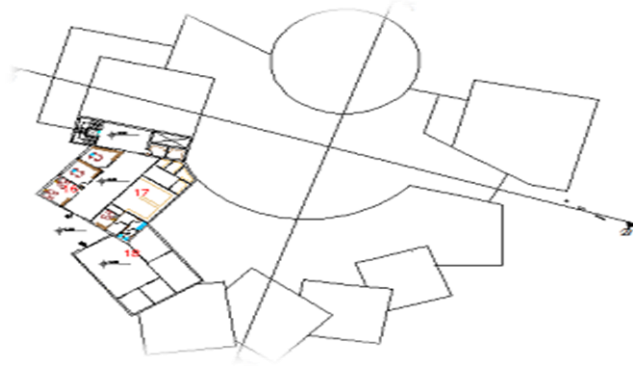
الشكل : ( 2.14 ) يوضح لقطة للمدخل الرئيسي للمتحف



## 2.5 وصف المساقط الأفقية

تقدر مساحة المتحف ب 13525 متر مربع مقسمة بين خمسة طوابق كما يلي:

### 2.5.1 طابق التسوية:



الشكل (2.15) مسقط طابق التسوية

تقدر مساحة طابق التسوية ب 320 متر مربع مقسمة بين غرف ميكانيكية وغرف خدمات ومخازن , تتم الحركة بين الطوابق من خلال مصاعد كهربائية , بالإضافة لأدراج تربط بين طابق التسوية والطابق الأرضي , منسوب هذا الطابق -3.3 م

### 2.5.2 الطابق الأرضي:



الشكل (2.16) مسقط الطابق الأرضي

الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في قراءته فالتقسيم الفراغي الذي يتضمنه يشتمل على ممرات سهلة الحركة تتميز بطولها . منسوب هذا الطابق 0.0 وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 3342متر مربع , وتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية :



- المدخل والاستقبال:

يحتوي هذا الطابق على قاعة لاستقبال الزائرين موزعة وتعرفهم باجزاء المتحف.

- صيانة ومعالجة:

تشتمل على غرف واجهزة وموظفين مخصصين لمتابعة كل ما يخص الصيانة في المتحف.

- قاعات ومعارض:

يتوزع في الطابق الارضي عدد من القاعات التي تحتوي على معارض متعلقة بالارض والتاريخ.

- مسرح:

يرتبط بالطابق الارضي مسرح قبوي يشتمل على مدرج ومنصة فيها شاشة عرض كبيرة واسفلها غرف خدمات عامة.

- قاعة المخرج:

في نهاري المعارض تأتي القاعة التي تحتوي على استراحة ومن ثم المخرج.

### 2.5.3 الطابق الأول:



الشكل (2.17) مسقط الطابق الأول

تبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 2435 متر مربع , الطابق مختلف المناسيب بين 0.0 و +4.5 م , ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:

- **غرف محاضرات:**

اول ما قد يواجه الزائر في هذا الطابق هو غرفة المحاضرات التي يتم فيه التعرف بتاريخ هذه الارض واهداف المعرض.

- **غرفة ميديا:**

يشتمل هذا الطابق على غرفة صوتيات بتقنيات تحاكي الواقع.

- **معارض:**

كذلك يحتوي هذا الطابق على قاعات عرض مكمل للمعارض في الطابق الارضي.

#### 2.5.4 الطابق الثاني:



الشكل (2.18) مسقط الطابق الثاني

- **منطقة استراحة:**

قاعة استراحة وكافيتريا كبيرة.

- **منطقة تعريف بالمتحف:**

قاعة كبيرة لتعرف الزوار بفكرة التصميم والاهداف للمتحف.

## • معارض:

كذلك يحتوي هذا الطابق على قاعات عرض مكمل للمعارض في الطابق الاول.

## • فوتوجراف وجرافيك:

كذلك توجد قاعة لعرض الصور المعمارية المتعلقة بالمتحف.

## 2.5.5 الطابق الثالث:



الشكل (2.19) مسقط الطابق الثالث

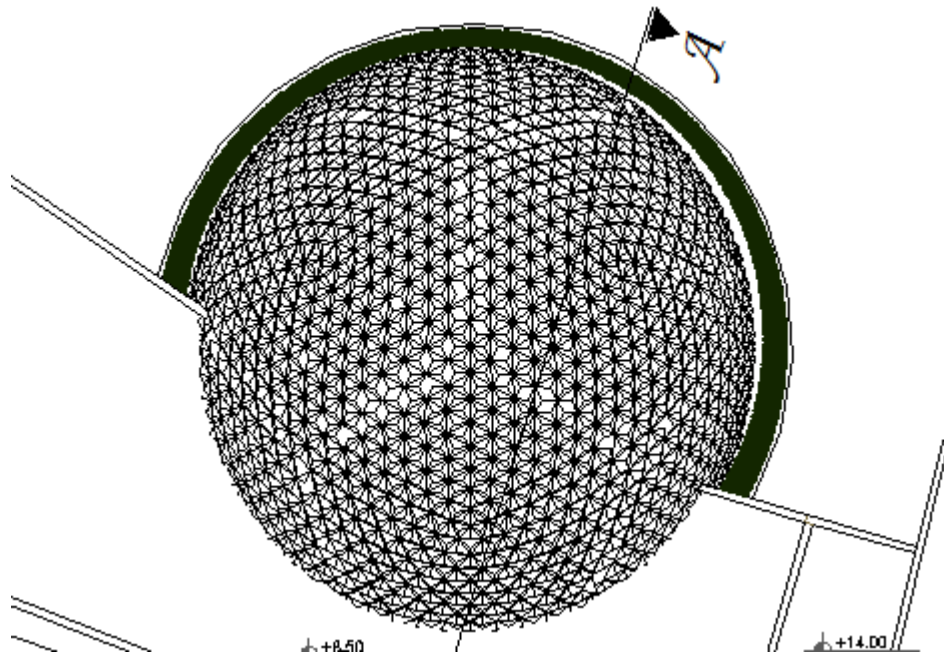
يمتاز هذا الطابق بوجود تراجع كبير في المساحة حيث تقدر مساحته ب 640 متر مربع مقسمة الى كتلتين تقسم كل كتلة احدهما يحتوي على الادارة المحتفية والاخرى لاغراض التجميع والبحث والتوثيق.

بالاضافة لهذه التقسيمات يوجد في كل طابق من طوابق الفندق مخرجي طوارئ , وعدد من المصاعد الكهربائية والأدراج لربط الحركة العمودية بين الطوابق

ولا بد لنا في هذا القسم من إضافة بعض المعلومات عن القبة التي تم استخدامها في البناء

**القبة** عنصر إنشائي كروي الشكل (قطاع من كرة) وهو عنصر إنشائي مثالي لتغطية الفراغات الكبيرة عن طريق تحويل الأحمال الأفقية مثل الرياح الى أحمال شاقولية (نظامها الإنشائي عكس العزم المتولد في العنصر مما يؤدي الى إلغاء العزم وتحويله الى ضغط صافي) مما يقلل من السماكة دون الحاجة لوجود مساند داخل فراغ القبة المغطى وجدير بالذكر أنه في حال عدم تعرضها للأحمال الجانبية فإن جميع عناصرها عناصر انضغاط .

وتعتبر القبة من أهم فنون العمارة عبر التاريخ حيث توصلت العمارة الى تصميم وتنفيذ فراغات كبيرة خالية من الأعمدة والركائز التي تستند اليها مما يسمح بحركة حرة للهواء واعتدال في درجات الحرارة لتحقيق راحة الانسان البصرية والجسدية .



الشكل (2.20) مسقط للقبة .

## 2.6 وصف الواجهات:

لا شك في أن الواجهات المنبتقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها.



الشكل (2.21) الواجهة الغربية

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمتحف , ويظهر فيها استخدام أسلوب تكتسية الواجهات الخارجية بالزجاج المعتم وذلك لكسر حدة أشعة الشمس المباشرة ، مع الإستفادة من الإضاءة الطبيعية.



الشكل (2.22)الواجهة الشمالية

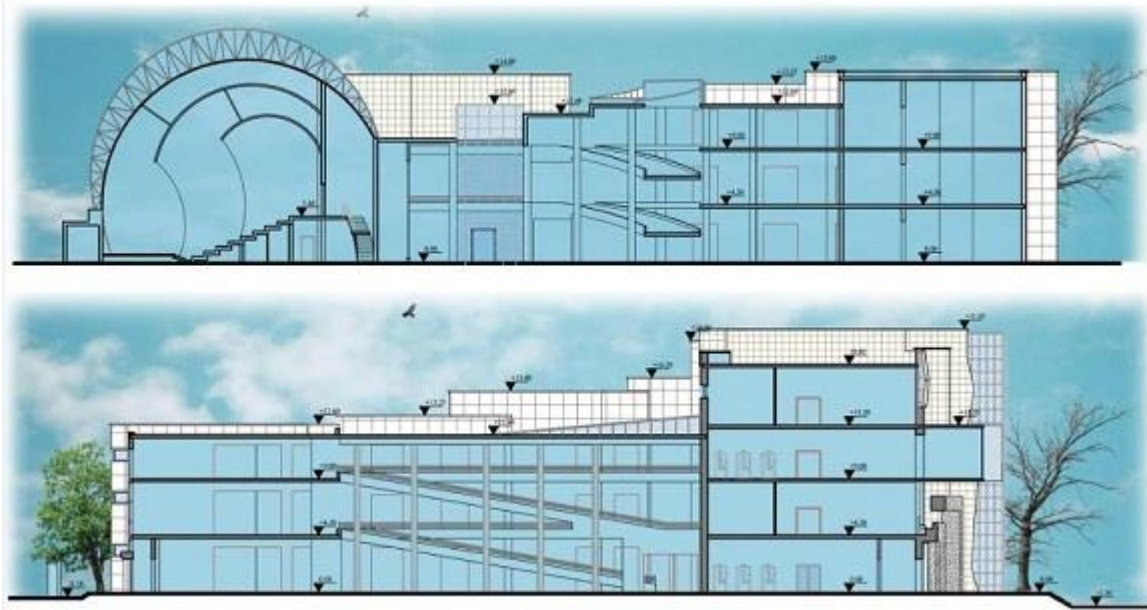
يلاحظ الناظر لهذه الواجهة تداخل الكتل الأفقية والرأسية, والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أسلوب تكسية الواجهات الخارجية بالطوب الطيني وذلك لكسر حدة أشعة الشمس المباشرة. كما تبدو هذه الواجهة وكأنها تتحرك لأعلى من خلال اختلاف المناسيب والتراجعات في أجزاء وطبقات المبنى.

## 2.7 وصف الحركة:

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل الكليّة نفسها؛ فالحركة من خارج الكليّة إلى داخلها تتم بشكل سلس نظراً لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي . إذ يمكن الدخول للمبنى من عدة أماكن وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى . أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة .

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات ولكن يوجد في هذا الطابق حركة عمودية تماشياً مع منسوب الأرض . وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق .

وفيما يتعلق بالحركة الرأسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها



Section A-A & Section B-B الشكل (2.23)

## الفصل الثالث الوصف الإنشائي

# 3

---

- 3.1 المقدمة .
- 3.2 هدف التصميم الإنشائي .
- 3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى .
- 3.4 الاختبارات العملية .
- 3.5 العناصر الإنشائية .
- 3.6 فواصل التمدد .

### 3.1 مقدمة :

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه , وإنما يكون بالوصف و التعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعتبر جزء لا يتجزأ منه . فبعد التجوال الموجز في الجانب المعماري للمشروع , و التعرف على مقتضياته الجمالية , كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي , ليصبح بالإمكان تشغيله مع مراعاة السلامة و الأمان . إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها و بالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

### 3.2 هدف التصميم الإنشائي

- يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن و متزن من جميع النواحي الهندسية و الإنشائية و مقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال مينة و حية و أيضاً أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج . و بالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:
- الأمان ( Safety ) : يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
  - التكلفة ( Cost ) : يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء و مقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
  - حدود صلاحية المبنى للتشغيل ( Serviceability ) : من حيث تجنب أي هبوط زائد ( Deflection ) و تجنب التشققات ( Cracks ) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
  - الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ .

### 3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي و مهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل و التصميم , حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل , لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد و تحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين و الأمان و طريقة العمل المناسبة .

#### 3.3.1 الأحمال

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

#### 3.3.2 الأحمال الميتة

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



الجدول (3.1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الكثافة المستخدمة (KN/m <sup>3</sup> )	المادة المستخدمة	الرقم المتسلسل
22	البلاط	1
23	المونة	2
25	الخرسانة المسلحة	3
15	الطوب الخرساني (6*20*50) سم	4
23	القضارة	5
17	الرمل	6
9	طوب الايتولايت	7

### 3.3.3 الأحمال الحية

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

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة والأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (3.2) بين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (3.2) الأحمال الحية

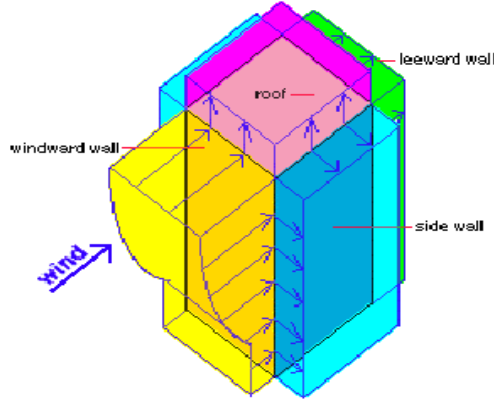
الحمل الحي (KN/m <sup>2</sup> )	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
5.0	المدارس	1
5.0	المستشفيات	2
2.5	الفنادق	3
5.0	المتاحف	4
2.5	المباني السكنية	5
5.0	مواقف السيارات	6
5.0	النوادي الرياضية	7

### 3.3.4 الأحمال البيئية

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

#### 3.3.4.1 الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع ( $kN/m^2$ ). وتحدد أحمال الرياح حسب الكود الأمريكي (UBC) اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة .



الشكل : (3.1) يوضح حمل الرياح على المبنى

#### 3.3.4.2 الثلوج

المنشأ بفعل تراكم الثلوج،

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

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

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.



الشكل : (3.2) يوضح حمل الثلوج على المبنى

الجدول (3.3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

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

حمل الثلج على سقف المبنى

يحدد حمل الثلج  $S_o$  على سقف المبنى ( $KN / m^2$ ) بضرب حمل الثلج المقدر على أرض الموقع في معامل الشكل لحمل الثلج ( $S_o$ ) طبقاً للمعادلة التالية:

$$S_d = \mu_i S_o$$

حيث:

$S_o$  = حمل الثلج الموقعي على الأرض ( $KN / m^2$ )

$\mu_i$  = معامل الشكل لحمل الثلج

### 3.3.4.3 الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الإلتواء و عزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب

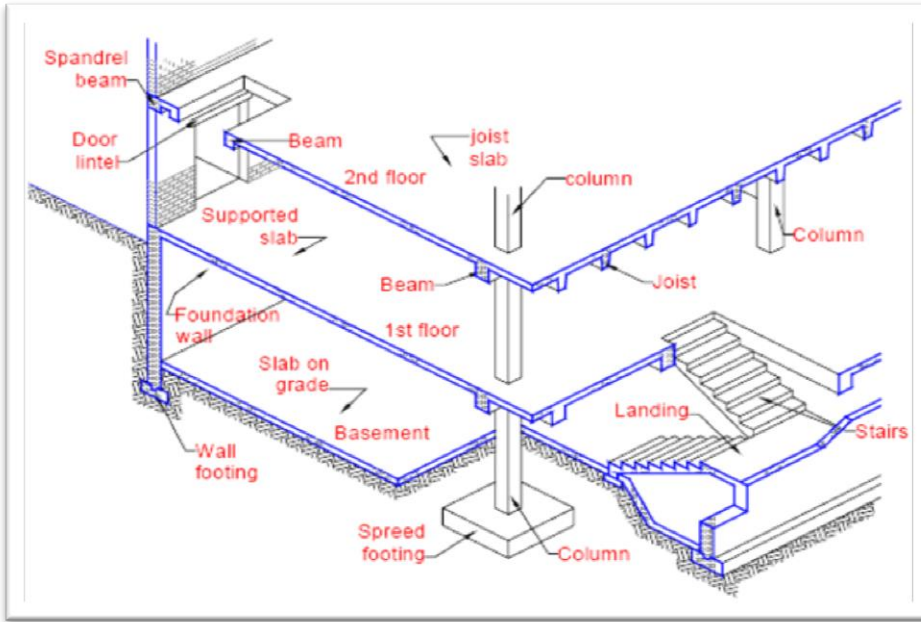
مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود الأمريكي (UBC).

### 3.4 الاختبارات العملية :

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى , عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بهاجميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية , وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة , عند البناء عليها , وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وكانت قوة تحمل التربة للموقع تساوي 150 كيلو نيوتن لكل متر مربع .

### 3.5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى :

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



الشكل (3.3) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى

ويحتوي المشروع العناصر التالية:

### 3.5.1 العقّادات

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

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقّادات الخرسانية المسلحة ، منها البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين والبلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين , وقد تم استخدام البلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين في المشروع وفي مايلي وصفها:

#### 1.البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

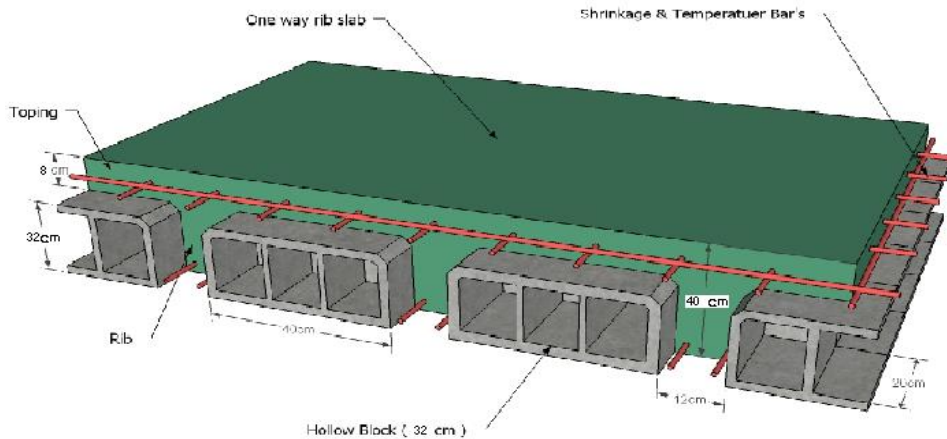
- عقّادات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقّادات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

#### 2.البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

- العقّادات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)
- العقّادات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

#### 3.5.1.1 عقّادات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

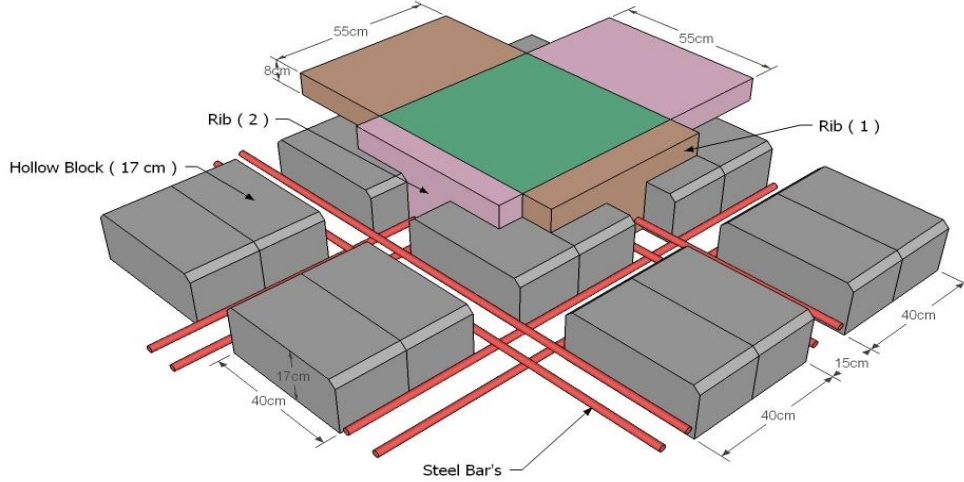
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقّادات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب ,ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3.4).



الشكل (3.4):عقّادات العصب ذات الاتجاه الواحد.

### 3.5.1.2 عقدة العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

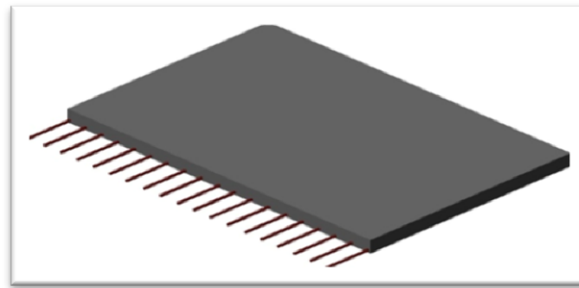
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3.5).



الشكل (3.5): عقدة العصب ذات الاتجاهين.

