

بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لمبنى مكتبة عامة

فريق العمل

ابراهيم اولاد محمد

فؤاد يوسف العواودة

محمد أحمد ابوفارة

إشراف

م. خليل كرامه

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنيك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على

درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية تخصص هندسة المباني



جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل- فلسطين

كانون ثاني - 2014

بسم الله الرحمن الرحيم

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنيك فلسطين

الخليل – فلسطين



مشروع تخرج بعنوان

التصميم الإنشائي لمبنى مكتبة عامة

فريق العمل

فؤاد يوسف العواودة ابراهيم اولاد محمد محمد أحمد ابوفارة

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

توقيع رئيس الدائرة
د. غسان الدويك

.....

توقيع المشرف
م. خليل كرامه

.....

إهداء

إلى النبي الأمي الذي ملأ طباق الأرض علماً ونوراً ..
إلى نور الهدى وسيد المرسلين .. يا من بالصلاة عليه تشفى القلوب وتطمئن الأفئدة
عليه أفضل الصلاة والتسليم ..

أمي الحبيبة

يا حبنا الوحيد الذي يتباها طهارته ويزهو شفافية ..
أسرار روحنا تطوق إلى مسامعك وضيق الحياة يدفعنا إلى سعة سمائك ..
من بين شفتيك تشرق لدنيا روعة .. وتنمو على كفيك أشجار الزيتون ويزهو الرمان ..
أيتها السيدة العظيمة يامن غمرت حياتنا بعطر أنفاسك ورسمتنا للطرق كما اعتدت ..

أبي الحبيب

قلب يشع بالعطاء وجبين ينافس الشمس شموخاً وكبرياءً ..
من بين أصابعك تنبع الإرادة ومن عرقك تسقى النفوس قوةً وطموحاً ..
إليك أيها الصامد كجذع السنديان .. يامن سويت لنا الطريق وزينته بألوان الشرف والاستقامة ..
علّ وصولنا يحو عنك ما تركته الأيام .. فتثمر السنابل التي زرعت وتعطي الأرض بعد طول انتظار ..

إلى أصدقائي

إلى من تحلو الأيام برفقتهم .. وأنسى همومي بصحبتهم ..
جمعنا الله فرسمنا معاً ماضٍ مليء باللحظات التي لا تنسى .. وتشاركنا الهموم والأحزان ..
عرفت معهم معنى الصداقة فكانوا لي .. أ..... أ..... أعلى الحباب ..

إلى الوطن الغالي

إلى حراس العقيدة والوطن إلى من بذلوا أرواحهم في سبيل عزة هذه الأمة ..
إلى من بذلوا دمانهم لتبني أسطورة العز والفخر ..
إلى أولئك الأسود الرابضة خلف القضبان ..

إلى كل هؤلاء ...

نهدي هذا البحث ...

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر لكل من :

الى من سهر الليالي من أجلنا ، وحنننا بالحب والحنان ، الى عائلاتنا الصغيرة ، آباءنا وأمهاتنا وأخواننا..

لكلية الهندسة مني عرفاناً بالجميل ..

الى ينباع العطاء التي لا تنضب من العلم والمعرفة "أساتذتنا الكرام" الذين كانوا المرفأ لسفننا والشمعة

التي تحترق لتنير طريقنا ..

ونخص بالشكر المهندس خليل كرامه الذي كان لنا خير عون في إعداد هذه الرسالة المتواضعة فله كل

الاحترام والشكر والتقدير ..

"لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطاً"

فريق البحث....

النصير الإنشائي لمكتبة عامة "PUBLIC LIBRARY"

فريق المشروع

ابراهيم اولاد محمد

فؤاد يوسف العواودة

محمد أحمد ابوفارة

جامعة بوليتكنك فلسطين- 2014

إشراف
م. خليل كرامه

خلاصة المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية والتنفيذية التي يحتويها المشروع ، من جسور واعمدة واساسات وغيرها من العناصر الإنشائية .

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة اليه ، فقد تم التخطيط له على أساس استيعاب عدد كبير من الأشخاص ، بحيث يضم هذا المبنى التعليمي أقسام عدة مثل قسم الكتب واماكن لتخزين الكتب وقسم القراءة وقاعات متعددة الأغراض .
يقع هذا المبنى في مدينة الخليل بالقرب من جامعة الخليل ، يتكون هذا المبنى من خمسة طوابق بالاضافة الى القبو بمساحة كلية (20954 م²) ، حيث تتنوع الفعاليات في كل طابق.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية، ولتحديد احمال الزلازل تم استخدام (U.B.C-97) ، اما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI 318-08) ، ولا بد من الإشارة إلى انه سيتم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل : BeamD,Office , Etabs2013 , Autocad2007 وغيرها.

من المتوقع بعد إتمام المشروع ان نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا.

Structural Design for Public Library
"PUBLIC LIBRARY"

Project Team

Mohmmad Ahmad Abufar

Ibrahim awlad Mohmmad

Fuad Yousef AL Awawda

Palestine Polytechnic University-2014

Supervisor

Eng. Khalil Krameh

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for a public building in Hebron city.

This building consists of Five-storey and basement, which contains several sections such as the Department of the University administration and Student Affairs and the multi-purpose hall and the garage.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI 318-08.

The project contains the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the project.

We use in our project some programs such as Autocad2007, Etabs2013, BeamD, And office .