### 3.5.1.3 العتدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

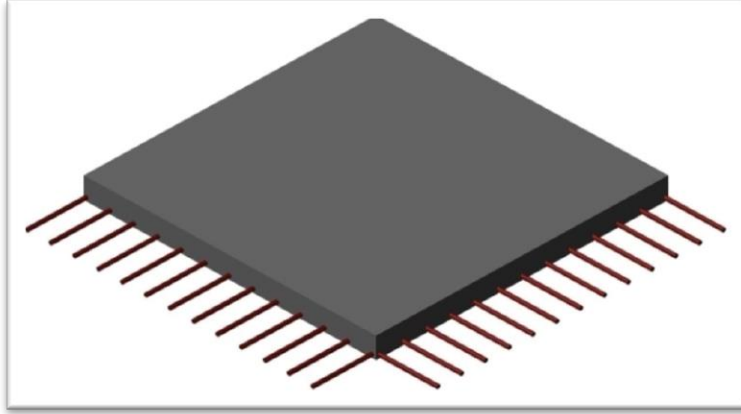
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماعة المنخفضة، وتم استخدامها في عقدة اخر طابق في بيت الدرج كما في الشكل (3.6):



الشكل (3.6): العتدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

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

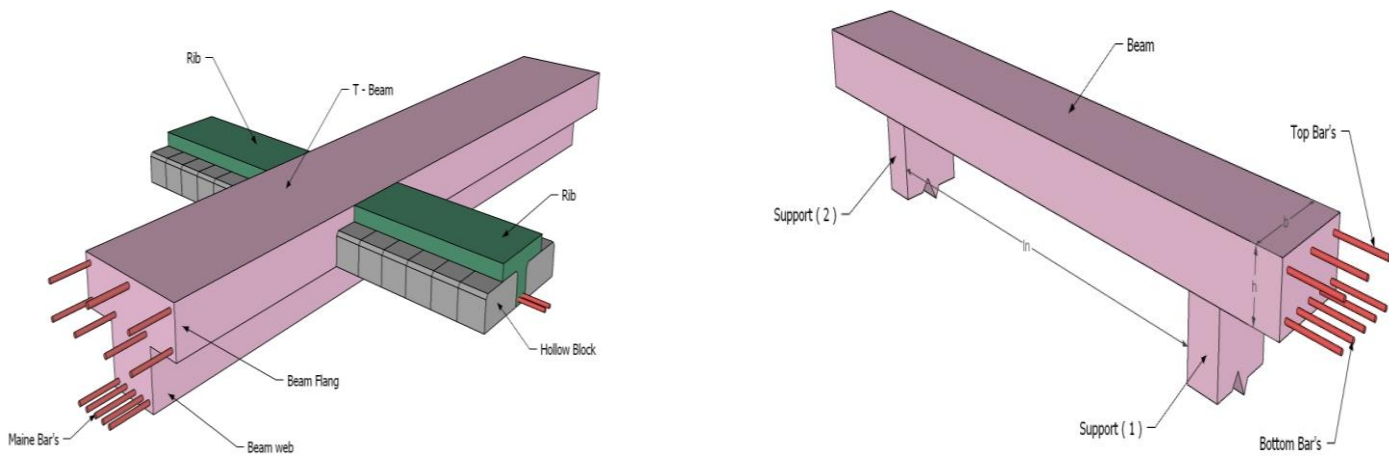
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحة في الشكل (3.7).



الشكل (3.7): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

#### 3.5.2 الجسور:

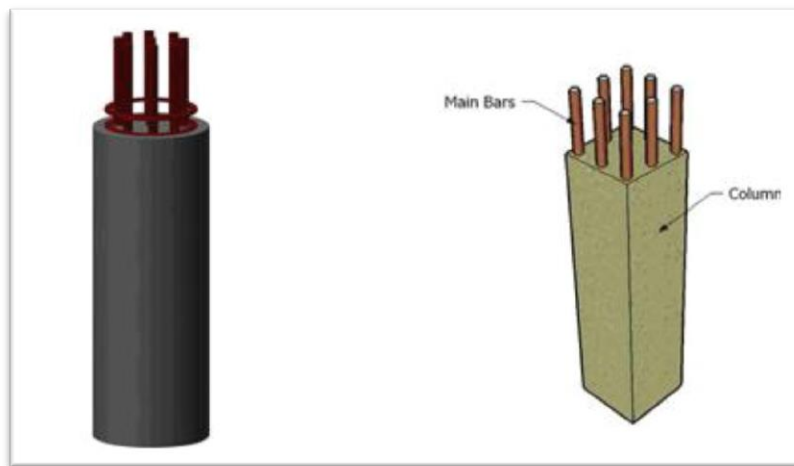
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين، جسور مسحورة ( مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المختلفة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع، فضلاً عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور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



الشكل (3.8) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

### 3.5.3 الأعمدة:

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



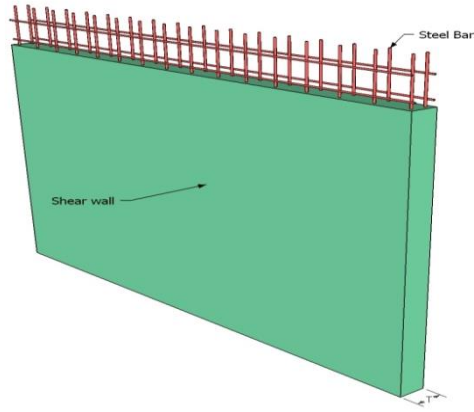
الشكل (3.9): أحد أشكال الأعمدة.

### 3.5.4 الجدران الحاملة (جدران القص):

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



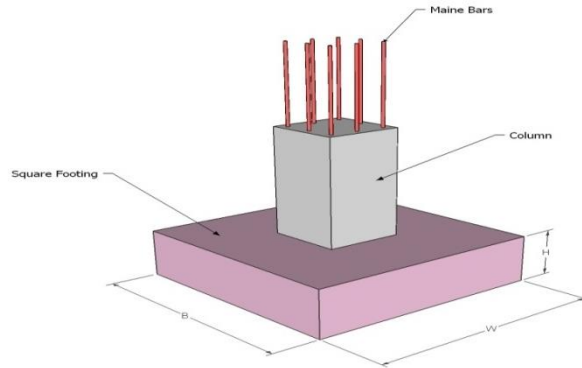
وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن 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 عزوم اللي وأثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (3.10): جدار القص.

### 3.5.5 الأساسات:

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

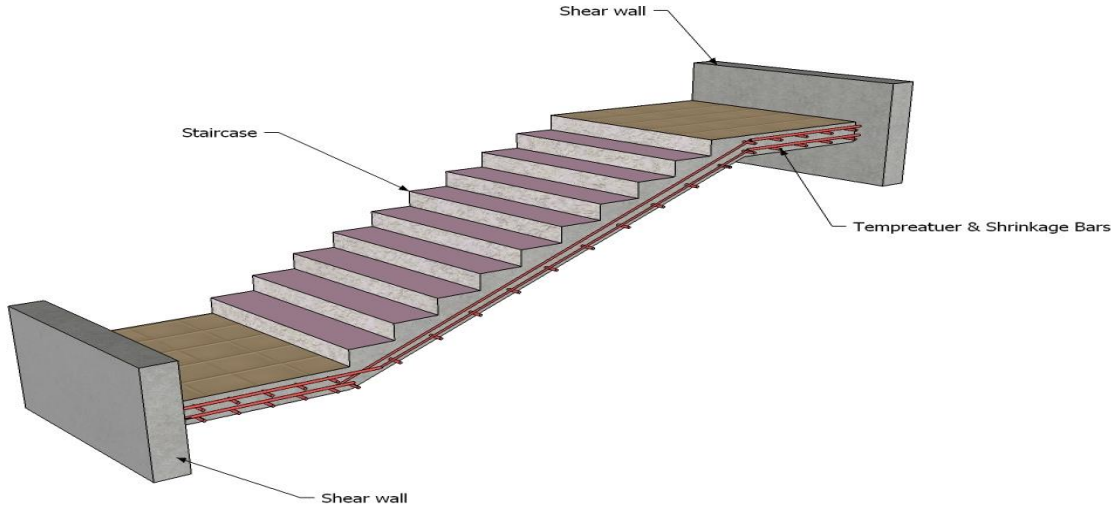


الشكل (3.11): الأساس المنفرد

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناء 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 المنشأ من شكل متدرج لينلاءم وطبوغرافية الأرض.

### 3.5.6 الأدرج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (3.12) يبين مقطع عام للدرج.



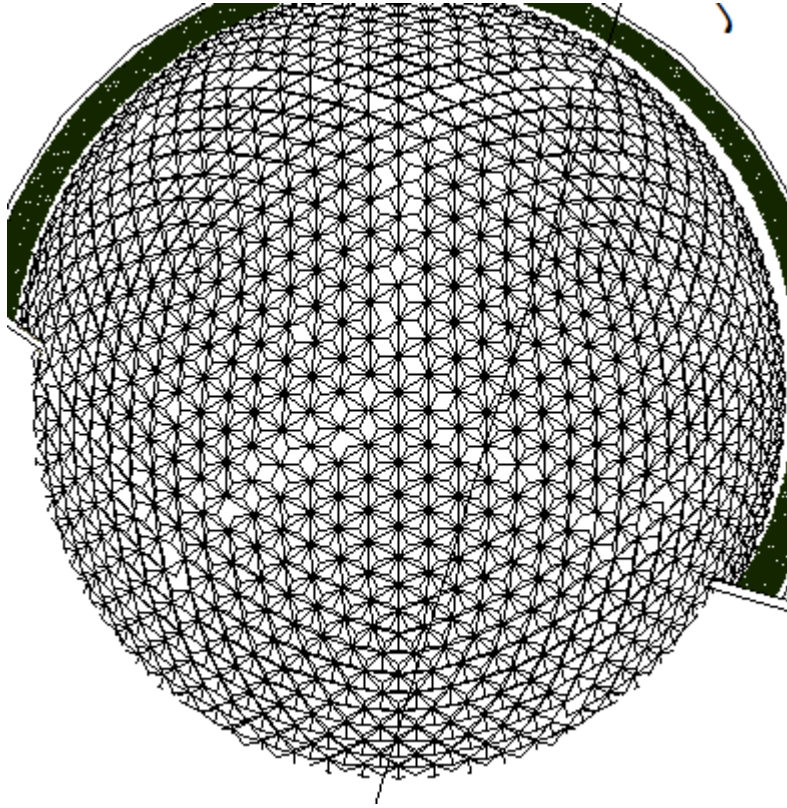
الشكل (3.12): الدرج .

### 3.5.7 القبة:

القبة المستخدمة في المشروع هي قبة فولاذية ( steel dome ) تتكون من طبقة واحدة تسمح بفراغات تصل الى أقل من 40 متر ، وهي مكونة من مادتين رئيسيتين : الفولاذ الصلب ذو مقاطع مفرغة من نوع (HSS) Hollow structural system التي تتميز بقوتها ومثانتها وقدرتها على مقاومة اللي ، والغطاء المعدني المصنوع من مادة الألمنيوم الخفيف وتم استخدام قبة من نوع القبة ذات الأعصاب Trimmed Ribbed Dome لسهولة تنفيذها في الموقع ونظرا لتحقيقها معايي التصميم المثالي بتوفير الوقت والجهد والمال وخفة الوزن والمتكونة من عدد متقاطع من الأعصاب (Ribs) وحلقات (Rings) .

وال Ribs عبارة عن مجموعة من العناصر تمتد من رأس القبة الى مسندها على شكل إطار (Frame) كنظام أساسي يقوم بنقل الأحمال الى المسند والذي قد يكون عمود أو جسر أو جدار وفي حالتنا هو جسر والحلقات عبارة عن مجموعة من العناصر الداعمة للإطار الناقل للحمل وهي تكون أفقية ترتبط ارتباط متصلب مع الإطار (pinned) وتصبح بمثابة Bracing لل Ribs بحيث تصبح مستقرة .stable

وتتعرض القبة لعدة أحمال مثل الرياح والتلوج ووزنها الذاتي مع وزن الغطاء المعدني الألمنيوم ، وفي القبة المستخدمة في المشروع تم إهمال التلوج نظراً للميل الذي تجاوز 60 %

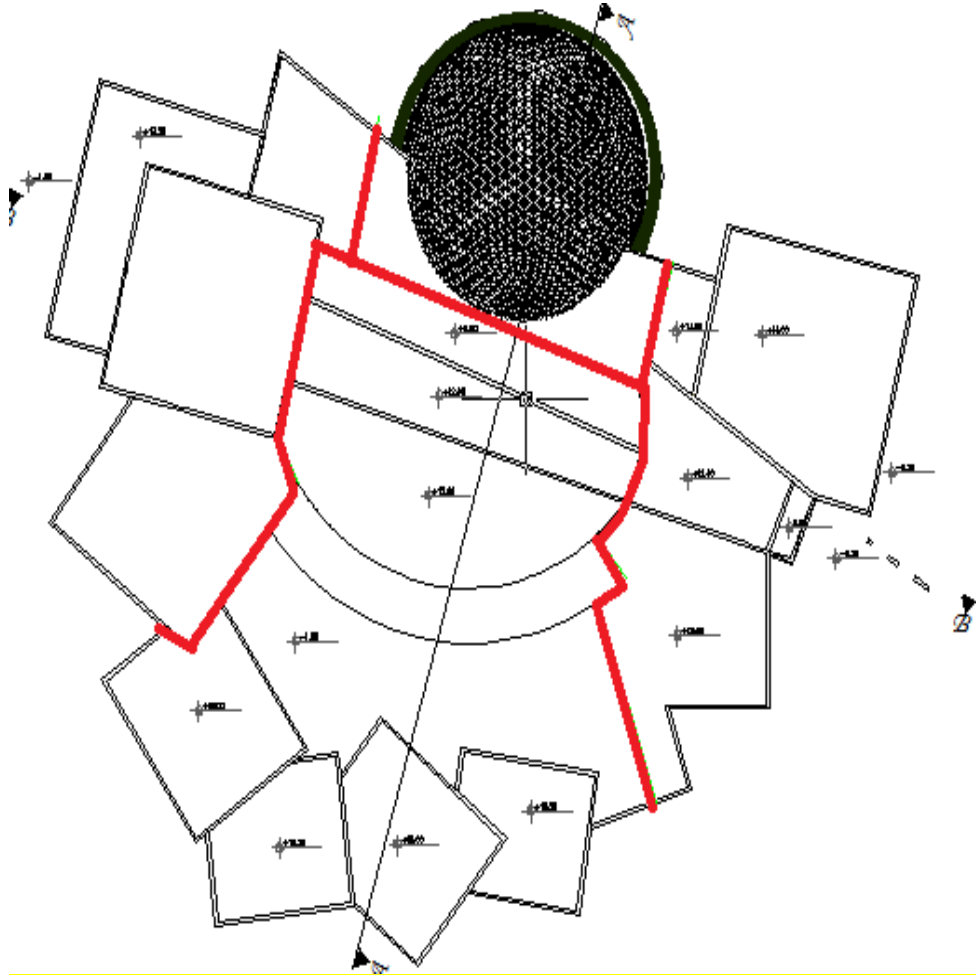


الشكل: (3.13) القبة .

### 3.6 فواصل التمدد (Expansions Joints):

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

- من 40 إلى 45م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إلى 35م في المناطق الحارة .
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- وفي حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل وأخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .



الشكل (3.14) فواصل التمدد بالمبنى.

## Structural Analysis and Design

### 4.1 Introduction.

### 4.2 Factored Loads.

### 4.3 Design for Museum

#### 4.3.1 Determination of thickness.

#### 4.3.2 Load Calculation.

#### 4.3.3 Design of Topping.

#### 4.3.4 Design of one way rib RB-2

#### 4.3.5 Design of Beam BG-8

#### 4.3.6 Design of one way solid slab

#### 4.3.7 Design of column C20

#### 4.3.8 Design of stair

#### 4.3.9 Design of basement wall

#### 4.3.10 Design of shear wall

#### 4.3.11 Design of isolated footing

#### 4.3.12 Design of combined footing

#### 4.3.13 Design of the steel dome

## 4.1 Introduction

The project consists of several structural elements that will be designed according to the (ACI\_318) code. In This Project, the following types of slabs are used:

one –way ribbed slab , one –way solid slab .They would be analyzed and designed by using the finite element method using much computer software such as “ATIR” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design it .Then hand calculation would be made to find the required reinforcement area for selected members.

## 4.2 Factored Loads

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

$$q_u = 1.2DL + 1.6LL \quad , ACI - 318 - 11$$

Where:

*DL*: Dead Load.

*LL*: Live Load.

## 4.3 Design for museum

### 4.3.1 Determination of thickness.

#### Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

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

The maximum span for one –end continuous is  $L= 4.42$

$$\frac{L}{18.5} = \frac{4.42}{18.5} = 0.238m \text{ ACI-318-11}$$

The maximum span for two - end continuous is  $L= 4.3$  m

$$\frac{L}{21} = \frac{4.3}{21} = 0.20 m$$

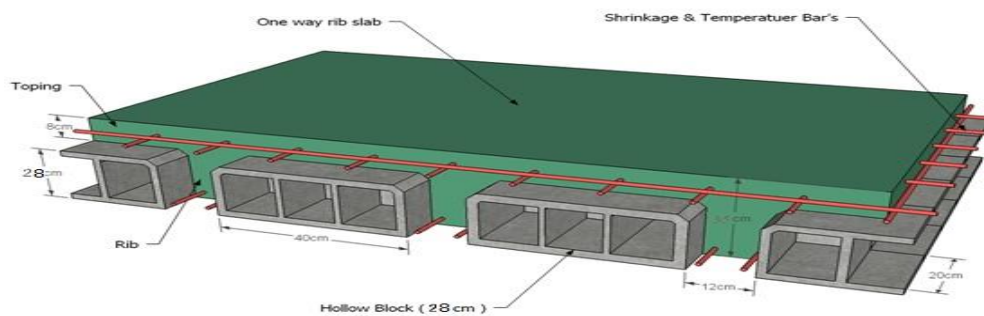
Take  $h = 32$  cm.

Select 24 cm block + 8 cm topping = 32 cm

### 4.3.2 Load Calculation.

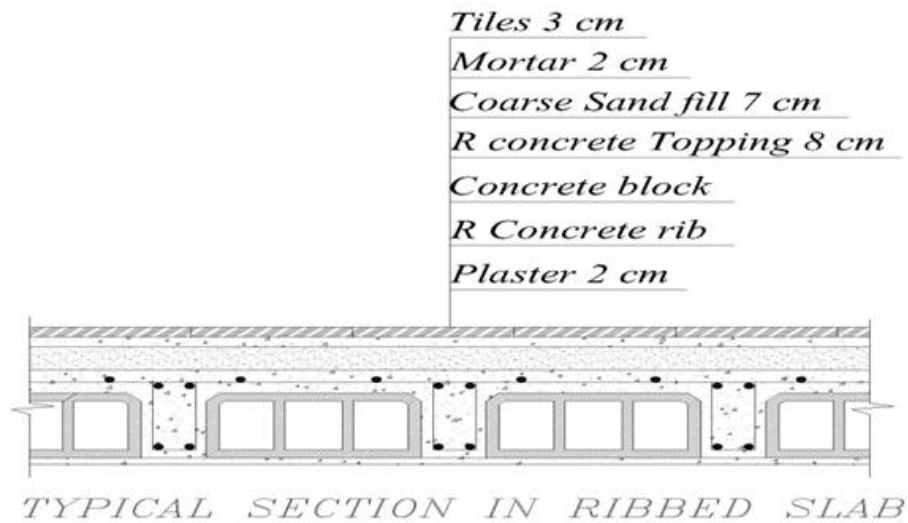
#### One - way ribbed slab.

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



**Figure (4.1) One way rib slab**

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



**Table (4.1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.**

No.	Parts of Rib	Calculation	Load
1	Rib	$0.12 \times 0.24 \times 25 =$	0.72 KN/m
2	Topping	$= 0.08 \times 0.52 \times 25$	1.04 KN/m
3	Plaster	$0.02 \times 0.52 \times 22 =$	0.23 KN/m
4	Block	$0.24 \times 0.4 \times 15 =$	1.44 KN/m
5	Sand Fill	$0.07 \times 0.52 \times 16 =$	0.58 KN/m
6	Tile	$0.03 \times 0.52 \times 23 =$	0.36 KN/m
7	Partitions	$2.3 \times 0.52 =$	1.2 KN/m
8	Mortar	$0.02 \times 0.52 \times 22 =$	0.23 KN/m
			<b>Sum=5.8KN/m</b>

Nominal Total Dead Load:

$$D.L._{total} = 0.72 + 1.04 + 0.23 + 1.44 + 0.58 + 0.36 + 1.2 + 0.23 = 5.8 \text{ KN/m of rib}$$

$$L.L._{total} = 5 \times 0.52 = 2.6 \text{ KN/m of rib}$$



### 4.3.3 Design of Topping.

Table (4.2) Calculation of the total dead load for Topping:

No.	Parts of Topping	Calculation	
1	Topping	$=0.08*1*25$	2KN/m
2	Sand Fill	$0.07*1*16=$	1.12 KN/m
3	Tile	$0.03*1*23 =$	0.69KN/m
4	Mortar	$0.02*1*22 =$	0.44KN/m
5	Partitions	$1*2.3 =$	2.3KN/m
			Sum =6.55KN/m

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

$$q_u = (1.2 * 6.55) + (1.6 * 5)$$

$$= 15.86 \text{KN/m}$$

→ For a one meter strip  $q_u = 15.86 \text{ KN/m}$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{12}$$

$$M_u = \frac{15.86 * 0.4^2}{12} = 0.21 \text{KN.m /m}$$

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{15.86 * 0.4}{2} = 3.172 \text{kN}$$

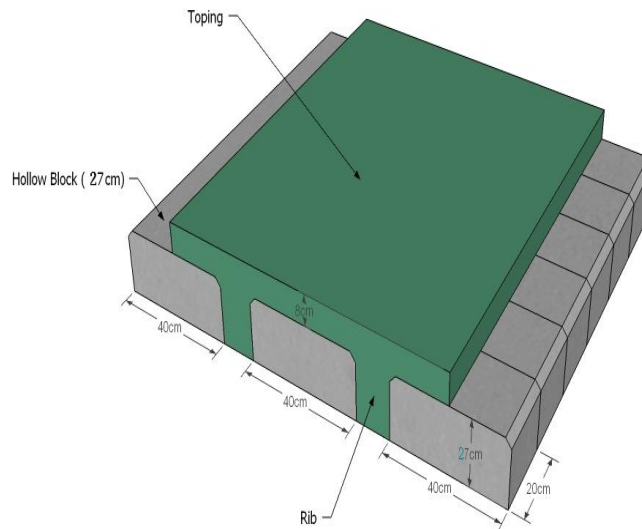


Figure (4.2) Topping of slab

#### Design of shear:

Used  $f_y = 420 \text{ MPa}$  &  $f_c' = 24 \text{ MPa}$

$$\Phi * V_c = 0.75 * \sqrt{24} * \frac{1}{6} * 1000 * 80 = 49 \text{KN} \gg 3.172 \text{kN}$$

No shear reinforcement is required.

### Design of Moment:

$$Mn = 0.42 \times \sqrt{24} \times \frac{1000 \times 80^2}{6} \times 10^{-6} = 2.19 \text{ kN.m}$$

$$\phi \times Mn = 0.55 \times 2.19 = 1.207 \text{ kN.m.}$$

$$\phi \times Mn = 1.207 \text{ kN.m} > Mu = 0.21 \text{ kN.m.}$$

No structural reinforcement is required.

The strength of plain concrete section > loaded section.

The plain concrete section is safe; however, minimum reinforcement for shrinkage and temperature to control the cracks should be used.

$$\rho = 0.0018 \quad , \text{ ACI-318-11}$$

$$As = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Use  $\Phi$  8 @ 15 cm

$$As = 335.1 \text{ mm}^2 / \text{m} > As_{\min} = 144 \text{ mm}^2 / \text{m} \quad \text{Ok}$$

### 4.3.4 Design of rib2 BF



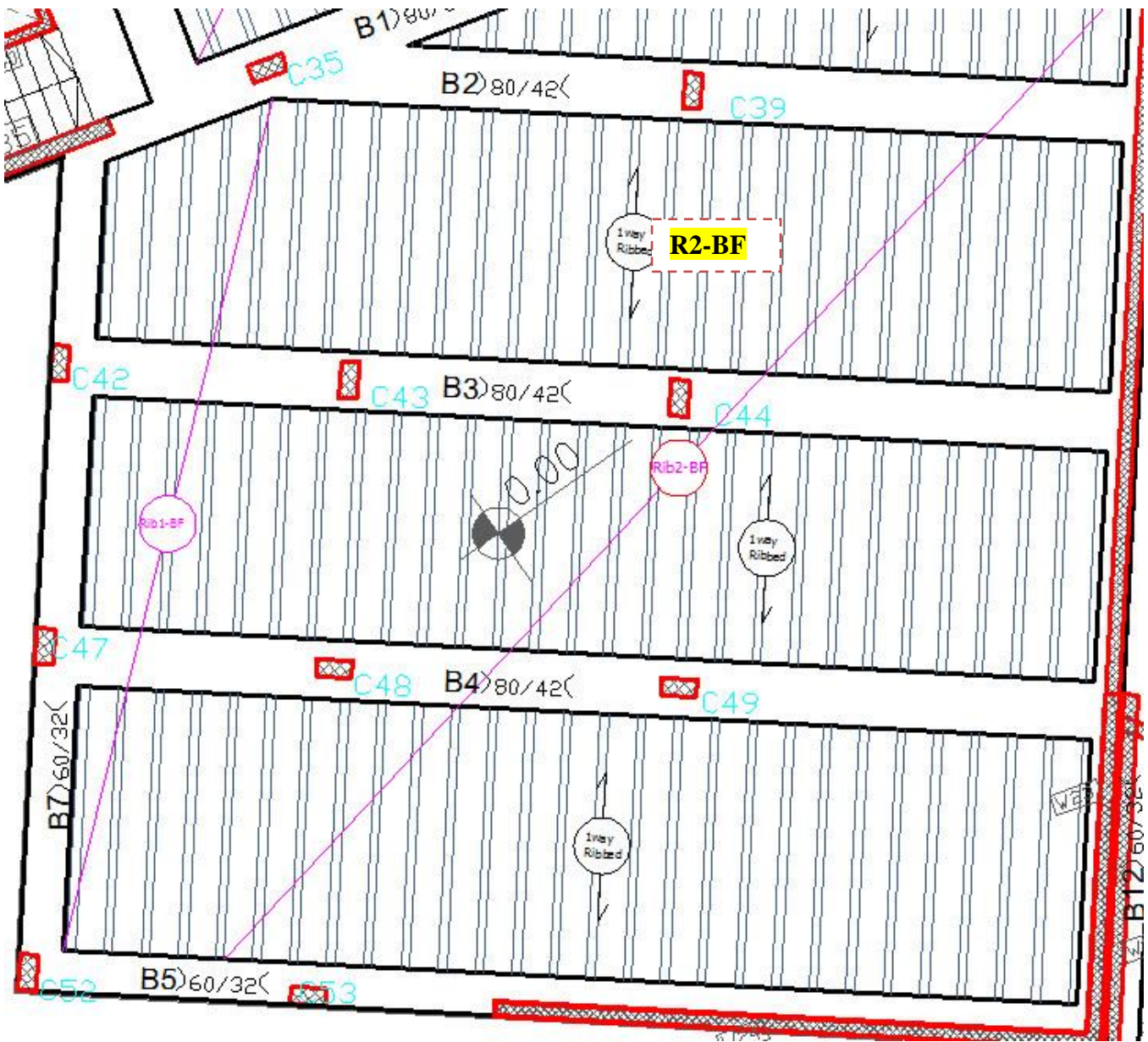


Figure (4.3) Rib location in Basement floor slab.

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

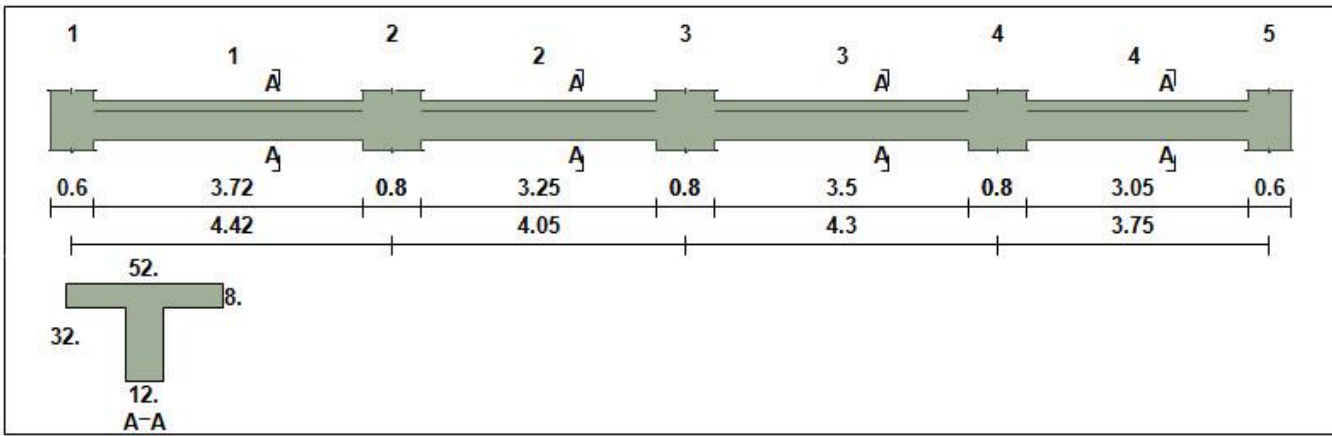


Figure (4.4) Geometry of rib R2-BF

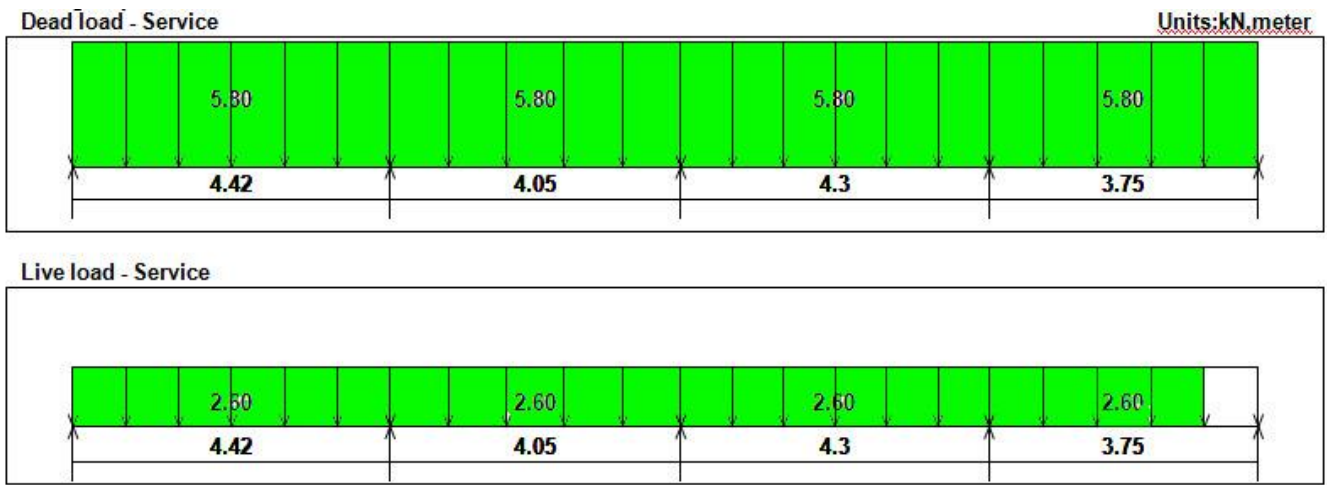
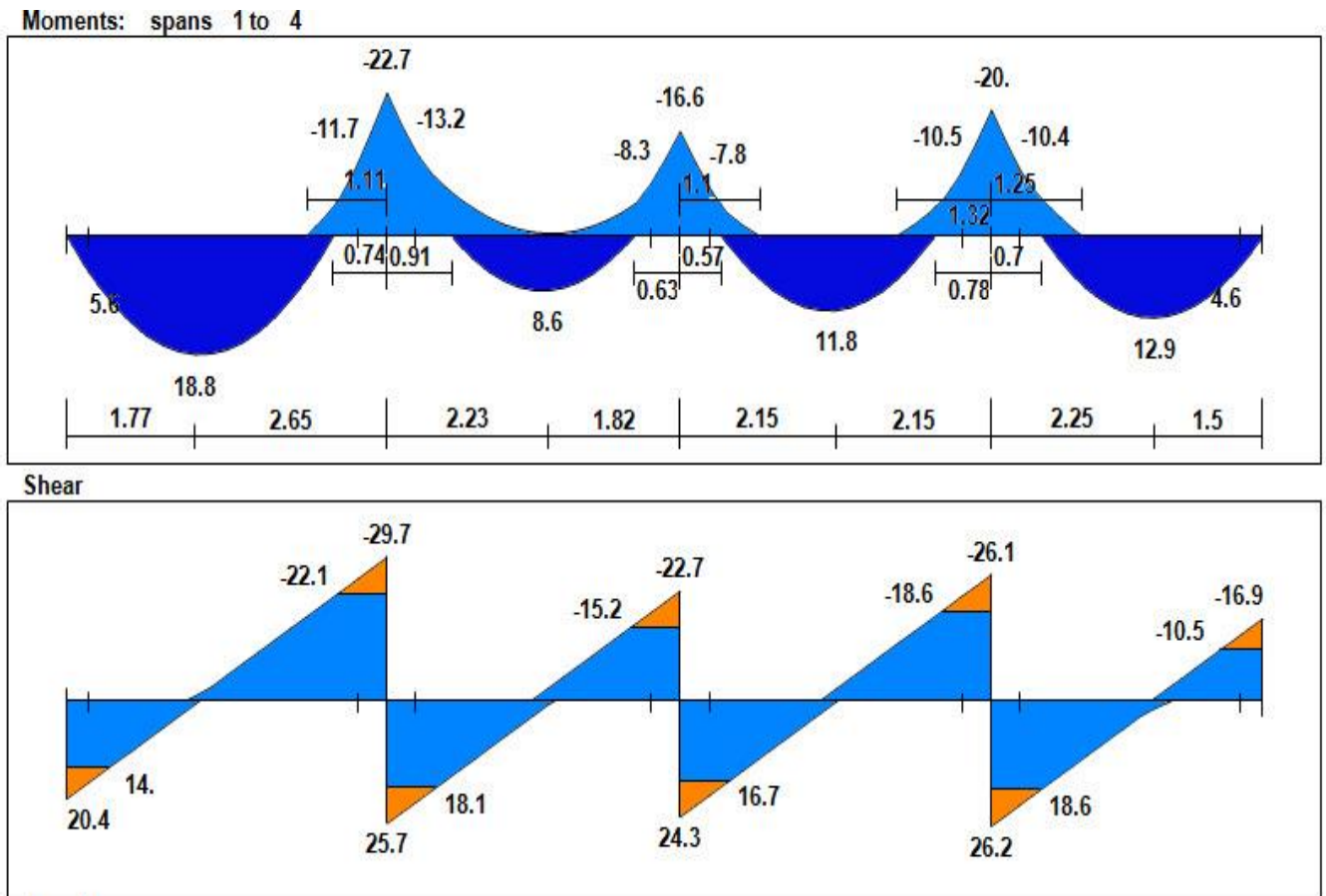


Figure (4.5) Loading of rib R2-BF (KN/m).



**Figure (4.6) Moment and Shear Envelop for rib R2-BF**

#### 4.3.4.1 Design of shear for rib BF-2:

Categories for shear design:

$$V_u = 22.1 \text{ KN}$$

Use  $\Phi 8$  with two legs

$$d = 320 - 20 - 10 - 16/2 = 282$$

##### 1. Region I :

$$1.1\Phi V_c \geq V_u$$

$$1.1\Phi V_c = 1.1\Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$1.1\Phi V_c = 1.1 \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 282$$

$$= 22.8 \text{ kN} > V_u = 22.1 \text{ kN}$$

No need shear reinforcement

Use  $\Phi 8$ , @ 40 cm

(2Legs).

#### 4.3.4.2 Design of Positive Moment:

Effective Flange width ( $b_E$ ), *ACI-318-11*

$b_E$  For T- section is:

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

» Use  $M_u$  max positive for span 1 = 18.8 kN.m

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

For  $h_f = 0.08 \text{ m}$

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

$$d = 320 - 20 - 10 - 8 = 282 \text{ mm}$$

$$\Phi * M_n = 0.9 * 0.85 * f_c' * b * h_f * (d - h_f/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.282 - 0.08/2) = 184.3 \text{ kN.m}$$

$$\Phi * M_n = 184.3 \text{ kN.m} \gg M_u = 18.8 \text{ kN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section with  $b_E = 520 \text{ mm}$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq A_s \min = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318-05}$$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(282) = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{420} (120)(282) = 113 \text{ mm}^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{18.8 * 10^6}{(0.9)(520)(282)^2} = 0.5 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.5}{420}} \right) = 0.0012$$

$$A_s = 0.0012 (520) (282) = 176 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 113 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 176/113 = 1.6 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 12} = 113 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ12

$$\text{Total } A_{s \text{ (provide)}} = 226 \text{ mm}^2 > 176 \text{ mm}^2$$

\* Check Strain for the magnitude of under strength factor  $\Phi$ :

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

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

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

$$\epsilon_s = 0.077 > 0.005$$

Ok.....

» Use  $M_u$  max positive for span 2 = 8.6 kN.m

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

For  $h_f = 0.08 \text{ m}$

~ Assume bar diameter  $\Phi 10$  for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 10 - 8 = 282 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 * 0.85 * f_c' * b * h_f * (d - h_f/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.282 - 0.08/2) = 184.83 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 184.83 \text{ KN.m} \gg M_u = 8.6 \text{ KN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section with  $b_E = 520 \text{ mm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(fy)} (bw)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)} (bw)(d) \text{ ACI-318 -05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(282) = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(282) = 113 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{8.6 * 10^6}{(0.9)(520)(282)^2} = 0.23 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.23}{420}} \right) = 0.00055$$

$$A_s = 0.00055 (520) (282) = 80 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 113 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 113 / 78.5 = 1.43 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ10

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 157 \text{ mm}^2 > 113 \text{ mm}^2$$

\* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ:

Tension = Compression

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.26 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.26}{0.85} = 7.4 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.11 > 0.005$$

Ok.....

» Use  $M_u$  max positive for span 3 = 11.8 kN.m

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

For hf = 0.08 m

~ Assume bar diameter Φ10 for main positive reinforcement.



$$d = 320 - 20 - 10 - 8 = 282 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= 0.9 * 0.85 * f_c * b * h_f * (d - h_f/2) \\ &= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.247 - 0.08/2) = 184.83 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n = 184.83 \text{ KN.m} \gg M_u = 11.8 \text{ KN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section with  $b_e = 520 \text{ mm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 -05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(282) = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(282) = 113 \text{ mm}^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$k_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{11.8 * 10^6}{(0.9)(520)(282)^2} = 0.32 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.32}{420}} \right) = 0.000768$$

$$A_s = 0.000768 (520) (282) = 113 \text{ mm}^2 = A_s \text{ min} = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 113 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 113 / 78.5 = 1.43 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ10

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 157 \text{ mm}^2 > 113 \text{ mm}^2$$

\* Check Strain for the magnitude of under strength factor  $\Phi$ :

Tension = Compression

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.26 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.26}{0.85} = 7.4 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.11 > 0.005$$

Ok.....

»Use  $M_u$  max positive for span 4 = 12.9 kN.m

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

For hf = 0.08 m

~ Assume bar diameter  $\Phi 10$  for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 10 - 8 = 282 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 * 0.85 * f_c' * b * hf * (d - hf/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.247 - 0.08/2) = 184.83 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 184.83 \text{ KN.m} \gg M_u = 12.9 \text{ KN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section with  $b_E = 520 \text{ mm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 -05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(282) = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(282) = 113 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{12.9 * 10^6}{(0.9)(520)(282)^2} = 0.35 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.35}{420}} \right) = 0.00084$$

$$A_s = 0.00084 (520) (282) = 123 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 113 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 123 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 123 / 78.5 = 1.37 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 10} = 78.5 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2 $\Phi 10$

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 157 \text{ mm}^2 > 123 \text{ mm}^2$$

\* Check Strain for the magnitude of under strength factor  $\Phi$ :

Tension = Compression

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.26 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.26}{0.85} = 7.4 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.11 > 0.005$$

Ok.....

#### 4.3.4.3 Design of Max Negative Moment for (Rib):

$$M_u = -13.2 \text{ kN.m}$$

The maximum negative moment from spans with support (2) is

$$M_n = 13.2 / 0.9 = 14.67 \text{ kN.m}$$

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

$$d = 32. - 20 - 10 - 8 = 282 \text{ mm}$$

The section will be designed as a rectangular section with  $b_w = 120 \text{ mm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318-05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(282) = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(282) = 113 \text{ mm}^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{13.2 * 10^6}{(0.9)(120)(282)^2} = 1.54 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.54}{420}} \right) = 0.00382$$

$$A_s = 0.00382(120)(282) = 130 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 113 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 130/113 = 1.15 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 12} = 113 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ12

$$\text{Total } A_{s \text{ (provide)}} = 226 \text{ mm}^2 > 130 \text{ mm}^2$$

\* Check Strain for the magnitude of under strength factor  $\Phi$ :

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{38.77}{0.85} = 45.51 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.0155 > 0.005$$

Ok.....

**Mu = - 8.3 kN.m**

The maximum negative moment from spans with support (3) is

$$M_n = 8.2 / 0.9 = 9.2 \text{ kN.m}$$

~ Assume bar diameter Φ12 for main negative reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 10 - 8 = 282 \text{ mm}$$

The section will be designed as a rectangular section with  $b_w = 120 \text{ mm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) \text{ ACI-318 -05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(282) = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(282) = 113 \text{ mm}^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$K_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{8.3 * 10^6}{(0.9)(120)(282)^2} = 0.97 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.97}{420}} \right) = 0.0024$$

$$A_s = 0.0024(120)(282) = 82 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 113 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 113 / 113 = 1 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 12} = 113 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ12

$$\text{Total } A_{s \text{ (provide)}} = 226 \text{ mm}^2 > 113 \text{ mm}^2$$

\* Check Strain for the magnitude of under strength factor  $\Phi$ :

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{38.77}{0.85} = 45.51 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.0155 > 0.005$$

Ok.....