الفهرس

<u>رقم الصفحة</u>	<u>الموضوع</u>
iii	صفحة الإهداء
iv	صفحة الشكر والتقدير
v	صفحة الملخص باللغة العربية
vi	صفحة الملخص باللغة الانجليزية
vii	الفهرس
xiv	قائمة الاختصارات

<u>رقم الصفحة</u>		
1	المقدمة	الفصل الأول
2	المقدمة	1-1
2	مشكلة البحث	2-1
2	نظرة عامة على المشروع	3-1
3	الهدف من المشروع	4-1
3	خطوات المشروع	5-1
3	نطاق المشروع	6-1
4	الوصف المعماري للمشروع	الفصل الثاني
5	لمحة عامة عن المشروع	1-2
5	موقع المشروع	2-2
7	أسباب وأهمية اختيار الموقع	3-2
8	دراسة عناصر المشروع	4-2
8	1-4-2 طابق التسوية	
10	2-4-2 الطابق الأرضي	
11	3-4-2 الطابق الأول	
12	4-4-2 الطابق الثاني	
13	5-4-2 الطابق الثالث	
14	6-4-2 طابق الرابع	
15	7-4-2 الطابق السطح	
16	الواجهات	5-2
16	1-5-2 الواجهة الجنوبية	
17	2-5-2 الواجهة الشرقية والشمالية	

18	3-5-2 الواجهة الغربية	
19	الدراسات الإنشائية	الفصل الثالث
20	مقدمة	1-3
20	هدف التصميم الإنشائي	2-3
20	الاختبارات العملية	3-3
20	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	4-3
21	4-3-1 الأحمال	
21	1-1-4-3 الأحمال الميتة	
22	2-1-4-3 الأحمال الحية	
22	3-1-4-3 الأحمال البيئية	
23	العناصر الإنشائية	5-3
24	1-5-3 العقدات	
25	1-1-5-3 العقدات المصمتة (Solid Slabs)	
25	2-1-5-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	
26	3-1-5-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين	
26	2-5-3 الجسور	
27	3-5-3 الأعمدة	
28	4-5-3 الجدران الحاملة (جدران القص)	
29	5-5-3 فواصل التمدد	
30	6-5-3 الأساسات	
31	7-5-3 الأدراج	
31	8-5-3 الجدران الاستنادية	

<i>Sections</i>	<i>Section Name</i>	<i>Page No.</i>
	Structural Analysis And Design	32
4.1	Introduction	34
4.2	Factored Loads	35
4.3	Determination of Thickness	35
	4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab	35
	4.3.2 Determination of Thickness for Two Way Rib Slab	35
4.4	Design of Topping	38
	4.4.1 Design of Topping for One Way Ribbed Slab	38
4.5	Loads Calculations	39
4.6	Design of Rib (Rib 46a)	41
	4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 46a)	42
	4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib 46a)	43
	4.6.3 Design of Negative Moment for (Rib 46a)	44
	4.6.4 Design of Positive Moment for (Rib 46a)	45
	4.6.5 Check of Shear For Rib (46a)	46
4.7	Design of Beam (B113)	47
	4.7.1 Design of Positive Moment (B 113)	49
	4.7.2 Design of Negative Moment (B 113)	50
	4.7.3 Design of Positive Moment (B 113)	52
	4.7.4 Design of Negative Moment (B 113)	53
	4.7.5 Design of Positive Moment (B 113)	54
	4.7.6 Design of Negative Moment (B 113)	55
	4.7.7 Design of Positive Moment (B 113)	56
	4.7.8 Check of Shear for Beam (B 113)	57
4.8	4. 8 design of two way rib slab	58
	4.8.1: Load Calculation for two way rib slab	58
	4.8.2: Moment calculation using (coefficient method)	59
	4.8.3: Design Rib For Flexure:	60

	4.8.3.1 Design of Rib (negative moment in discontinues edge)	60
	4.8.3.2 Design of Rib (positive moment)	61
	4.8.4: Design for Shear	62
4.9	4.9: Design of Column C2:	63
	4.9.1: Determine Dimension Of Column	63
	4.9.2 Check Slenderness	63
	4.9.3 Calculate the minimum eccentricity and minimum moment and Compute EI	64
	4.9.4 Calculate the moment magnifier factor	64
	4.9.5 Select Reinforcement	65
	4.9.6 Design of Ties	65
4.10	4.10 Design of Isolated Footing (F4)	65
	4.10.1 Calculate the weight of footing, soil, and the surcharge load	65
	4.10.2 Required Size Of Footing	66
	4.10.3 One Way Shear (Beam Shear)	66
	4.10.4 Two Way Shear (Punching Shear)	66
	4.10.5 Design for Flexure	67
	4.11: design of Basement wall	68
	4.11.1:- load calculation	68
	4.11.2:-Design of Bending Moment	69
	4.11.3:-Check for shear	71
4.12	4.12: Design of Stairs (ST1A)	71
	4.12.1 Determination of Thickness:	71
	4.12.2 Load Calculations	72
	4.12.3 Check for shear strength For Flight	73
	4.12.5 Design for Flight	74
	4.12.6 Check for strain	76
	4.12.7 Design for landing (L2A)	76
	4.12.8 Check for shear strength (L2A)	77
	4.12.9 Calculate the maximum bending moment	78
	4.12.10 Check for strain	79
4.13	Design of shear wall (SW25)	80
	4.13.1 Design of shear	82