**Mu = - 10.5 kN.m**

The maximum negative moment from spans with support (4) is

$$M_n = 10.5 / 0.9 = 11.67 \text{ kN.m}$$

~ Assume bar diameter Φ10 for main negative reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 10 - 8 = 282 \text{ mm}$$

The section will be designed as a rectangular section with  $b_w = 120 \text{ mm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(fy)} (bw)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)} (bw)(d) \text{ ACI-318 -05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(282) = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(282) = 113 \text{ mm}^2 \sim \underline{\text{control}}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{10.5 * 10^6}{(0.9)(120)(282)^2} = 1.22 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.22}{420}} \right) = 0.00299$$

$$A_s = 0.00299(120)(282) = 102 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 113 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 113/113 = 1 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 12} = 113 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ12

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 226 \text{ mm}^2 > 113 \text{ mm}^2$$

\* Check Strain for the magnitude of under strength factor  $\Phi$ :

Tension = Compression

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

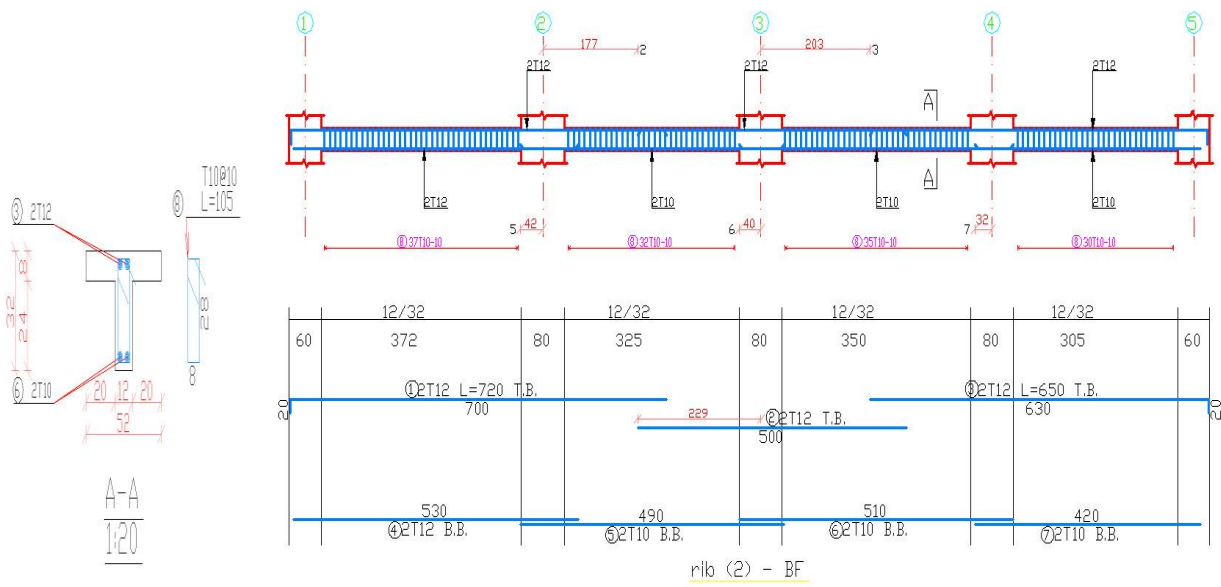
$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.77 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{38.77}{0.85} = 45.51 \text{ mm}$$

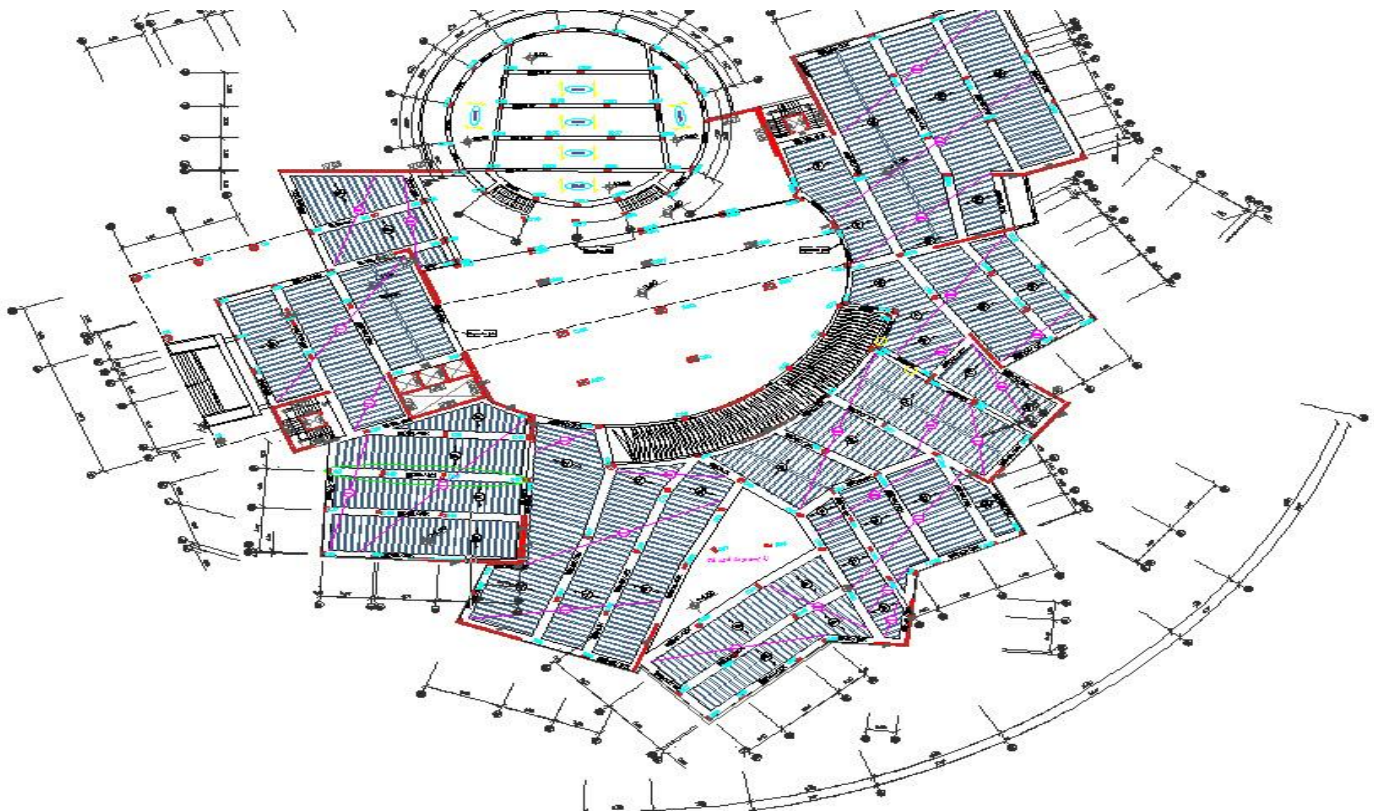
$$\epsilon_s = 0.0155 > 0.005$$

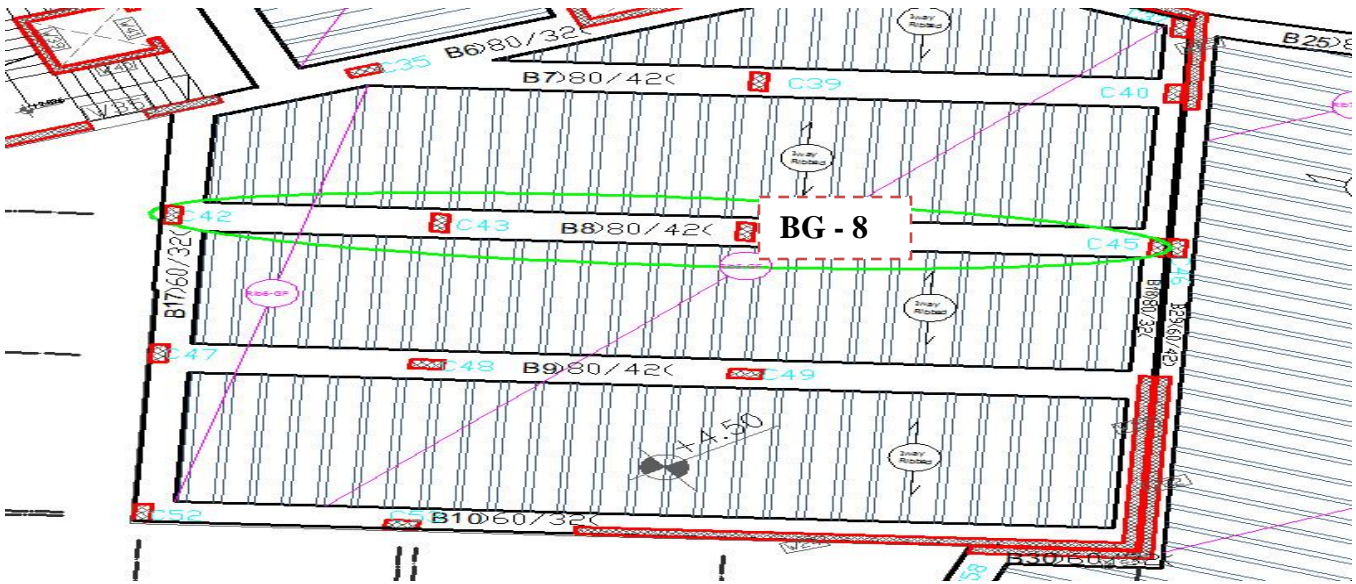
Ok.....



**Figure(4.7) reinforcement of rib R2-BF**

### 4.3.5 Design of Beam BG-8





Figure(4.8) Beam location in ground floor slab

**Load calculations for Beam:**

→ For span 2+3 for the beam :

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam **BG-8** can be defined from the support reactions of the rib **RG-5**.

Reactions					
Factored					
DeadR	11.67	31.51	25.58	28.58	8.08
LiveR	8.18	21.58	19.67	19.55	6.52
Max R	19.85	53.09	45.25	48.12	14.6
Min R	10.93	38.93	31.69	36.01	6.72
Service					
DeadR	9.73	26.26	22.64	23.81	6.74
LiveR	5.11	13.49	12.39	12.22	4.07
Max R	14.84	39.75	33.61	36.03	10.81
Min R	9.26	30.9	25.13	28.46	5.88

Figure(4.9)support reactions of the rib **RG-5** (KN)

- The support reaction (service) from Dead loads of Rib (RB-5) upon beam (BG-8) is **(22.64)**. The distributed Dead load from Rib ( RB-2 ) on Beam(BG-8):



$$DL_{from Rib} = \frac{22.64}{0.52} = 43.54 \text{ KN/m}$$

- The support reaction (service) from Live loads of Rib (RG-5) upon beam (BG-8) is (12.39 KN). The distributed Live load from Rib (RB-5) on Beam (BG-8):

$$LL_{from Rib} = \frac{12.39}{0.52} = 23.83 \text{ KN/m}$$

→ For span 1 for the beam :

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam **BG-8** can be defined from the support reactions of the rib **RG-6**.

Reactions				
Factored				
DeadR	11.82	30.49	29.49	11.43
LiveR	8.24	21.35	20.9	8.04
Max R	20.06	51.84	50.39	19.47
Min R	11.11	37.59	36.48	10.67
Service				
DeadR	9.85	25.41	27.12	9.52
LiveR	5.15	13.34	13.34	5.02
Max R	15.	38.75	37.64	14.55
Min R	9.4	29.85	28.94	9.05

Figure(4.10)support reactions of the rib **RG-6** (KN)

- The support reaction (service) from Dead loads of Rib (RG-6) upon beam (BG-8) is (27.12). The distributed Dead load from Rib (RG-6) on Beam(BG-8):

$$DL_{from Rib} = \frac{27.12}{0.52} = 52.15 \text{ KN/m}$$

- The support reaction (service) from Live loads of Rib (RB-2) upon beam (BG-8) is (13.34 KN). The distributed Live load from Rib (RG-6) on Beam (BG-8):

$$LL_{from Rib} = \frac{13.34}{0.52} = 25.65 \text{ KN/m}$$

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

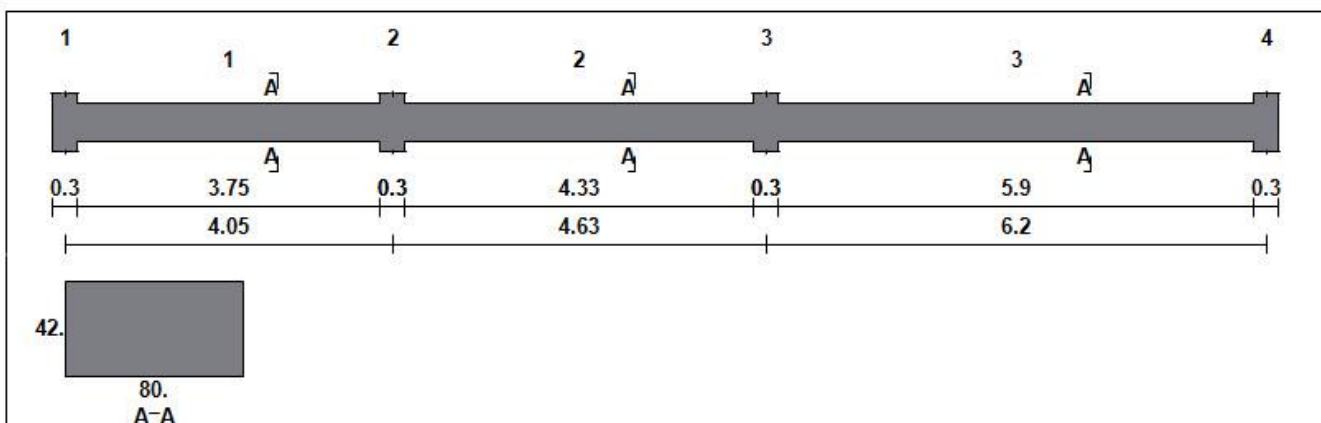


Figure (4.11) Geometry of Beam BG-8



Figure (4.12) Loading of Beam-(KN/m).

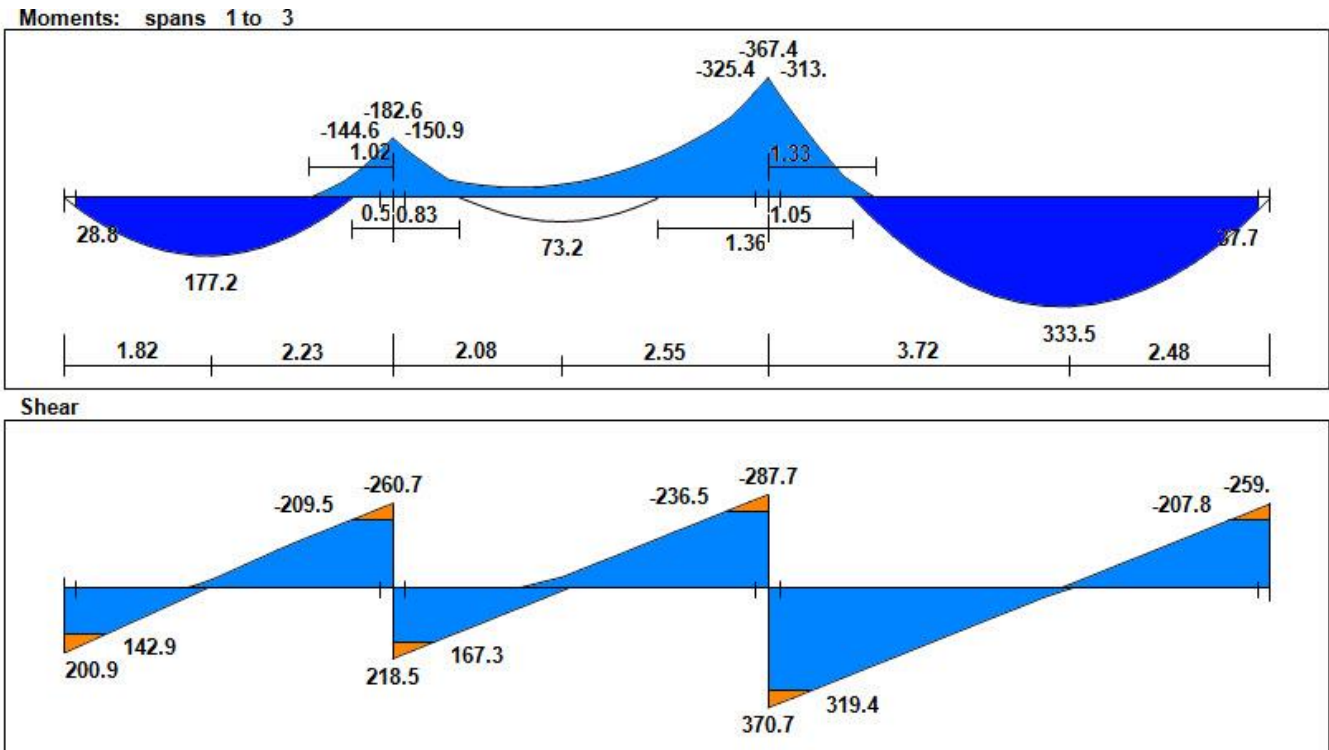


Figure (4.13) Moment and Shear envelop for Beam BG-8

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

Selected drop beam

$$b = 80\text{cm}, h = 42\text{cm}$$

$$d = 420 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 362\text{mm}$$

#### 4.3.5.1 Design of shear for Beam :

ACI – 318 – Categories for shear design:

$$V_{u \text{ critical}} = 322.9 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c'} b_w d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 800 * 362$$

$$V_c = 236.45 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 236.45 = 177.34 \text{ KN}$$

$$177.34 \text{ KN} < V_{u \text{ max}} = 322.9 \text{ KN}$$

( shear reinforcement required )

$$v_{s, \text{min}} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c'} b_w d$$

$$v_{s, \text{min}} = \frac{1}{16} \sqrt{24} * 800 * 362$$

$$v_{s, \text{min}} = 88.67$$

$$v_{s, \text{min}} = \frac{1}{3} b_w d$$

$$v_{s, \text{min}} = \frac{1}{3} * 800 * 362$$

$$v_{s, \text{min}} = 96.53 \text{ KN}$$

Case IV minimum Shear reinforcement required .

$$\Phi(v_c + v_{s, \text{min}}) < v_u \leq 3 \Phi * v_c$$

$$0.75(236.45 + 96.53) = 249.735 < 322.9 < 3 * 0.75 * 236.45 = 532.01 \text{ KN}$$

So, shear reinforcement is required.

Use 4 leg  $\Phi 10$ .

$$A_v = 314.16 \text{ mm}^2.$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{322.9}{0.75} - 236.45 = 194.08 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{314.16 * 420 * 362}{194.08 * 1000} = 246.1 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{362}{2} = 181 \text{ mm}$$

Select 2 leg  $\Phi 10$ , @ 100 mm (2 Legs)

Select S=15 cm .

$$X=399/100.36 = 4 \text{ cm}$$

28  $\Phi 10$  / 15 cm

#### 4.3.5.2 Design of Beam of negative moment :

➤ **Mu = -325.4 KN.m at support (3).**

$$M_n = M_u / 0.9$$

$$= 325.4 / 0.9 = 361.5 \text{ KN.m}$$

~ Assume bar diameter  $\Phi 20$  for main negative reinforcement.

$$d = 420 - 40 - 10 - 10 = 360 \text{ mm}$$

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

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{325.4 * 10^6}{(0.9)(800)(360)^2} = 3.48 \text{ Mpa}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(360) = 839.82 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (800)(360) = 960 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.48}{420}} \right) = 0.00914$$

$$A_s = 0.00914 (800) (360) = 2632.32 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 960 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 2632.32 / 314 = 8.38 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 20} = 314 \text{ mm}^2$$

Select bar 9  $\Phi 20$

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 2826 \text{ mm}^2 > 2632.32 \text{ mm}^2$$

\* Check strain for the magnitude of under strength factor  $\Phi$ :

Tension = Compression

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

$$2632.32 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 67.7 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{67.7}{0.85} = 79.7 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{360 - 79.7}{79.7} \times 0.003 = 0.01$$

$$\varepsilon_s = 0.01 > 0.005$$

Ok.....

\*Check for bar distance:

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 9 \times 20}{8} = 65 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

➤ **Mu = -150.9 KN.m at support (2).**

$$M_n = M_u / 0.9$$

$$= 150.9 / 0.9 = 167.67 \text{ KN.m}$$

~ Assume bar diameter  $\Phi 20$  for main negative reinforcement.

$$d = 420 - 40 - 10 - 10 = 360 \text{ mm}$$

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

$$K_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{150.9 \times 10^6}{(0.9)(800)(360)^2} = 1.61 \text{ Mpa}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(360) = 839.8 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (800)(360) = 960 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m k_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.61}{420}} \right) = 0.004$$

$$A_s = 0.004 (800) (360) = 1152 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 960 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 1152 / 314 = 3.67 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 20} = 314 \text{ mm}^2$$

Select bar 5  $\Phi$  20

$$\text{Total } A_{s \text{ (provide)}} = 1570 \text{ mm}^2 > 1152 \text{ mm}^2$$

\* Check strain for the magnitude of under strength factor  $\Phi$ :

Tension = Compression

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

$$1570 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 40.4 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{40.4}{0.85} = 47.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{360 - 47.53}{47.53} \times 0.003 = 0.019$$

$$\epsilon_s = 0.019 > 0.005$$

Ok.....

\*Check for bar distance:

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 5 \times 20}{4} = 150 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

#### 4.3.5.3 Design of positive moment :

\*Take  $M_u = 333.5 \text{ KN.m}$  for span 3 .

~ Assume bar diameter  $\Phi 20$  for main positive reinforcement.

$$d = 420 - 40 - 10 - 10 = 360 \text{ mm}$$

Check design case :

$$\Phi * M_n = 0.9 * 0.85 * f_c' * b * h_f * (d - h_f/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 800 * 420 * (360 - 420/2) = 925.34 \text{ KN.m}$$

$$\Phi * M_n = 925.34 \text{ KN.m} \gg M_u = 333.5 \text{ KN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section :

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

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{333.5 * 10^6}{(0.9)(800)(360)^2} = 3.57 \text{Mpa}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(360) = 839.82 \text{mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (800)(360) = 960 \text{mm}^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.57}{420}} \right) = 0.0094$$

$$A_s = 0.0094 (800) (360) = 2714.2 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 960 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 2714.2 / 314 = 8.6 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 20} = 314 \text{ mm}^2$$

Select bar 10  $\Phi 20$

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 3140 \text{ mm}^2 > 2714.2 \text{ mm}^2$$

\* Check strain for the magnitude of under strength factor  $\Phi$ :

Tension = Compression

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

$$3140 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 80.8 \text{mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{80.8}{0.85} = 95.07 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{360 - 95.07}{95.07} \times 0.003 = 0.008$$

$$\epsilon_s = 0.008 > 0.005$$

Ok.....

\*Check for bar distance:

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 10 \times 20}{9} = 55.55 \text{mm} > 25 \text{mm} \dots \text{ok}$$

\*Take  $M_u = 177.2 \text{ KN.m}$  at span (1).

Check design case :

$$\Phi * M_n = 0.9 * 0.85 * f_c' * b * hf * (d - hf/2)$$

$$= 0.9 \times 0.85 \times 24 \times 800 \times 420 \times (360 - 420/2) = 925.34 \text{ KN.m}$$

$$\Phi * M_n = 925.34 \text{ KN.m} \gg M_u = 70.5 \text{ KN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section :

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

$$d = 420 - 40 - 10 - 8 = 362 \text{ mm}$$

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

$$K_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{177.2 * 10^6}{(0.9)(800)(362)^2} = 1.87 \text{ Mpa}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(362) = 844.49 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (800)(362) = 965.3 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m k_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.87}{420}} \right) = 0.0047$$

$$A_s = 0.0047 (800) (362) = 1361.12 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 965.3 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 1361.12 / 201 = 6.77 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 16} = 201 \text{ mm}^2$$

Select bar 8 $\Phi$  16

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 1608 \text{ mm}^2 > 1361.12 \text{ mm}^2$$

\* Check strain for the magnitude of under strength factor  $\Phi$ :

Tension = Compression

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

$$1608 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 41.4 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{41.4}{0.85} = 48.7 \text{ mm}$$



$$\varepsilon_s = \frac{362 - 48.7}{48.7} \times 0.003 = 0.019$$

$$\varepsilon_s = 0.019 > 0.005$$

Ok.....

**\*Check for bar distance:**

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 8 \times 16}{7} = 81.7 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

**\*Take Mu = 73.2 KN.m at span (2).**

Take  $\Phi=16$

$$d=420-40-10-8=362$$

Check design case :

$$\Phi * M_n = 0.9 * 0.85 * f_c' * b * h_f * (d - h_f/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 800 * 420 * (362 - 420/2) = 1439.4 \text{ KN.m}$$

$$\Phi * M_n = 937.68 \text{ KN.m} \gg M_u = 73.2 \text{ KN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section with  $b_E = 1000 \text{ mm}$

$$k_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{73.2 * 10^6}{(0.9)(800)(362)^2} = 0.77 \text{ Mpa}$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(362) = 844.49 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (800)(362) = 965.3 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.77)}{420}} \right) = .0018$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0018 (800) (362) = 541.35 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 965.3 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{s \text{ bar}}} = \frac{965.3}{314} = 3.07$$

Note  $A_{\Phi 16} = 201 \text{ mm}^2$

Select bars 4 $\Phi$ 16

Total  $A_s$  (provide) =  $804 \text{ mm}^2$

**\* Check strain for  $\Phi$ :**

Tension = Compression

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

$$804 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 20.69 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1}$$

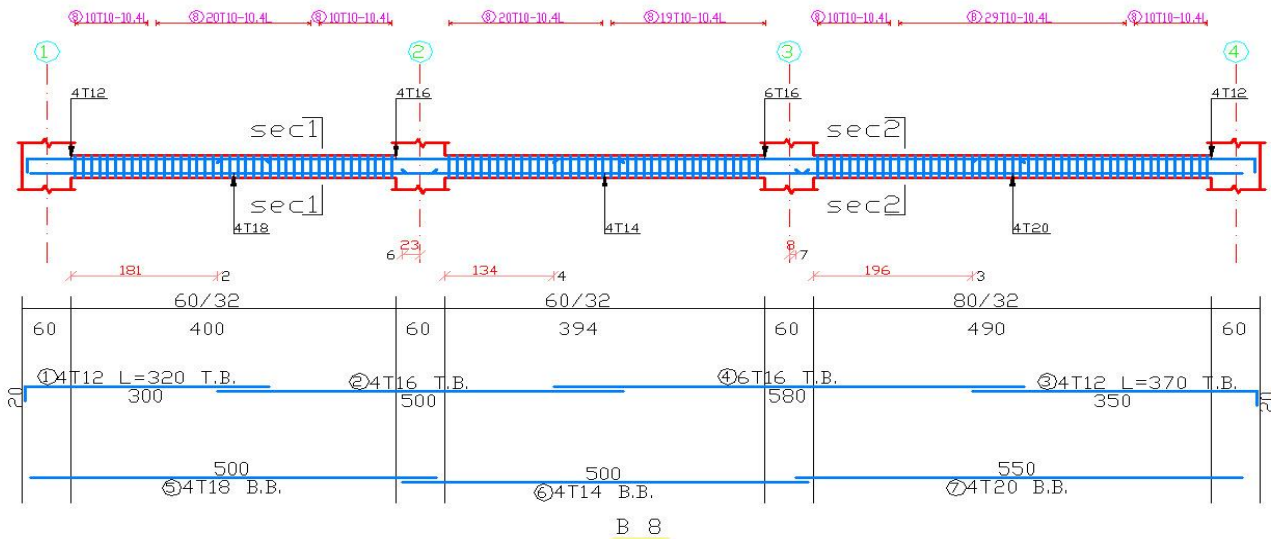
$$x = \frac{20.7}{0.85} = 24.34 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{362 - 24.34}{24.34} \times 0.003 = 0.04$$

$$\epsilon_s = 0.04 \geq 0.005 \dots \dots \dots \text{OK}$$

**\*Check for bar distance:**

$$S = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 16}{3} = 212 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \text{ok}$$



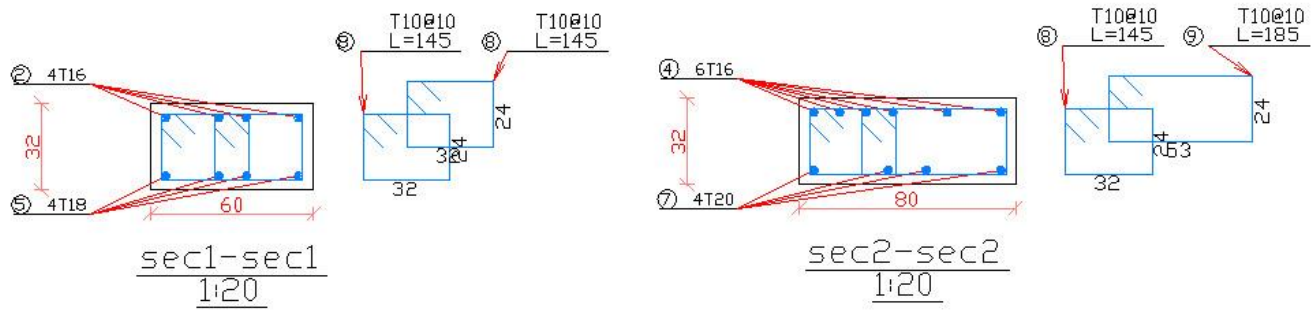


Figure (4.14) reinforcement for beam BG-8

### 4.3.6 Design of one way solid slab

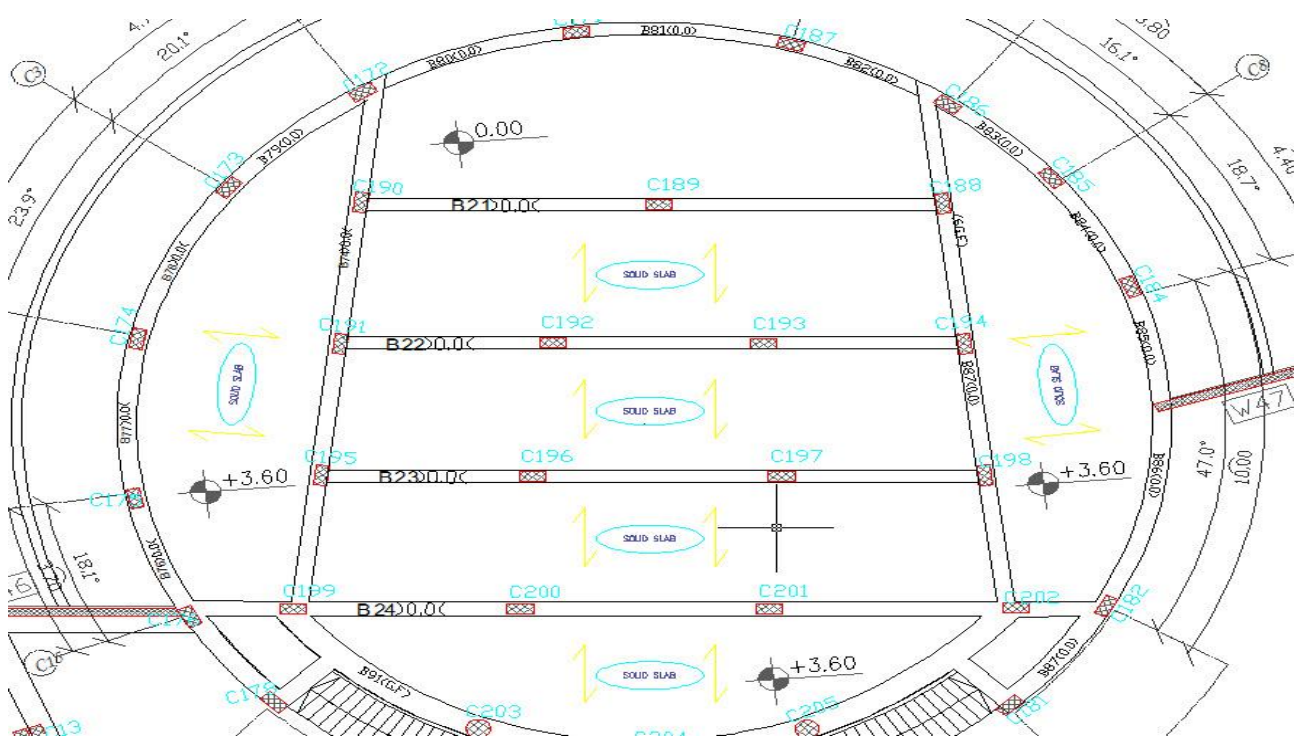


Figure (4.15) Location of Solid slab in ground floor

**Material :-**

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

**4.3.6.1 Minimum thickness (deflection requirements):**

For two end continuous slab :

$$L=3.47 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \frac{l}{24} = \frac{3.47}{24} = 0.144 \text{ m}$$

Select  $h=20 \text{ cm}$

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{12}{2} = 174 \text{ mm}$$

**4.3.6.2 Load calculation:**

for 1m

$$D= 11.2 \text{ KN/m}$$

$$L= 5 \text{ KN/m}$$

**Factored loads:**

$$q_u = 1.2 D + 1.6 L = 1.2 * 11.2 + 1.6 * 5 = 21.44 \text{ KN/m}^2$$

**4.3.6.3 Analysis:**

Now insert the load on Atir:

Envelope moment/shear diagram for solid slab :

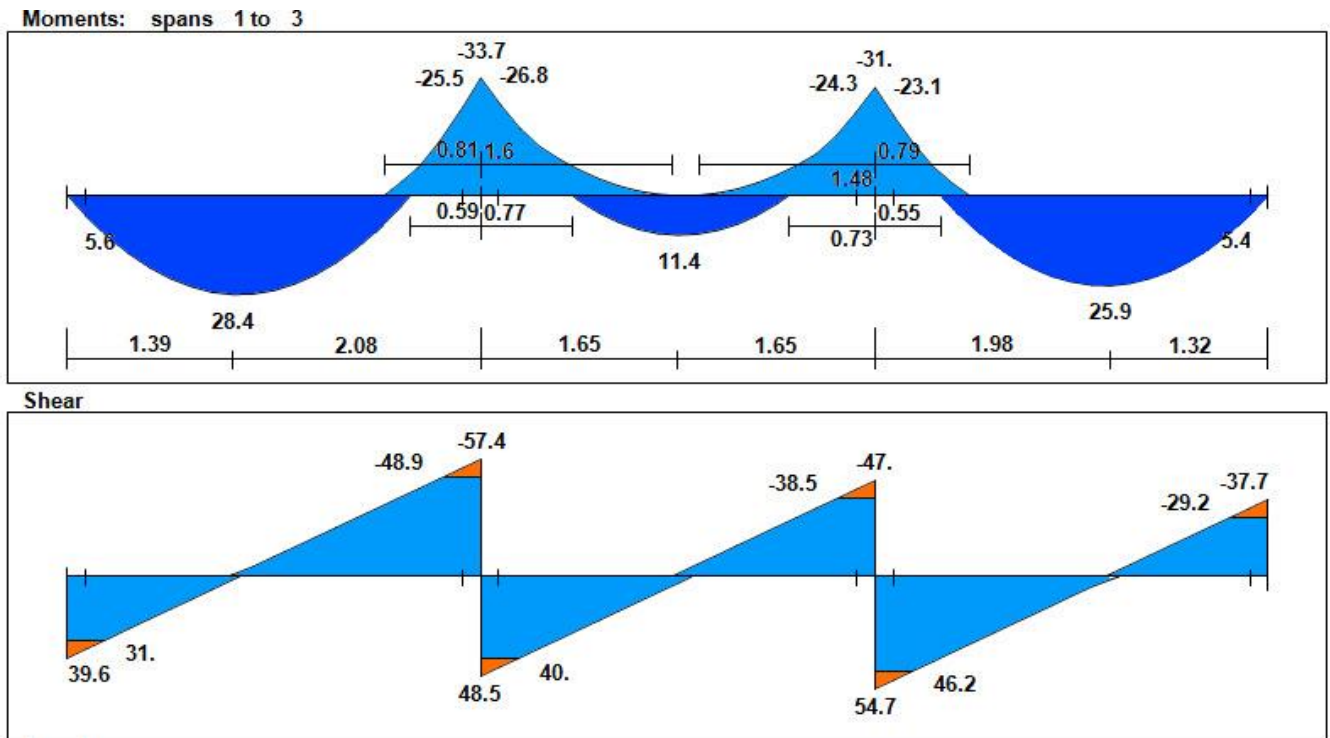


Figure (4.16) Envelope moment/shear diagram for solid slab

Critical section at distance  $d = 174$  mm from the face of support.

$$A_u = B_u = 21.44 * 4.54 / 2 = 48.68 \text{ KN}$$

$$\text{Max } V_u = 48.68 \cos 18.5 = 46.1 \text{ KN}$$

$$V_{u,max} = 46.1 \text{ KN}$$

$$\Phi * V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} * b_w * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 174 = 106.55 \text{ KN}$$

$$\Phi * V_c = 106.55 \text{ KN} > V_{u,max} = 46.1 \text{ KN}$$

The thickness of the slab is adequate enough

No shear reinforcement is required.

#### 4.3.6.4 Design of max positive moment

$$M_u = 28.4 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{28.4}{0.9} = 31.55 \text{ KN.m}$$

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

$$kn = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{31.55 \times 10^6}{1000 \times (174)^2} = 1.042 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.042 \cdot 20.6}{420}} \right) = 0.00254$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 0.00254 \times 1000 \times 174 = 441.96 \text{ mm}^2$$

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

$$\rightarrow A_{s_{req}} = 441.96 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 360 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 441.96 \text{ mm}^2$$

Φ12 with  $A_s = 113.1 \text{ mm}^2$

$$\text{Number of } \Phi 12 = \frac{A_{s_{req}}}{A_{bar}} = \frac{441.96}{113.1} = 3.9 \rightarrow \text{no. bars} = 5 \text{ bars}$$

Take 5Φ12 / m or Φ12@200mm

The step (s) is the smallest of

$$1-S=3 \cdot h = 3 \cdot 200 = 600 \text{ mm}$$

$$2-S=450 \text{ mm}$$

$$3-S=380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \cdot C_c = 380 \cdot \left( \frac{280}{280} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm}$$

$$\text{But } S \leq 300 \cdot \left( \frac{280}{280} \right) = 300 \text{ - control}$$

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

### Temperature and shrinkage :

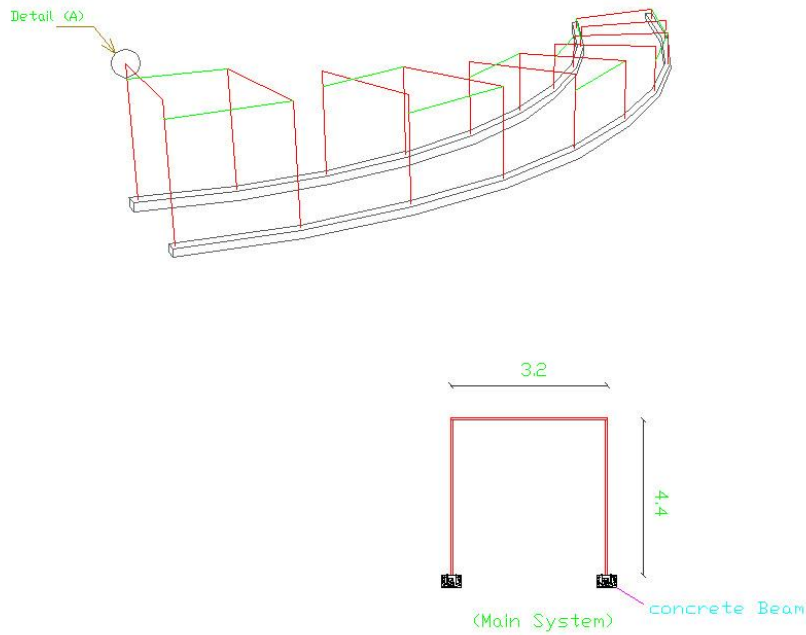
$$A_{s(temp)} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 441.96 \text{ mm}^2$$

Take 5Φ12/m or Φ12@200 mm

$$1-S=5 \cdot h = 5 \cdot 200 = 1000 \text{ mm}$$

$$2-S=450 \text{ mm -control}$$

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



**Figure (4.17) Ceiling cover for ramp**

### 4.3.7 Design of column C20

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

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

The Column is an interior one.

$$DL = 826.4 \text{ KN}$$

$$LL = 355.59 \text{ KN}$$

$$Pu = 1.2DL + 1.6LL$$

$$Pu = 1.2(826.4) + 1.6(355.59)$$

$$\mathbf{Pu = 1560.624 \text{ KN}}$$

1- Check for slenderness:-

$$\frac{k l_n}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

$$* \frac{M_1}{M_2} = 1 \text{ braced frame with } M_{min}$$

K=1 for column in non-sway frames.

$$\frac{k l_n}{r} \leq 34 - 12 = 22 \leq 40$$

$$\frac{k l_n}{r_x} = \frac{1 \cdot 3.88}{0.3 \cdot 0.7} = 18.476 < 22 \text{ Column is short about x-axis}$$

$$\frac{k l_n}{r_y} = \frac{1 \cdot 3.88}{0.3 \cdot 0.4} = 32.33 > 22 \text{ Column is long about y-axis}$$

Nominal axial strength of column  $P_n = P_{nx}$

2- Calculate the minimum eccentricity  $e_{min}$  and the minimum moment  $M_{min}$

$$e_{x_{min}} = (15 + 0.03h) = 15 + 0.03 \cdot 700 = 36 \text{ mm}$$

$$P_{u_{factored}} = 1560.624 \text{ KN.}$$

$$M_{min} = P_u \cdot e_{x_{min}} = 1560.624 \cdot \frac{36}{1000} = 56.18 \text{ KN.}$$