	4.13.2 Design of bending moment	84
--	---------------------------------	----

86	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
87	المقدمة	1-5
87	النتائج	2-5
88	التوصيات	3-5
89	الملحقات	الفصل السادس
89	المصادر والمراجع	1-6

فهرس الجداول

رقم الصفحة

الجدول

21	جدول (1-3): الكثافات النوعية للمواد المستخدمة
22	جدول(2-3): الأحمال الحية المستخدمة لعناصر المبنى
23	جدول(3-3): أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

Table	Table name	page
1-4	Calculation of the total dead load on topping	38
2-4	Calculation of the total dead load for one way rib slab.	40
3-4	Calculation of the total dead load for beam 113	47
4-4	Calculation of the total dead load for two way rib slab	58
5-4	Dead Load calculations of Landing	73

6	الشكل (2 - 1) : مجسم المشروع .
7	الشكل (2 - 2) : صورة جوية للموقع .
8	الشكل (2 - 3) : صورة تبين المبنى المقترح .
9	الشكل (2 - 4) : BASEMENT FLOOR PLAN
10	الشكل (2 - 5) : GROUND FLOOR PLAN
11	الشكل (2 - 6) : FIRST FLOOR PLAN
12	الشكل (2 - 7) : SECOND FLOOR PLAN
13	الشكل (2 - 8) : THIRD FLOOR PLAN
14	الشكل (2 - 9) : FOURTH FLOOR PLAN
15	الشكل (2 - 10) : ROOF FLOOR PLAN
16	الشكل رقم (2-11): الواجهة الجنوبية
17	الشكل رقم (2-12): الواجهة الشرقية
17	الشكل رقم (2-13): الواجهة الشمالية
18	الشكل رقم (2-14): الواجهة الغربية
24	الشكل رقم(3-1): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني
25	الشكل رقم(3-2): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.
26	الشكل رقم (3 - 3) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.
27	الشكل رقم (3 - 4) : أشكال الجسور.
27	الشكل رقم (3 - 5) : أحد أشكال الأعمدة.
28	الشكل رقم (3 - 6) : جدار القص.
30	الشكل رقم (3 - 7) : شكل أحد الأساسات "أساس منفرد".
31	الشكل رقم (3 - 8) : تسليح الأدرج.
31	الشكل رقم (3 - 9) : جدار استنادي.

List of Figures

Description	Page. No
Fig. (4-1) Two way rib slab.	36
Fig. (4-2) Topping of slab	38
Fig. (4-3) One way rib slab	40
Fig. (4-4) Rib Location	41
Fig. (4-5) Moment diagram for rib (46)a.	41
Fig. (4-6) Shear diagram for rib (46a).	42
Fig. (4-7) Beam location (B113).	47
Fig (4-8) Beam load.	49
Fig (4-9) Beam envelope moment values	49
Fig (4- 10) Beam shear values.	57
Fig. (4 – 11) two way rib slab	59
Fig (4-12) two way rib slab	59
Fig. (4 – 13) moment diagram	60
Fig. (4-14) Isolated Footing	65
Fig. (4-15) Critical Section for One Way	66
Fig. (4-16) Critical Section for Two Way Shear	66
Fig. (4-17) Critical Section for Moment	67
Fig.(4-18) basement wall	68
Fig (4-19) basement wall loads	69
Fig.(4-20) shear and moment diagram	69
Fig (4-21) Stair (ST1A)	71

Fig(4-22) Structural System of Flight	73
Fig (4-23) Envelope diagram Flight (ST1A)	74
Fig(4-24) Structural System of Landing (L2A)	77
Fig (4-25) Envelope diagram Of Landing (L2A)	77
fig(4-26) Place Of (SW25) form Etabs Program	80
Fig (4-27): Moment and shear diagram (SW25)	80
Fig (4-28): Section Of Shear Wall (SWC4)	81

List of Abbreviations

- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = web width, or diameter of circular section.
- DL = dead loads.
- LL = live loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.

- F_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- I = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- L_n = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- S = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W = width of beam or rib.
- Φ = strength reduction factor.
- ρ = ratio between area of concrete to area of steel .

الفصل الاول

المقدمة

1

(1-1) المقدمة.

(2-1) مشكلة البحث.

(3-1) نظرة عامة عن المشروع.

(4-1) الهدف من المشروع.

(5-1) خطوات المشروع.

(6-1) نطاق المشروع.

الفصل الأول

1-1 المقدمة :

كلمة الحضارة تعني اعتبارات كثيرة يجب أن يتصف بها الشخص أو الأمة كي نستطيع القول بأن الانسان أو تلك الأمة متحضرون , ومن أهم صفات التحضر للمجتمع هو الرقي بالمستوى الثقافي لديهم وذلك من خلال انتشار المراكز الثقافية والتي تتمثل معظمها بالمكتبات العلمية .

وعلى وجهه الخصوص فإن الشعب الفلسطيني في طور التطور والنمو, لذلك لا بد من مواكبة هذا التطور وذلك عن طريق توفير مثل هذه المراكز الثقافية وخصوصاً في جامعات الوطن ومن هنا جاءت فكرة انشاء مكتبة خاصة لجامعة بوليتكنك فلسطين لتقديم خدماتها للطلبة , فوجود مثل هذه المكتبات هو المكمل الرئيسي لمواكبة هذا التطور.