3- Compute EI

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \cdot 700^3}{12} = 1.143 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 D (\text{sustained})}{1.2 D + 1.6 L} = \frac{1560.624}{1560.624 + 1.6 \cdot 700} = 0.635$$

$$EI = \frac{0.7 \cdot 4750 \sqrt{f_c'} I_g}{1 + \beta_{dns}} = \frac{0.7 \cdot 4750 \sqrt{28'} \cdot 1.143 \cdot 10^{10}}{1 + 0.635} = 123 \text{ MN/m}^2$$

4- Determine the Euler buckling load,  $P_c$ :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k l_n)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 123}{(1 \cdot 3.88)^2} = 80.638 \text{ MN}$$

5- Calculate the moment magnifier factor  $\delta_{ns}$  :

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 \cdot 1 = 1 > 0.4$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1.560624}{0.75 \cdot 80.638}} = 1.067$$

$$1.4 > 1.026 > 1 \dots \dots \dots \text{ok}$$

The magnified eccentricity and moment:



$$e = e_{min} * \delta_{ns} = 36 * 1.026 = 36.936 \text{ mm}$$

$$M_{ux} = \delta_{ns} * M_{ux} = 1.026 * 56.18 = 57.64 \text{ KN.m}$$

### 6- Select column reinforcement

We will use the tide column interaction diagrams

$$\frac{ey}{h} = \frac{36.936}{700} = 0.0527$$

Compute ratio  $\gamma$

$$\gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{700 - 2 * 40 - 2 * 10 - 20}{700} = 0.828$$

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{P_u}{A_g} = \frac{1560.624 * 10^{-3}}{0.7 * 0.4} = 5.57 \text{ Mn/m}^2$$

$$\rho_g = 0.02$$

∴select reinforcement

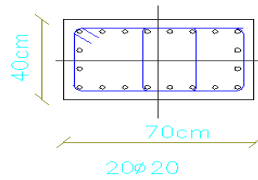
$$A_{st} = \rho_g A_g = 0.02 * 700 * 400 = 2800 \text{ mm}^2$$

$$A_s \emptyset 20 = 314.16 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_s \emptyset 20} = 8.9$$

Use 18 $\emptyset$ 20 with  $A_s = 5654.88 \text{ mm}^2 > 2800 \text{ mm}^2$  ok

Select 20 $\emptyset$ 20



**Figure (4.18): cross section in column C20**

**\*Design of ties**

Use ties Ø10 with spacing of ties shall not exceed

- 1) 48 times the tie diameter ,  $48d_s = 48 * 10 = 480mm$
- 2) 16 times the longitudinal bar diameter  $16d_b = 16 * 20 = 320mm$  ..... control
- 3) The lest dimension of column =40 mm

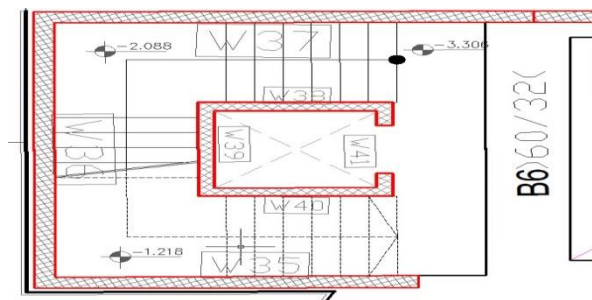
Use ties Ø10@ 200 mm

1-Check for clear spacing between longitudinal bars

$$\text{Clear spacing} = \frac{700 - 40 * 2 - 10 * 2 - 10 * 20}{9} = 44.44 > 40 \text{ mm}$$

$$44.44 > 1.5 * 20 = 30$$

**4.3.8 Design of stair**



**Figure 4.19 : Stair plan**

#### 4.3.8.1 Determination of Thickness:

Height = 4.5 m

Rise = 4.5 / 23 = 0.195 m

Run = 27 cm

Live Load on Stair (Landing & Flight) = 5 KN / m<sup>2</sup> (Horizontal projection)

According Jordanian code.

Minimum slab thickness for deflection is (for simply supported one way solid slab)

$$h_{\min.} = \frac{l}{20} = \frac{4.6}{20} = 0.23 \text{ m}$$

Use h = 30 cm

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{\text{Rise}}{\text{Run}} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{19.5}{27} \right) = 35.8^\circ$$

#### 4.3.8.2 Design of Flight 2 :

##### Load Calculations:

Dead load:

25cm flight : 25\*0.25\*1/cos 35.8 = 7.7KN/m

3cm plaster: 22\*0.03\*1/cos 35.8=0.813 KN/m

Horizontal mortar: 22\*0.03\*1=0.7KN/m

Horizontal tiles: 23\*0.04\*1\*(33/27) =1.124KN/m

Vertical tiles: 23\*.03\*1\*(19.5/27)=0.49KN/m

Vertical mortar: 22\*0.03\*1\*(19.5/27) = 0.216KN/m

Triangle: 25\*0.195\*1/2=2.43KN/m

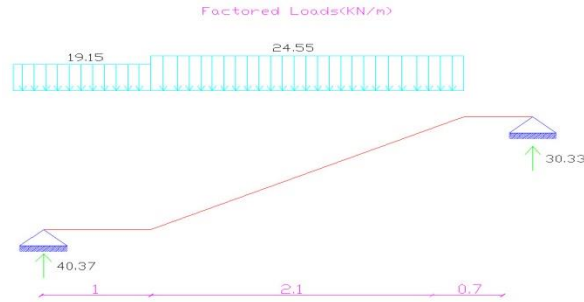
$\sum D=13.79\text{KN/m}$

L=5\*1=5KN/m

Factored load:

$q_u=1.2*D +1.6*L$

$$q_u = 1.2 * 13.79 + 1.6 * 5 = 24.55 \text{ KN/m}$$



**Figure (4.20) : structural system of flight 2**

$$A_u = B_u = 24.55 * 2.1 / 2 = 25.77 \text{ KN}$$

$$\text{Max } V_u = 25.77 \cos 35.8 = 20.9 \text{ KN}$$

$$\text{Max } M_u = 25.4 \left(0.4 + \frac{2.1}{2}\right) - 24.55 * \frac{2.1}{2} * \frac{2.1}{2 * 2} = 40 \text{ KN.m}$$

**design of shear :**

Assume Ø14 for main reinforcement:

$$d = 300 - 20 - \frac{14}{2} = 273 \text{ mm}$$

$$V_u = 40.37 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 273 = 167.17 \text{ KN} > V_u = 20.9 \text{ KN}$$

The thickness is adequate enough.

No shear reinforcement is required.

**design of moment :**

$$M_u = 40 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{40}{0.9} = 44.44 \text{ KN.m/m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{44.44 * 10^6}{1000 * 273^2} = 0.596 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 K_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.596 * 20.6}{420}} \right) = 0.001441$$

$$A_s = \rho b d = 0.001441 * 1000 * 273 = 3.934 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{min.}} = 0.0018 b h = 0.0018 * 1000 * 30 = 54 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s,\text{min.}} = 54 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\phi 12}} = \frac{54}{113} = 3.98, \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.98} = 0.251 \text{ m}$$

Take 5Ø12/m with  $A_s = 565.48 \text{ mm}^2$  or Ø12@20 cm

Step (S) is the Smallest of:

1.  $3h = 3 * 300 = 900 \text{ mm.}$

2. 450 mm

3.  $s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left( \frac{280}{\left( \frac{2}{3} \right) * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm} - \text{Control}$

$$s = 251 \text{ mm} < s_{\text{max.}} = 330 \text{ mm} - \text{OK}$$

**Temperature & Shrinkage reinforcement:**

$$A_s = A_{s,\text{min.}} = 450 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\phi 12}} = \frac{450}{113} = 3.98, \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.98} = 0.251 \text{ m}$$

Take 5Ø12/m with  $A_s = 565 \text{ mm}^2$  or Ø12@20 cm

Step (S) is the Smallest of:

1.  $5h = 5 * 250 = 1250 \text{ mm.}$

2. 450 mm – control

$$s = 250 \text{ mm} < s_{\text{max.}} = 450 \text{ mm} - \text{OK}$$

### 4.3.8.3 Design of flight 1:

Loads on landing:

#### Dead load:

25cm concrete  $25 \times 0.25 \times 1 = 6.25 \text{ KN/m}$

7cm sand  $16 \times 0.07 \times 1 = 1.1 \text{ KN/m}$

2cm mortar  $22 \times 0.02 \times 1 = 0.4 \text{ KN/m}$

3cm tiles  $23 \times 0.03 \times 1 = 0.7 \text{ KN/m}$

2cm plaster  $22 \times 0.02 \times 1 = 0.4 \text{ KN/m}$

$$\sum D = 8.85 \text{ KN/m}$$

$$L = 5 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + (A_u \text{ or } B_u \text{ from flight 2}) / 1.0$$

$$q_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + (A_u \text{ or } B_u \text{ from flight 2}) / 1.0$$

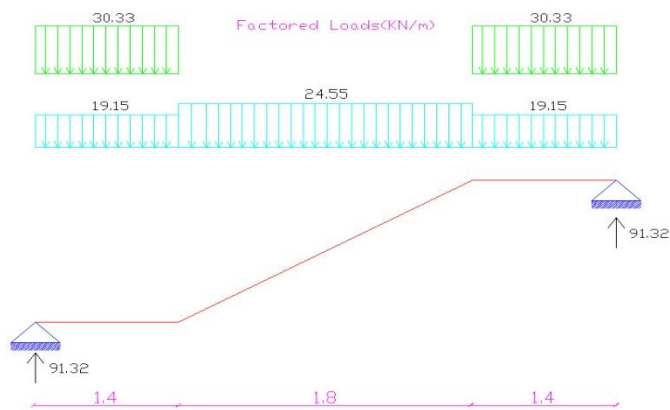


Figure (4.21) : structural system of flight 1

#### Support reaction:

$$\sum M_A = 0$$

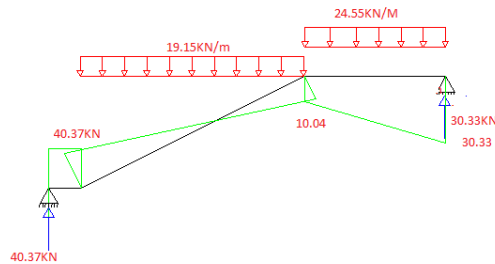
$$40 \times 1.3 \times \frac{1.3}{2} + 24.55 \times 2.4 \times \left(1.3 + \frac{1.89}{2}\right) - B_u \times 4.28 = 0$$

$$B_u = 49.12 \text{ KN}$$

$$\sum MB=0$$

$$24.55 * 1.89 * (0.4 + \frac{1.89}{2}) + 40 * 1.3 * (2.9 + \frac{1.3}{2}) - A_u * 4.28 = 0$$

$$A_u = 57.7 \text{ KN}$$



**Figure 4.22: shear diagram of flight 2**

### **Design of shear:**

$$\text{Max } V_u = 57.7 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 273 = 167.17 \text{ KN} > V_u = 57.7 \text{ KN}$$

The thickness is adequate enough.

No shear reinforcement is required.

### **design of moment :**

Max  $M_u$  at zero shear force at distance X :

$$X = 0.86 \text{ m}$$

$$M_u = 46.7 * 2.64 - 20.84 * \frac{2.24^2}{2} = 71 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 71 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{71}{0.9} = 78.9 \text{ KN.m/m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{78.9 * 10^6}{1000 * 224^2} = 1.57 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 K_n m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.57 * 20.6}{420}} \right) = 0.004$$

$$A_s = \rho b d = 0.004 * 1000 * 224 = 896 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min.} = 0.0018bh = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 896 \text{ mm}^2 > A_{s,\min.} = 450 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\phi 14}} = \frac{896}{154} = 5.8, \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{5.8} = 0.17 \text{ m}$$

Take  $\phi 14@15 \text{ cm}$  with  $A_s = 1027 \text{ mm}^2$

Step (S) is the Smallest of:

1.  $3h = 3 * 250 = 750 \text{ mm}$ .
2.  $450 \text{ mm}$
3.  $s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c = 380 \left( \frac{280}{\left(\frac{2}{3}\right)*420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm} - \text{Control}$   
 $s = 150\text{mm} < s_{\max.} = 330 \text{ mm} - \text{OK}$

### Temperature & Shrinkage reinforcement:

$$A_s = A_{s,\min.} = 450 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{s,\phi 12}} = \frac{450}{113} = 3.98, \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.98} = 0.251 \text{ m}$$

Take  $4\phi 12/\text{m}$  with  $A_s = 452 \text{ mm}^2$  or  $\phi 12@25 \text{ cm}$

Step (S) is the Smallest of:

1.  $5h = 5 * 250 = 1250 \text{ mm}$ .
  2.  $450 \text{ mm} - \text{control}$
- $s = 250\text{mm} < s_{\max.} = 450 \text{ mm} - \text{OK}$

**NOTE** :Design of flight 3 is the same as flight 1 .



### 4.3.9 Design of basement wall

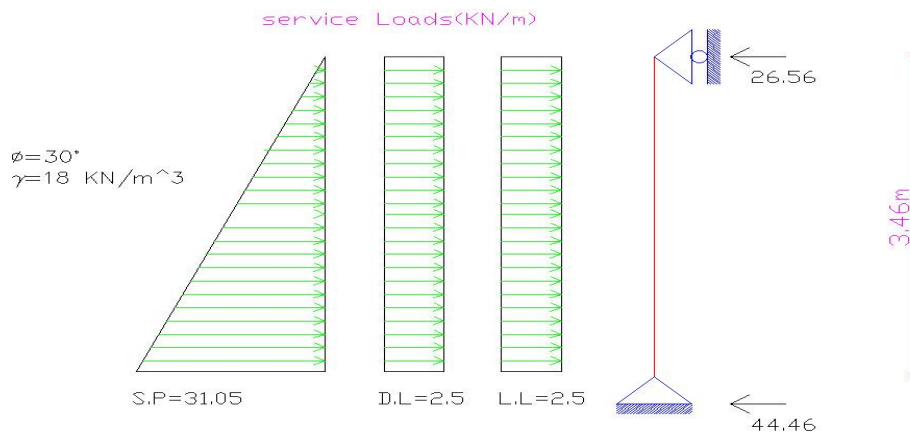
#### 4.3.9.1 Load calculation:

$f_c$	$F_y$	$\gamma_s$	qall	$\phi$
24 MPa	420 MPa	18 KN/m <sup>3</sup>	200 KN/m <sup>2</sup>	30

$$K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$e_0 = K_0 * h * \gamma = 0.5 * 3.46 * 18 = 31.05 \text{ KN/m}$$

$$E_0 = 0.5 * 31.05 * 3.46 = 53.7165 \text{ KN}$$



**Figure (4.23): Loads on Basement wall (BW1).**

### 4.3.9.2 Support reaction:

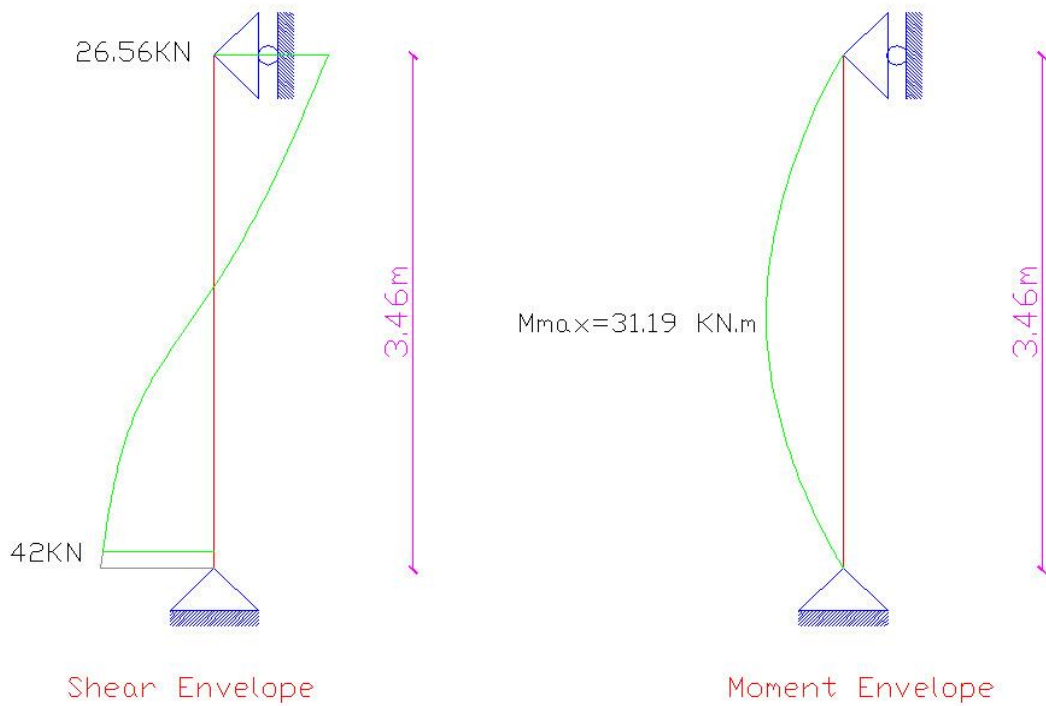


Figure (4.24): Envelope diagram of Basement Wall.

$$M_R B = 0$$

$$53.7165 * 3.46 / 3 - B * 3.46 = 0$$

$$A = 26.56 \text{ kN}$$

$$M_R A = 0$$

$$53.7165 * 3.46 * 2 / 3 - A * 3.46 = 0$$

$$B = 44.46 \text{ kN}$$

$$\text{Max } V = 44.9 \text{ kN}$$

$$\text{Max } M \text{ at } V = 0$$

$$V = 0 \text{ at } Y = ?$$

$$31.05 / 3.46 = P(Y) / Y$$

$$P(Y) = 8.9739$$

$$V = 0$$

$$8.9739 * Y * (Y/2) + 5Y - 8.9739 * Y * (Y/2) = 0$$

Equation second degree ( general equation)

$$Y = 1.938 \text{ m} \quad P(Y) = 17.39$$

$$\text{Max } M = 26.55 * 1.938 - 0.5 * 5 * 1.938 * 1.938 - 17.39 * 1.938 * 1.938 / 6 = 31.1883 \text{ KN.m}$$

$P_u =$  is relative low

Design as a slab with  $b = 1 \text{ m}$

$$V_u = 1.6 * 44.46 = 71.136 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.6 * 31.188 = 49.9 \text{ KN.m}$$

#### 4.3.9.3 Design of Shear:

Let  $h = 30 \text{ cm}$

$$d = 300 - 20 - 14 = 266 \text{ mm}$$

$$V_{u \text{ max}} = 71.136 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 266 = 162.89 \text{ KN} > V_{u \text{ max}} = 71.136 \text{ KN}$$

**NOTE :  $V_u$  is not measured at the critical section.**

#### 4.3.9.4 Design of Bending Moment:

**\*Tension face:**

$$M_u = 49.9 \text{ KN.m/m}$$

$$k_n = \frac{M_u}{b \cdot d^2}$$

$$k_n = \frac{49.9 * 10^6}{0.9 * 1000 * 266^2} = 0.7836 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}} \right) = 20.6 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.7836}{420}} \right) = 0.001903$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.001903 * 100 * 26.6 = 5.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0012 * 100 * 30 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Use  $\Phi 12 @ 20 \text{ cm}$ , with  $A_{s, \text{ provided}} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$

**\*Vertical reinforcement of compression face :**

$$A_{s \text{ min}} = A_{s \text{ req}} / 3 = 9.96 / 3 = 3.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Use  $\Phi 12 @ 20 \text{ cm}$ , with  $A_{s, \text{ provided}} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$

**\* horizontal reinforcement:**

for two layers ...  $A_{s \text{ min}} = 0.002bh = 0.002 * 300 * 1000 = 600 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

for one layer ...  $A_{s \text{ req}} = 600 / 2 = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

Use  $\Phi 10 @ 20 \text{ cm}$ , with  $A_{s, \text{ provided}} = 322.5 \text{ mm}^2/\text{m}$  ... in both sides.

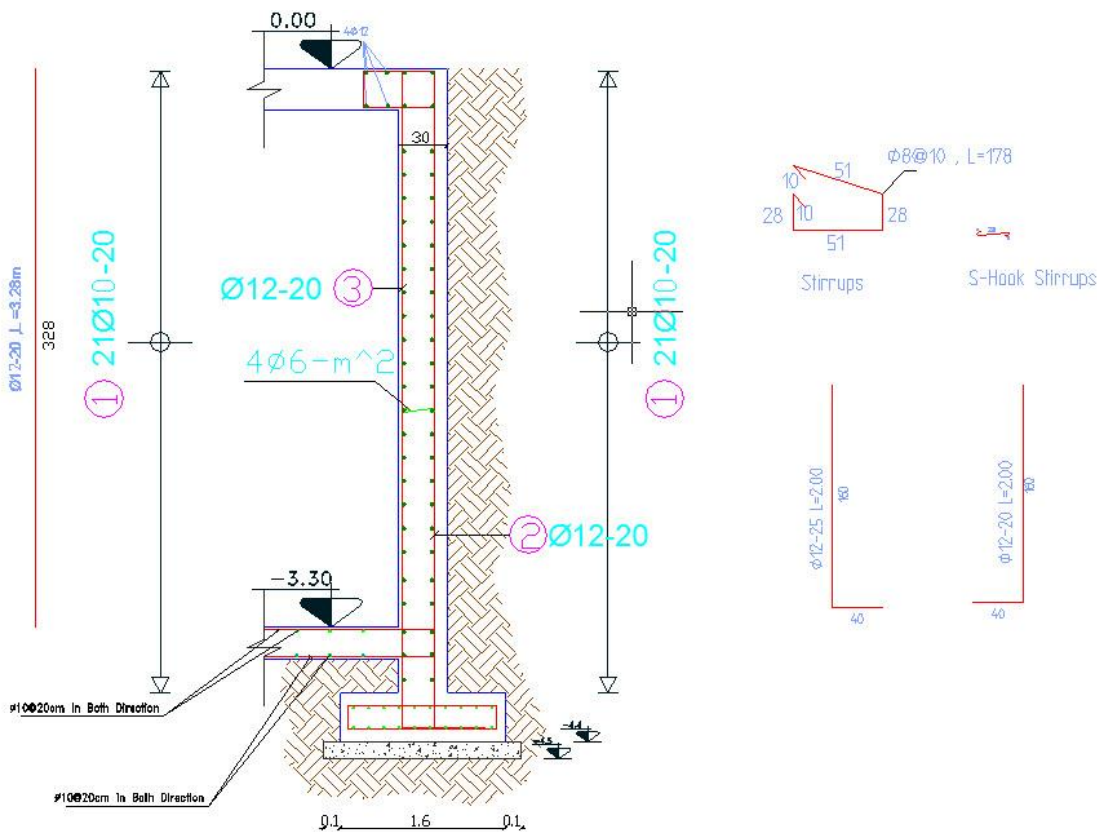
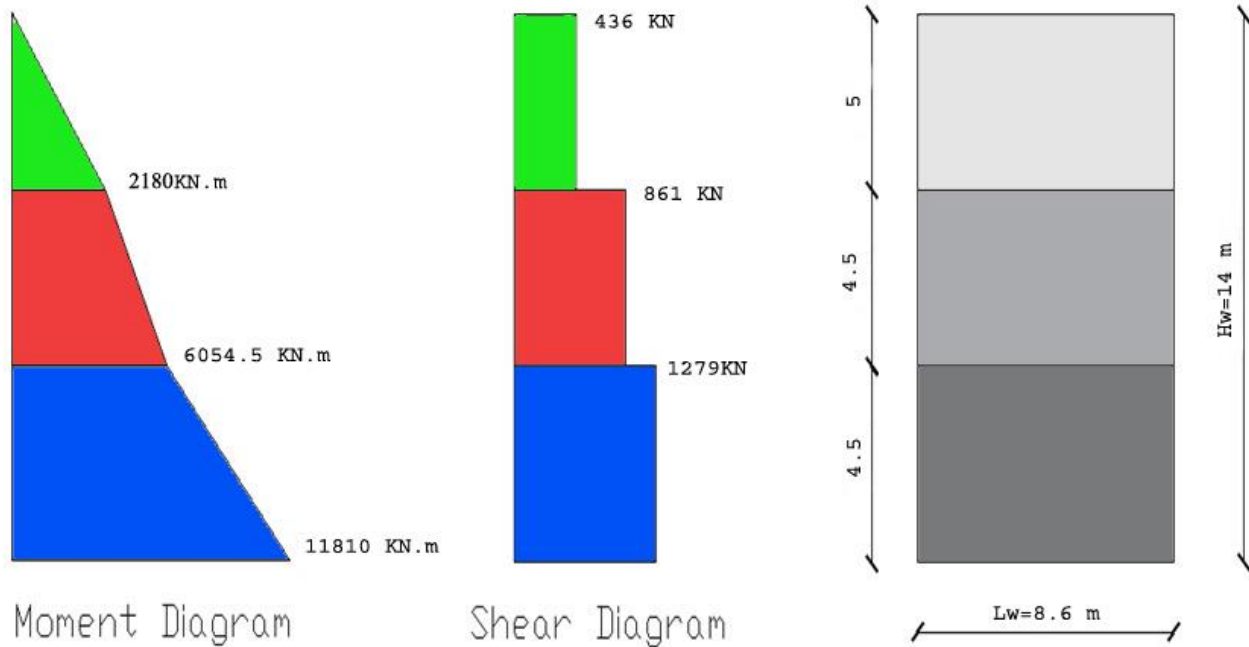


Figure (4.25) reinforcement for basement wall

**NOTE:** the structural system for this basement wall assumes as pin and roller supports, so must be connected with slab before put a backfill.

### 4.3.10 Design of shear wall



**Figure (4-26) : Shear force and moment on the shear wall**

$$h_w = 14 \text{ m} , L_w = 8.6 \text{ m}$$

$$d \leq 0.8 * L_w = 0.8 * 8.6 = 6.88 \text{ m} \dots \text{ control}$$

$$d \leq 0.8 * h_w = 0.8 * 14 = 11.2 \text{ m}$$

$$L_w / 2 = 8.6 / 2 = 4.3 \text{ m} \dots \dots \text{ control}$$

$$h_w / 2 = 14 / 2 = 7 \text{ m}$$

• **Design horizontal reinforcement :**

$$V_{umax} = 1279 \text{ KN}$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 200 \times 6880 = 1123.499 \text{ KN (control)}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w}$$

$$N_u = 0.0 \text{ KN}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 200 \times 6880}{4} + 0.0 = 1685.24 \text{ KN}$$

$$V_{c3} = \left[ \frac{\sqrt{f_c'}}{2} + \frac{l_w \left( \sqrt{f_c'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{M_u(1) - l_w}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$V_{c3} = \left[ \frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{8600(\sqrt{24} + 0.0)}{\left\langle \frac{6310.3 \times 1000}{1279} - \frac{8600}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{200 \times 6880}{10} = 9484.213 \text{ KN}$$

So thickness of wall is safe

• **Design for horizontal reinforcement :**

$$V_c = 1123.499 \text{ KN is control}$$

$$V_s = \left( \frac{V_u}{\phi} - V_c \right) = \frac{1279}{0.75} - 1123.499 = 581.834 \text{ KN}$$

$$\frac{A_v h}{s h} = \frac{V_s}{f_y \times d} \Rightarrow \left( \frac{A_v h}{s h} \right) = \frac{581.834 \times 1000}{420 \times 6880} = 0.20135$$

$$\left( \frac{A_v h}{s h} \right)_{\min} = 0.002 \times 200 = 0.4$$

$$\left( \frac{A_v h}{s h} \right)_{\min} > \left( \frac{A_v h}{s h} \right)_{\text{req}} \text{ so } \left( \frac{A_v h}{s h} \right)_{\min} \text{ is control}$$

Select  $\Phi 10$  ( two layers )

$$A_{vh} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1.57 * 100}{sh} = 0.4 \Rightarrow sh = 39.25 \text{ cm}$$

$$S = 392.5 \text{ mm}$$

$$S_{\max} \leq L_w/5 = 8600/5 = 1720 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm} \quad \text{control}$$

$$\leq 3 * h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

Take  $s = 300 \text{ mm} < s_{\max}$

• **Design for Vertical reinforcement:-**

$$A_{vv} = \left\{ 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) * \left( \frac{A_{vh}}{S_2 * h} - 0.0025 \right) \right\} * s_v * h$$

$$A_{vv} = 2 \Phi 10 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A_{vv} \frac{A_{vv}}{s_v} = \left\{ 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{14}{8.6} \right) * \left( \frac{2 * 79}{300 * 200} - 0.0025 \right) \right\} * 200 = 0.51017$$

Select  $\Phi 10$  ( two layers )

$$\left( \frac{A_{vv}}{s_v} \right) = 0.51017 \Rightarrow \left( \frac{157}{s_v} \right) = 0.51017 \Rightarrow s_v = 30.77 \text{ cm}$$

$$A_{vv} = 2 \Phi 10 = 157 \text{ mm}^2$$

**S=307.7 mm**

$$S_{\max} \leq L_w/3 = 8600/3 = 2866.67 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm} \quad \text{control}$$

$$\leq 3 * h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

Take  $s = 300 \text{ mm} < s_{\max}$

### ❖ Design of bending moment:

$$M_{u \max} = 11810 \text{ KN.m}$$

Design of vertical reinforcement in boundary element to resist the moment .

$$A_{sv} = A_{vv} \times \frac{L_w}{s} \longrightarrow = 157 \times \frac{8600}{300} = 4500.667 \text{ mm}^2$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + 0.85 \cdot \beta \cdot f_c \cdot L_w \cdot h / (A_s \cdot F_y)}$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + 0.85 \times 0.85 \times 24 \times 8600 \times 200 / (4500.667 \times 420)} = 0.056$$

$$M_{uv} = 0.9 \times F_y \times 0.5 \times A_s \times L_w \times \left( 1 - \left( \frac{Z}{L_w} \right) \right)$$

$$M_{uv} = 0.9 \times 420 \times 0.5 \times 4500.667 \times 8600 \times (1 - (0.056/2)) = 7109.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{uv} = 7109.63 \text{ KN.m} < M_u = 11810 \text{ KN.m}$$

$$M_{uB} = M_u - M_{uv}$$

$$= 11810 - 7109.63 = 4700.37 \text{ KN.m}$$

X: for neutral axis

$$X \geq \frac{L_w}{600 \cdot (\Delta h / h_w)}$$

$$= \frac{8600}{600 \cdot 0.0072}$$

$$= 1990.74 \text{ mm}$$

C or LB : length of Boundary element

$$LB \geq \frac{X}{2} = 99.5 \text{ cm}$$

$$LB \geq X - 0.1 \cdot 8.6 = 1.1307 \text{ m}$$



Where  $x = 1.9907$  m

Select  $LB = 1.2$  m

$$A_s B = \frac{MuB / 0.9}{f_y(l_w - LB)}$$
$$= \frac{4700.37 \times 10^6 / 0.9}{420(8600 - 1200)}$$
$$= 1680.38 \text{ mm}^2$$
$$= 16.8038 \text{ cm}^2$$

9  $\Phi$  16 with  $A_s = 18.09 \text{ cm}^2 > A_s \text{ req} = 16.8038 \text{ cm}^2$

### 4.3.11 Design of isolated footing (F15 )

PD = 850 KN      PL = 150 KN      LL = 5 KN/m<sup>2</sup>

B 300 so 24 MPa

Grade 420 MPa

Soil density = 18 KN/m<sup>3</sup>

Allowable soil Pressure = 500 KN/m<sup>2</sup>

assume  $h = 0.40$  m

service load = 850 + 150 = 1000 KN

Factored load = 1.2PD + 1.6 PL = 1.2 \* 850 + 1.6 \* 150 = 1260 KN

Footing weight = (25\*0.40) = 10 KN/m<sup>2</sup>

Allowable soil Pressure net = 500 - (25\*0.4 + 18\*0.3 + 25\*0.2 + 5 ) = 474.6 KN/m<sup>2</sup>

$\sigma \leq \sigma_{\text{allow. net}}$

$\leq 1.4 * \sigma_{\text{net}} = 1.4 * 474.6 = 664.44 \text{ KN/m}^2$

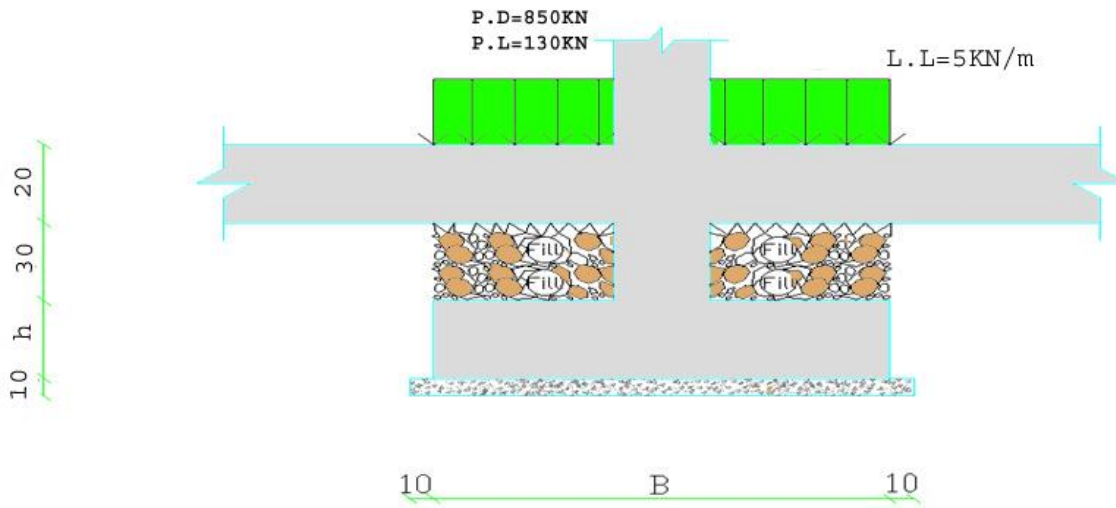


Figure (4.27): Loads on isolated footing .

**Area of Footing :**

$$\frac{1000}{474.6} = 2.107 \text{ m}^2$$

$$\text{Let } a = 1.35\text{m} \Rightarrow b = \frac{2.107}{1.35} = 1.56\text{m}$$

Select  $b = 1.65 \text{ m}$

$$\text{Bearing of soil pressure} = \frac{1260}{1.35 \times 1.65} = 565.656 \text{ m}^2$$

#### 4.3.11.1 Design against sliding :-

Hori. Force = 0.0 ( not required to check)

#### 4.3.11.2 Design of reinforcement concrete :-

##### ❖ Check for one way shear :-

Cover = 75 mm ,  $\Phi = 12 \text{ mm}$  , thickness = 400 mm

$$d = 400 - 75 - 12 = 313 \text{ mm}$$

$$V_u = 565.6 \left( \frac{1.65 - 0.6}{2} - 0.313 \right) \times 1.35 = 161.88 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1350 \times 313 = 258.75 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c > V_u \quad \text{OK}$$

$V_u$  from the other side :

$$V_u = 565.6 \left( \frac{1.35 - 0.3}{2} - 0.313 \right) \times 1.65 = 197.86 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1650 \times 313 = 316.25 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c > V_u \quad (\text{safe})$$

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

$$d = 313 \text{ mm}$$

$$V_u = P_u - R_u$$

$R_u = q_u \times \text{critical area of punching} .$

$$= 565.65 * (0.3 + 0.313) * (0.6 * 0.313) = 316.516 \text{ KN}$$

$$V_u = 1260 - 316.576 = 943.424 \text{ KN}$$

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

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

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

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

$$\text{Where: } \beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{60}{30} = 2$$

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

$$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(313 + 600) + 2(313 + 300) = 3052mm$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left( 1 + \frac{2}{2} \right) * \sqrt{24} * 3052 * 313 = 1169.96KN$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left( \frac{40 * 313}{3052} + 2 \right) * \sqrt{24} * 3052 * 313 = 1784.85KN$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3052 * 313 = 1169.96KN$$

$$\phi.V_c = 1169.96KN \quad \dots \quad \text{Control}$$

$$V_u = 943.424KN$$

$$\phi.V_c = 1356.9KN > V_u = 943.424KN \dots \dots \quad \text{satisfied}$$

### ❖ Design of Bending Moment:-

#### 1-face of coloumn :

$$M_u = 105.23 \text{ KN.m}$$

$$d = 400 - 75 - 12 = 313 \text{ mm}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(105.23/0.9) \times 10^6}{1350 \times 313^2} = 0.884Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.884}{420}} \right) = 0.002153$$

$$\text{Let } \Phi = 10 \text{ mm} \rightarrow A_{s_{req}} = 9095 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * 1350 * 4000 = 9720 \text{ mm}^2 \quad \text{control}$$

$$A_{s_{req}} = 9095 \text{mm}^2 < A_{s_{min}} = 9720 \text{mm}^2$$

Use  $\Phi 12$

$$s = 3h = 3 \times 40 = 120 \text{cm}$$

$$= 380 \left( \frac{280}{fs} \right) - 2 \times 75 = 230 \text{cm}$$

230 cm is control

S= 450 mm

Select 9 $\Phi 12$  with  $A_s = 1017.87 \text{mm}^2$

**2-in the other direction :**

$$Mu = \frac{wl^2}{8} = 128.62 \text{KN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(105.23/0.9) \times 10^6}{1350 \times 313^2} = 0.884 \text{Mpa}$$

$$m = \frac{Fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.884}{420}} \right) = 0.002153$$

$$A_{s_{req}} = 11.1174 \text{cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 11.88 \text{cm}^2$$

$A_{s_{min}} > A_{s_{req}}$  so  $A_{s_{min}}$  is control

Select 11 $\Phi 12$

### ❖ Check for strain :-

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

$$1111.74 * 420 = 0.85 * 24 * 1350 * a$$

$$a = 16.95 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16.95}{0.85} = 19.94 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_s = \frac{313 - 19.94}{19.94} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.044 > 0.005$$

∴  $\phi = 0.9$  .... OK.

### 1- Design of Dowels :-

#### Load Transfer In Footing :-

No moment just compression force

Dowels must be designed -load transfer

We have  $f_c'$  (column) = 28 Mpa greater than  $f_c'$  (footing) = 24 Mpa

$$\Phi P_n b = \Phi (0.85 f_c' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = 60 * 30 = 0.18 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 135 * 135 = 1.82 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{1.82}{0.18}} = 3.18 > 2 \dots \dots \dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi P_n b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 180 \times 2) = 4773.6 \text{ KN}$$

$$\Phi P_n = 4773.6 \geq P_u = 1260 \dots \dots \dots \text{ok}$$

#### No Need For Dowels

$$A_{s, \min} = 0.005 * A_c = 0.005 * 600 * 300 = 900 \text{ mm}^2$$

Use 18 $\phi$ 12,  $A_{s, \text{provided}} = 2034 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 900 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

## 2- Development Length In Footing :-

### Tension Development Length In Footing :-

$$Ld_{T req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db > 300mm$$

$$Ktr = 0 \text{ (No stripes)} \quad cb = 75 + \frac{12}{2} = 81mm \quad \text{Or } cb = \frac{136.5}{2} = 68.25 mm$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 68.25}{12} = 5.69 > 2.5$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$$

$$Ld_{T req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 12 = 296.3 mm \text{ less than } 300mm$$

$$\text{select } Ld_{T req} = 30 cm$$

$$Ld_{T available} = \frac{165 - 7.5 * 2 - 60}{2} = 450 mm$$

$$Ld_{T available} = 450 mm > ld_{req} = 300 mm \dots\dots \text{OK}$$

In other direction:

$$Ld_{T req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db > 300mm$$

$$Ktr = 0 \text{ (No stripes)} \quad cb = 75 + \frac{12}{2} = 81mm \quad \text{Or } cb = \frac{136.8}{2} = 68.84 mm$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 68.25}{12} = 5.69 > 2.5$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$$

$$Ld_{T req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 12 = 296.3 mm \text{ less than } 300mm$$

$$\text{select } Ld_{T req} = 30 cm$$

$$Ld_{T available} = \frac{165 - 7.5 * 2 - 60}{2} = 450 mm$$

$$Ld_{T available} = 450 mm > ld_{req} = 300 mm \dots\dots \text{OK}$$

### Compression Development Length In Footing :-

$$L_{d_{Creq}} = \frac{0.24 * F_y * d_B}{\sqrt{24}} > 0.043 * F_y * d_B > 200 \text{ mm}$$

$$L_{d_{Creq}} = \frac{0.24 * 420 * 12}{\sqrt{24}} = 246.9 > 0.043 * 420 * 12 = 216.72 > 200 \text{ mm}$$

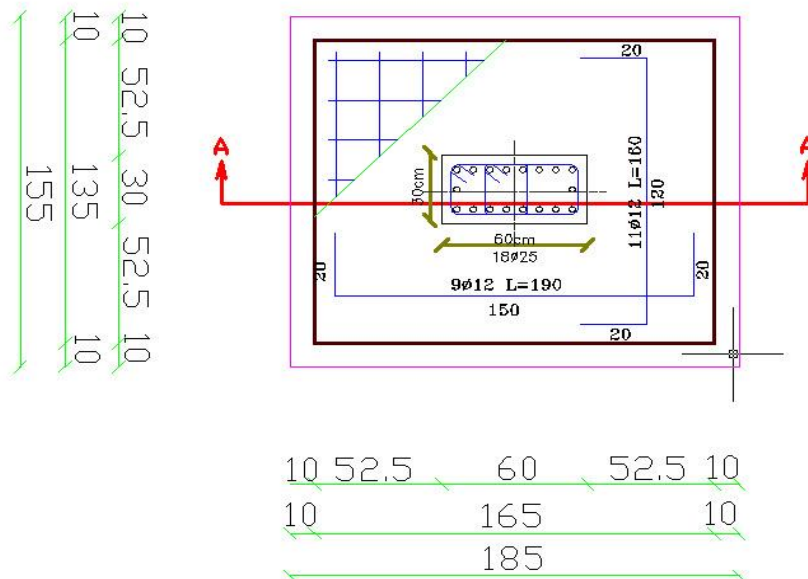
$$L_{d_{Creq}} = 246.9 \text{ mm}$$

$$L_{d_{available}} = 450 - 75 - 12 - 12 = 301 \text{ mm} > L_{d_{Creq}} = 246.9 \text{ mm} \dots\dots \text{Ok}$$