تعتبر المكتبات العلمية ركناً أساسياً وقسماً حيوياً وضرورياً في انجاح العملية التعليمية للوصول بها الى المستوى العلمي المطلوب , ونظراً للخدمات العلمية والثقافية التي تقدمها للقراء من تأمين المراجع اللازمة وفهرستها وتصنيفها ووضعها بسرعة وسهولة بين أيدي الباحث فقد حرصت بعض الجامعات منذ نشأتها على ايلاء المكتبة اهتماماً خاصاً وتقديراً منها للدور الهام الذي تقوم به في عملية تطور التعليم العالي والبحث العلمي, لاسيما أن المكتبات مقياس لمدى تقدم الأمم وتطورها وهي مرآة تعكس مدى وعي وثقافة مجتمع عن غيره .

2-1 مشكلة البحث :

تكمن مشكلة البحث في هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمبنى الذي ستجرى عليه الدراسة وهو " مبنى المكتبة " .

حيث سيتم تحليل جميع القوى والأحمال الواقعة على كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل العقدات والجسور والأعصاب والأعمدة... الخ ومن ثم تحديد أبعادها وحساب حديد التسليح اللازم لها.

3-1 نظرة عامة :

نظراً لازدياد اهمية الكتب ودورها في تحسين المستوى الثقافي والعلمي لافراد المجتمع ظهرت الحاجة الى وجود مكتبات توفر اماكن للدراسة والاطلاع على ما هو جديد في عالم الكتب وتوفر هذه المكتبات المرجعيه والمصادر التي يستفيد منها كافة ابناء محافظة الخليل .

4-1 الهدف من المشروع :

- 1- ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة بشكل منفرد .
- 2- التحليل والتصميم الإنشائي للمكتبة, حيث سيتم إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية من(جسور, أعصاب, أعمدة, وأساسات....الخ).
- 3- التدرب على إعداد المخططات الإنشائية والتفاصيل الإنشائية .
- 4- التعرف على كيفية الربط بين المشروع معماريا وإنشائيا .

5-1 خطوات المشروع :

- 1- دراسة المشروع معماريا .
- 2- تحديد العناصر الإنشائية .
- 3- تحديد الأحمال المختلفة .
- 4- التحليل الإنشائي للعناصر .
- 5- التصميم الإنشائي للعناصر .
- 6- إعداد المخططات التنفيذية .

6-1 نطاق المشروع :

يشتمل هذا المشروع على ست فصول وهي:

- 1- **الفصل الأول:** حيث يشمل المقدمة، ومشكلة المشروع، وأسباب اختيار المشروع وأهميته.
- 2- **الفصل الثاني:** يتضمن الوصف المعماري للمشروع، وفيه نبين متطلبات التصميم لهذا النوع من المنشآت.
- 3- **الفصل الثالث:** يحتوي على وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- 4- **الفصل الرابع:** يحتوي التحليل والتصميم الإنشائي لكافة العناصر الإنشائية.

الفصل الثاني

2

الوصف المعماري للمشروع

(2-1) لمحه عامه عن المشروع.

(2-2) موقع المشروع.

(2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع.

(2-4) دراسة عناصر المشروع.

(2-5) الواجهات.

(2-1) لمحہ عامہ عن المشروع :

المكتبة هي بمثابة القلب العلمي والثقافي للجامعة ، فهي عبارة عن مركز الحياة الفكرية حيث تتدفق منها المعرفة إلى الناس كافة. ومن هنا فان التصميم المعماري بما يليه من احتياجات إنسانيه مثل الديمومة الوظيفية , الجمال ,الاقتصاد تعتبر في غاية الاهميه وبالتالي فان عمل فصل خاص بالوصف المعماري يساعد بشكل كبير في فهم المشروع بشكل جيد .

ظهرت فكرة المشروع من دور المكتبة في نشر العلم والثقافة وكما إن الشمس مصدر النور وتبديد الظلمة كذلك المكتبة فهي مصدر لنشر العلم وتبديد ظلام الجهل.

(2-2) موقع المشروع :

يقع البناء المقترح بجانب جامعة الخليل في مدينة الخليل على ارض مساحتها 6 دونم.

الحدود:

من الجهة الشمالية – مباني جامعة الخليل .

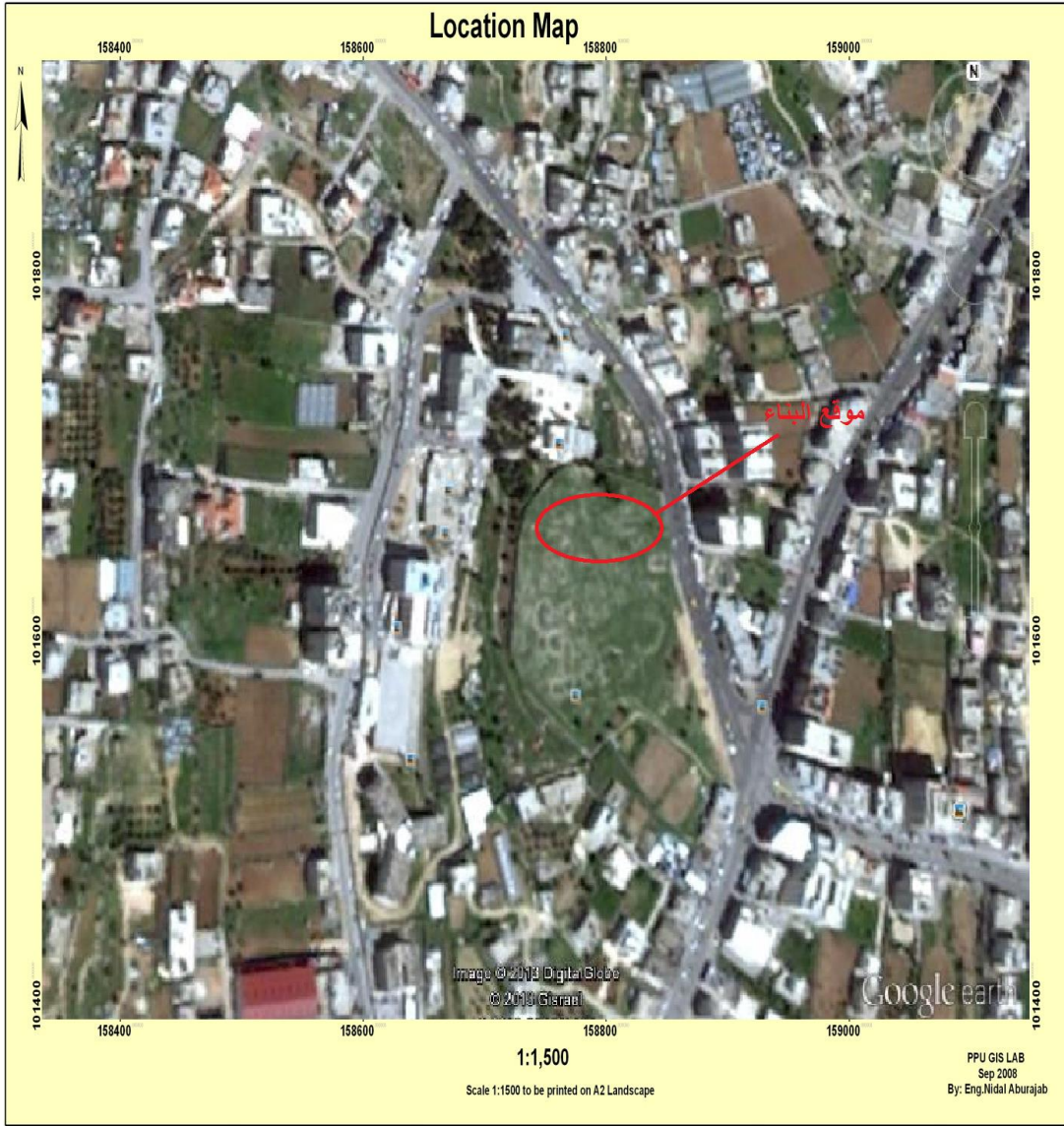
من الجهة الجنوبية – قطعة ارض فارغة .

من الجهة الشرقية – الشارع الرئيس .

من الجهة الغربية – عدة مباني سكنية ومحلات تجارية .



الشكل (1-2): مجسم للمشروع



الشكل رقم (2-2): صورته جوية للموقع

(2-3) أسباب وأهمية اختيار الموقع:

بالنظر إلى موقع المشروع فإننا نجد أنه مناسب إذ يوجد في موقع استراتيجي وحيوي في مدينة الخليل التي تعتبر مدينة مزدهمة بالمباني والمحلات التجارية، بالإضافة إلى أن المنطقة بحاجة ماسة لمكتبة عصرية ذات معايير معمارية وإنشائية عالية لتلبية حاجات الجامعات في مدينة الخليل وأفراد المجتمع بشكل عام .

ومن دواعي اختيارنا لهذا الموقع أيضا هو وجود مساحته خالية أمام المبنى المقترح مما يسمح بوجود مساحات خضراء في الموقع , بالإضافة إلى أن طبيعة المنطقة وقربها من الجامعة التي تتطلب نفس القدر من الهدوء الذي تتطلبه المكتبة .

كما وان المناخى المناخية والبيئية ملائمة فان الشمس والإضاءة ملائمة ، والتهوية ممتازة لجميع الفعاليات ، والموقع بعيد عن ضوضاء المدينة .



الشكل رقم (2-3): صورة تبين المبنى المقترح

(2-4) دراسة عناصر المشروع:

تتكون المكتبة من ستة طوابق بالإضافة الى طابق السطح، وتبلغ المساحة الكلية للمكتبة 20954 م².

مستويات المكتبة وفعاليتها :

2-4-1 : طابق التسوية :

- مساحة طابق التسوية هي : 3143م².