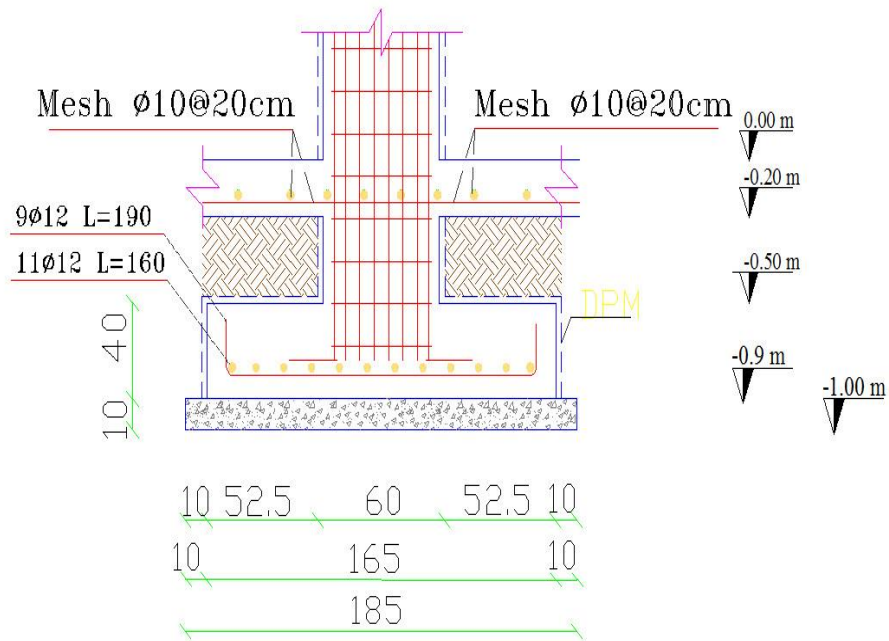
### Lap Splice of Dowels In Column :-

$$L_{sc} = 0.071 * f_y * d_b = 0.071 * 420 * 12 = 357.84 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

Select  $L_{sc} = 500 \text{ mm}$







**Figure (4.28): Reinforcement Detailing of The isolated Footing**

### 4.3.12 Design of combined footing

PD = 360 KN      PL = 140 KN

B 300 so 24 MPa

Grade 420 MPa

Soil density = 18 KN/m<sup>3</sup>

Allowable soil Pressure = 500 KN/m<sup>2</sup>

assume h = 0.40 m

service load = 360 + 140 = 500 KN

Factored load = 1.2PD + 1.6 PL = 1.2 \* 360 + 1.6 \* 140 = 656 KN

Allowable soil Pressure net = 500 - (25\*0.4 + 18\*0.3 + 25\*0.2 + 5 ) = 474.6 KN/m<sup>2</sup>

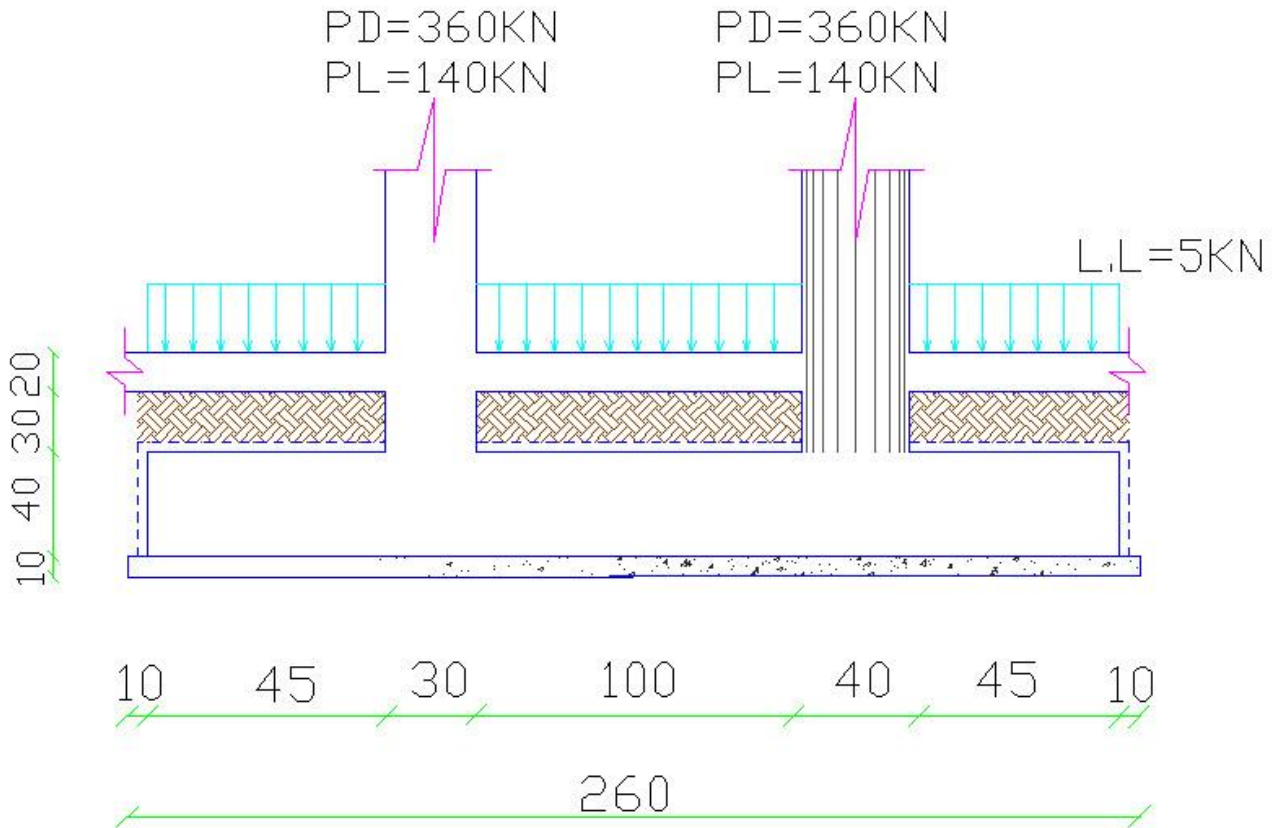


Figure (4.29): Loads on combined footing .

**Design of soil :**

MR=0.00

$$P_R = P_1 + P_2 = 1000 \text{KN} / \text{m}^2$$

Uniform Pressure

$$Area = \frac{1000}{474.6} = 2.107 \text{m}^2$$

$$\frac{P}{A} = \frac{1000}{2.6 \times 1.1} = 349.65 \text{KN} / \text{m}^2$$

349.65 KN/m<sup>2</sup> < q net allow = 474.6 KN/ m<sup>2</sup>

## Bearing of soil pressure :

$$\frac{P}{A} = \frac{656 \times 2}{2.6 \times 1.1} = 349.65 \text{ KN/m}^2 = 2 \times 229.37 \text{ KN/m}$$

### ❖ Design of Bending Moment:-

#### 1- Face of column :

$$Mu = 462.92 * 1.8 * 0.65^2 / 2 = 176.03 \text{ kN.m}$$

$$Mu = 176.03 \text{ KN.m}$$

$$d = 450 - 75 - 12 = 363 \text{ mm}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(176.03/0.9) \times 10^6}{1800 \times 363^2} = 0.83 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{Fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.83}{420}} \right) = 2.02 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = 2.02 \times 10^{-3} \times 1800 \times 363 = 1319.87 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = 0.0018 * 1800 * 450 = 1458 \text{ mm}^2$$

$$As_{req} = 1319.87 \text{ mm}^2 < As_{min} = 1458 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bar} = \frac{1458}{113.04} = 13 \text{ bars}$$

### Design of reinforcement concrete :-

### ❖ Check for one way shear :-

Cover = 75 mm ,  $\Phi$  = 12 mm , thickness = 400 mm

$$d = 400 - 75 - 12 = 313 \text{ mm}$$

$V_u$  at distance  $d$  ( critical section )

$$V_u \text{ max at critical section} = V_u - ( B_{Pre} * b * d )$$

$$= 353.2 - ( 458.74 * 1.1 * 313 )$$

$$= 195.25 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1100 \times 313 = 210.83 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c > V_u \text{ at critical section} \quad \text{OK}$$

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

$$d = 313 \text{ mm}$$

$$V_u = P_u - R_u$$

$$V_u = 656 - 458.74 * (0.813 * 0.613) = 427.37 \text{ KN}$$

$$\text{For circular : } V_u = 656 - 458.74 * \frac{\pi(0.4 + 0.313)^2}{4} = 472.83 \text{ KN} / m^2$$

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

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

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

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

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

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

$$b_o = 2(d + a_1) + 2(d + a_2) = 2(313 + 500) + 2(313 + 300) = 2852 \text{ mm}$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left( 1 + \frac{2}{1.667} \right) * \sqrt{24} * 2852 * 313 = 1202.65 \text{KN}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left( \frac{40 * 313}{2852} + 2 \right) * \sqrt{24} * 2852 * 313 = 1746.52 \text{KN}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 2852 * 313 = 1093.3 \text{KN}$$

$$\phi.V_c = 1093.3 \text{KN} \dots \text{Control}$$

$$V_u = 472.83 \text{KN}$$

$$\phi.V_c = 1093.3 \text{KN} > V_u = 472.83 \text{KN} \dots \dots \text{satisfied}$$

### ❖ Design of Bending Moment:-

$$\sum V = 0.0 \downarrow +$$

$$= 656 - 504.61 * y = 0.0 \rightarrow y = 1.3 \text{ at middle}$$

Assume with clock direction positive and negative movement :

$$M_{-ve} = -656 * 0.7 + 504.61 * 1.3 * 1.3 / 2 = 32.2 \text{ KN.m}$$

$$M_{+ve} = 504.61 * 0.45 = 227.07 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular section :

\* for negative moment :

$$d = 400 - 75 - 12 = 313 \text{ mm}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(32.2 / 0.9) * 10^6}{1100 * 313^2} = 0.338 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.338}{420}} \right) = 0.000812$$

$$A_{s_{req}} = 0.000812 \times 1100 \times 313 = 279.57 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 1100 \times 400 = 792 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req}} = 279.57 \text{ mm}^2 < A_{s_{min}} = 792 \text{ mm}^2$$

$A_{s_{min}} = 720 \text{ mm}^2$  is controlled

$$\# \text{ of bar} = \frac{792}{113.04} = 7.006 \text{ bars}$$

Select 8  $\phi 12 / 1\text{m}$

### ❖ Check for strain :-

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$1244.07 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 1100 \cdot a$$

$$a = 23.28 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.28}{0.85} = 27.39 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_s = \frac{313 - 27.39}{27.39} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.047 > 0.005$$

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

\*for positive moment :

$$d = 400 - 75 - 12 = 313 \text{ mm}$$

$$k_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{(227.07 / 0.9) \times 10^6}{1100 \times 313^2} = 2.341 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.341}{420}} \right) = 0.005937$$

$$A_{s_{req}} = 0.005937 \times 1100 \times 313 = 2044.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 1100 \times 400 = 792 \text{ mm}^2$$

$A_{s_{min}} = 792 \text{ mm}^2$  is controlled

$$\# \text{ of bar} = \frac{2044.1}{254.47} = 8.03 \text{ bars}$$

Select 9  $\phi$  18 / 1m

❖ **Check for strain :-**

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c \cdot b \cdot a$$

$$2044.1 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 1100 \cdot a$$

$a = 38.25 \text{ mm}$ .

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.25}{0.85} = 45.01 \text{ mm}.$$

$$\varepsilon_s = \frac{313 - 45.01}{45.01} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.017 > 0.005$$

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

**Lateral Reinforcement :**

$$\phi V_c > V_u$$

$$M_u = 95.4179 \text{ KN.m}$$

$$d = 400 - 75 - 12 = 313 \text{ mm}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{(95.4179/0.9) \times 10^6}{2600 \times 313^2} = 0.4162 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.4162}{420}} \right) = 0.001001$$

$$As_{req} = 0.001001 \times 2600 \times 313 = 814.614 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = 0.0018 * 2600 * 400 = 1872 \text{ mm}^2$$

$As_{req} = 814.87 \text{ mm}^2$  is controlled

$$\# \text{ of bar} = \frac{814.87}{314.16} = 2.59 \text{ bars}$$

Select 10  $\phi 20 / 1\text{m}$

### ❖ Check for strain :-

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

$$814.87 * 420 = 0.85 * 24 * 1100 * a$$

$$a = 15.25 \text{ mm.}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.25}{0.85} = 17.943 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_s = \frac{313 - 17.943}{17.943} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.049 > 0.005$$

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



### 4.3.13 Design of the steel dome

Snow load neglected because the slope greater than 60% so

$$S_s = S_0 \times C_s$$

Where :

$S_0$  = Basic value of snow load

$C_s$  = Reduction factor based on slope

$C_s = 0.00$  so  $S_s = 0.00$  for slope > 60%

Design wind pressure :

For roof R = 10 m

$$P = q \times C_e \times C_q \times I$$

$$q = 16.4 * 0.0474 = 0.68556 \text{ KN / m}^2$$

$$C_e \text{ at: } \frac{4.14 + (14.23 + 4.14)}{2} = 11.255m$$

$$\frac{C_e - 0.76}{0.84 - 0.76} = \frac{11.255 - 9.14}{12.19 - 9.14} \Rightarrow C_e = 0.815$$

$$C_q \text{ pressure (inward)} \Rightarrow \frac{\text{Rise}}{12} = \frac{14.23 * 12}{10 * 12} = \frac{17.076}{12} > \frac{12}{12}$$

$$C_q = 0.7 \text{ (inward)}$$

$$C_q = 0.7 \text{ (outward)}$$

Pressure P1 = -0.44816

Suction P2 = 0.44816

By using SAP 2000 soft ware

The resulting section of the analysis and design of the SAP 2000 is :

For frame HSS 6\*6\*(5/8) (tube)

For struts HSS (5/4)\* (5/4)\* (1/8) (tube)

And we use weld connection type fillet weld

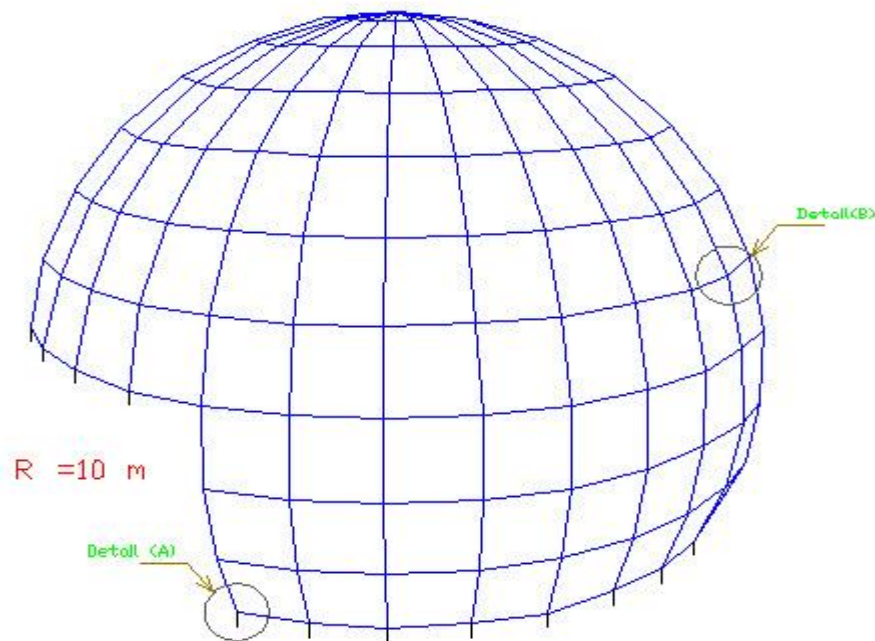
$a = 6/16$  inch between strut and frame

the substrate is curve beam

The dome was connected by composite connection and using bolts

slab with dimensions 8\*8\*(7/8) and fillet weld ( $a=9/16$ )

as shown :



**Figure (4.30): Dome Elevation**

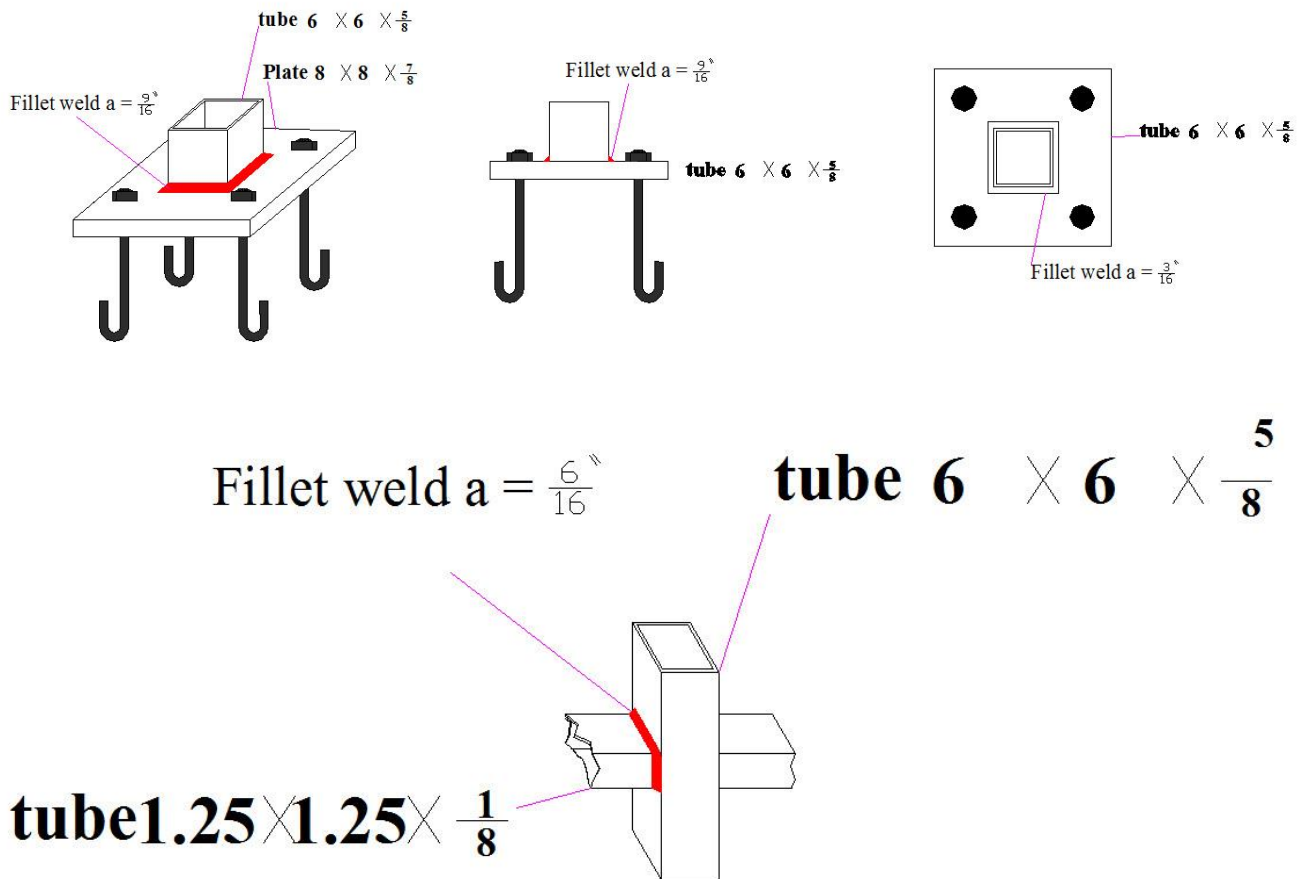


Figure (4.31): The resulting section of the analysis and design

## الفصل الخامس

### النتائج والتوصيات

5

---

5.1 مقدمة.

5.2 النتائج .

5.3 التوصيات .

## 5.1 المقدمة :

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور ,بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة .  
ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

## 5.2 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 عتدات (One-Way Ribbed Slab) في اغلب العتدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ . كما تم استخدام نظام العتدات المصمتة ( Solid Slab ) .
5. برامج الحاسوب المستخدمة :  
هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:  
(a) AUTOCAD 2010/2007 وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.  
(b) ATIR للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.  
(c) Office XP تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.  
(d) ETABS لتصميم وتسليح الجدران الحاملة Shear Wall  
(e) Safe لتصميم العتدات المصمتة والأعصاب والأساسات المنفصلة .  
(f) برنامج ال Sap لتصميم القبة و Truss .
6. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
7. 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.

## 5.3 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا - من خلال هذه التجربة - أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى . ولا بد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.