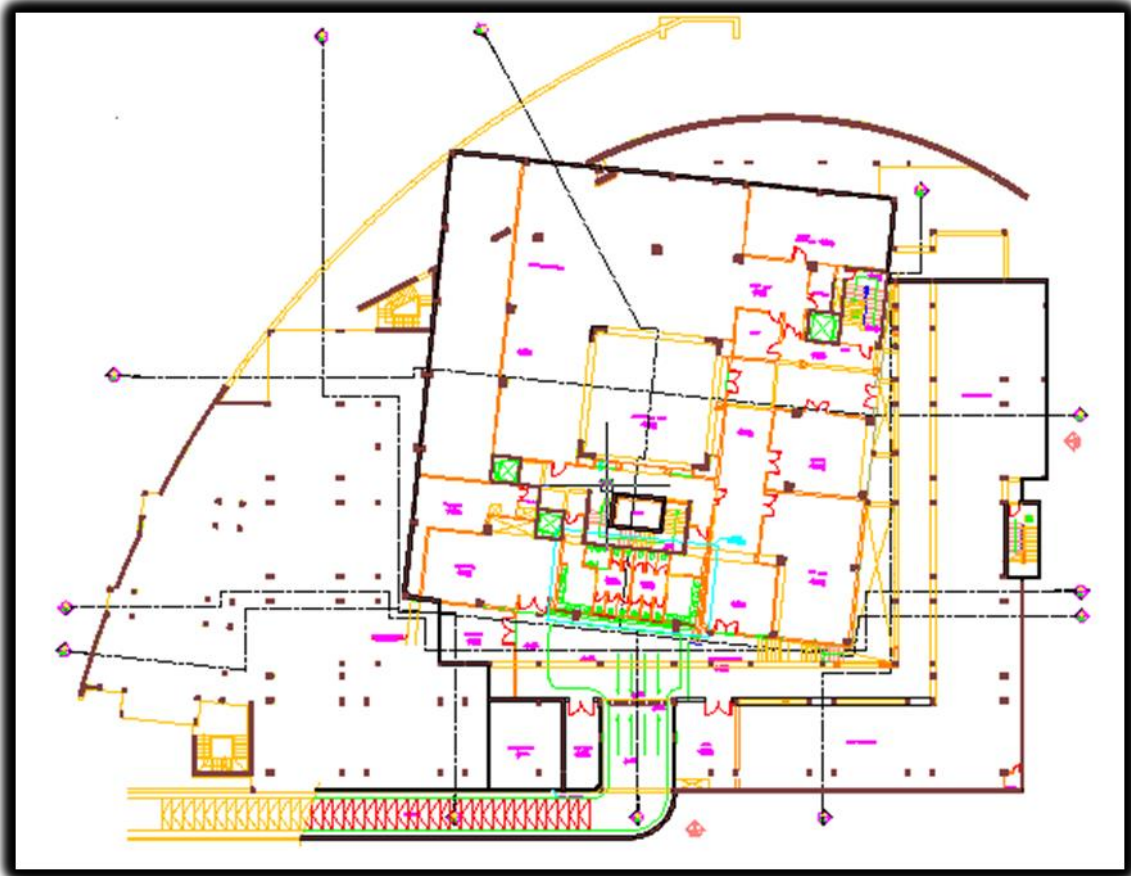
- فعاليات طابق التسوية :

1 - مخازن كتب

2 - غرف مضخات ,مولدات ,وبويلر

3 - قسم التجليد .

4 - برقيات ورسائل البريد



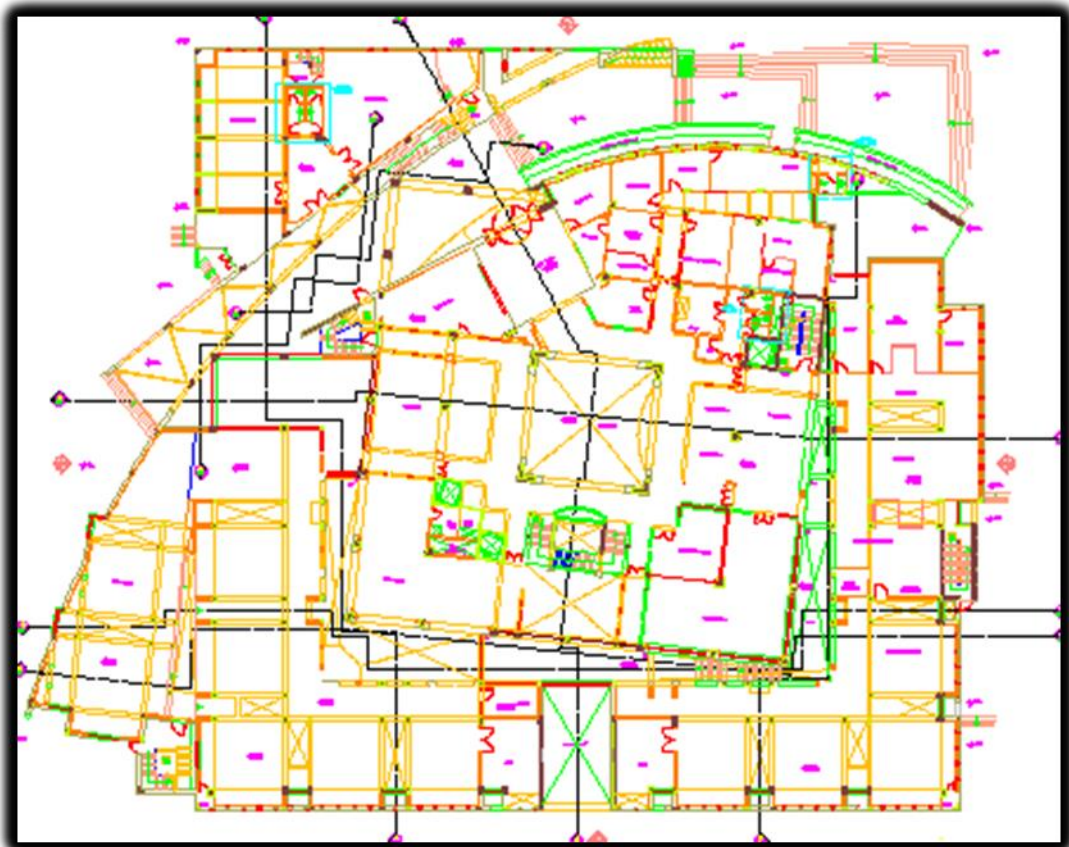
الشكل رقم (4-2) : BASEMENT FLOOR PLAN

2-4-2) الطابق الأرضي:

تبلغ مساحة الطابق الأرضي : 4417م².

فعاليات الطابق الأرضي :

- 1- استعلامات واستقبال .
- 2- الأمن .
- 3- الارشيف .
- 4- قسم الاشراف .
- 5- قسم الشؤون العامة .
- 6- معالجة بيانات .
- 7- غرف تصوير .



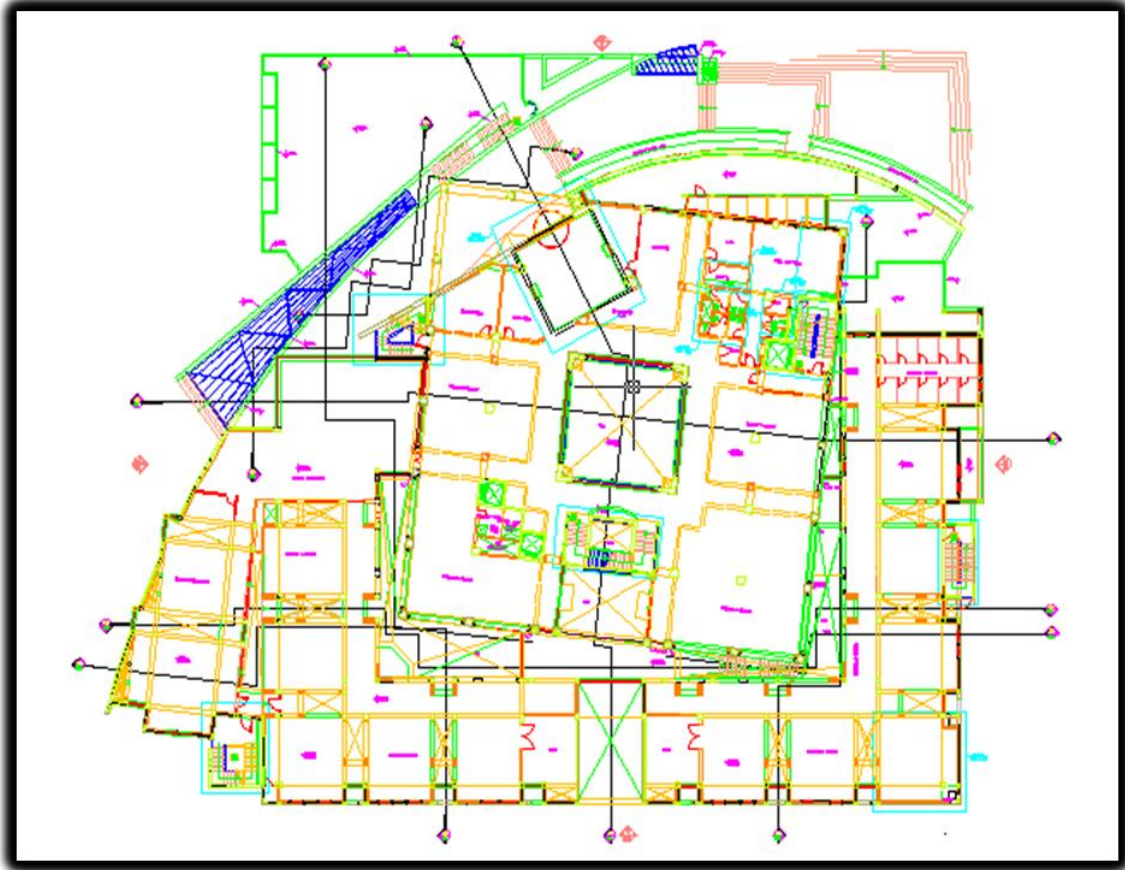
الشكل رقم (5-2) : GROUND FLOOR PLAN

2-4-3 (الطابق الأول):

-مساحة الطابق: 4183م².

فعاليات الطابق الأول :

- 1- قاعات متعددة الاغراض .
- 2- غرف رفوف للكتب .
- 3- غرف استراحة للموظفين .
- 4- مساحات للمطالعة .



الشكل رقم (6-2): FIRST FLOOR PLAN

2-4-4 (الطابق الثاني):

- مساحة الطابق الثاني هي: 3689م².

فعاليات الطابق الثاني :

- 1- رفوف كتب .
- 2- قاعات مناقشات .
- 3- قاعات فيديو .
- 4- مكاتب.



الشكل رقم (7-2) : SECOND FLOOR PLAN

2-4-5 الطابق الثالث:

مساحة الطابق هي : 3204م².

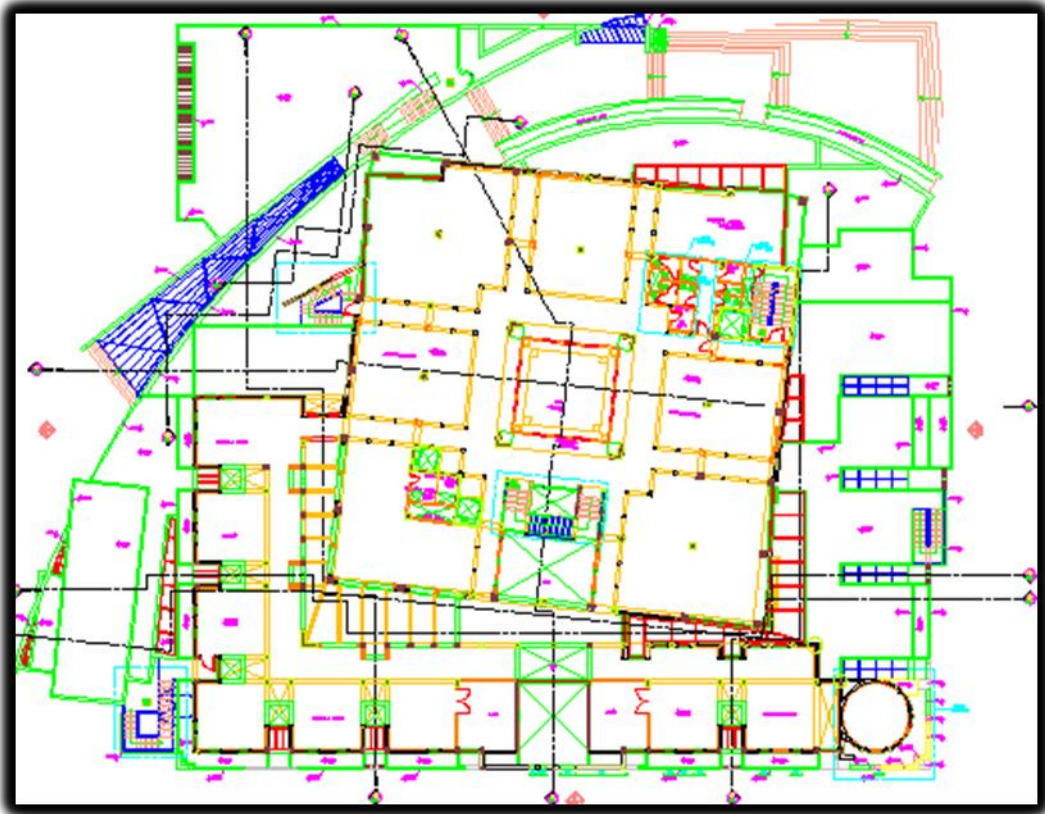
فعاليات الطابق الثالث :

1- قاعات رياضية .

2- مدير المكتبة .

3-رفوف كتب

4- مساحات للمطالعة



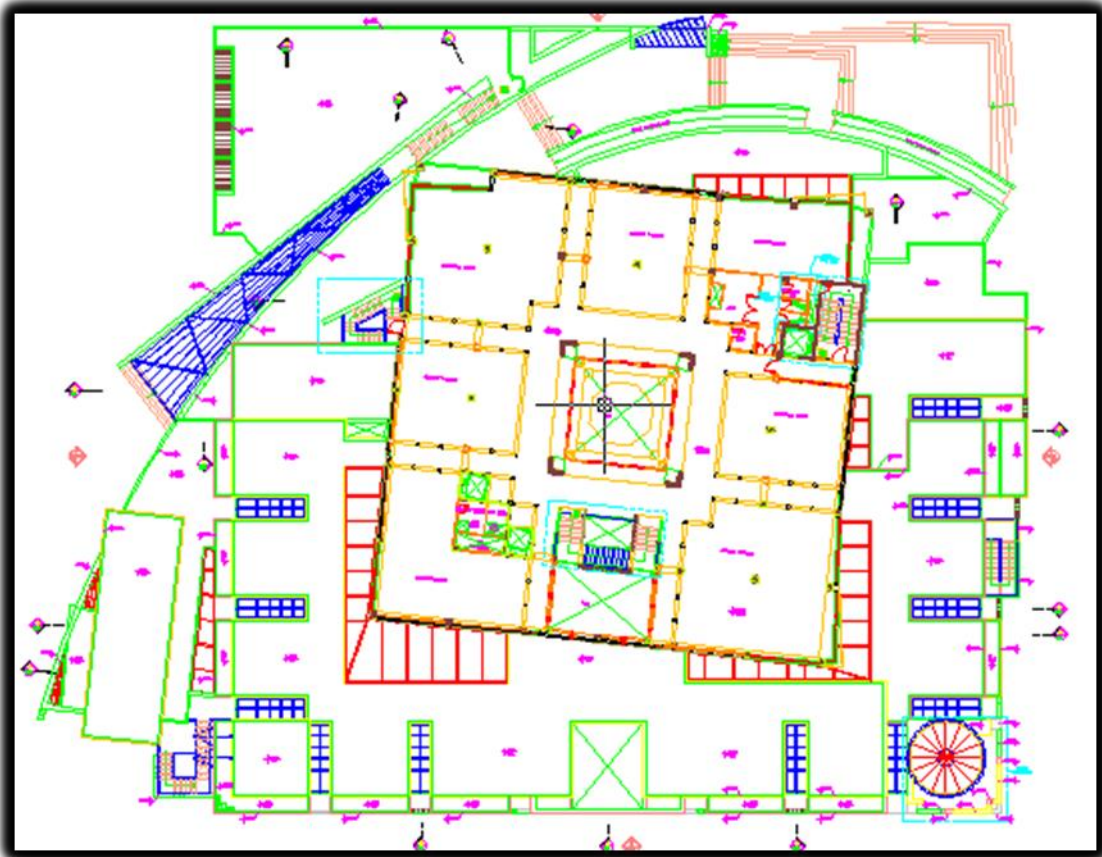
الشكل رقم (8-2) : THIRD FLOOR PLAN

2-4-6 الطابق الرابع:

مساحة الطابق هي : 1835م².

فعاليات الطابق الرابع:

- 1- رفوف كتب .
- 2- مساحات للمطالعة
- 3- مساحات للاستراحة .



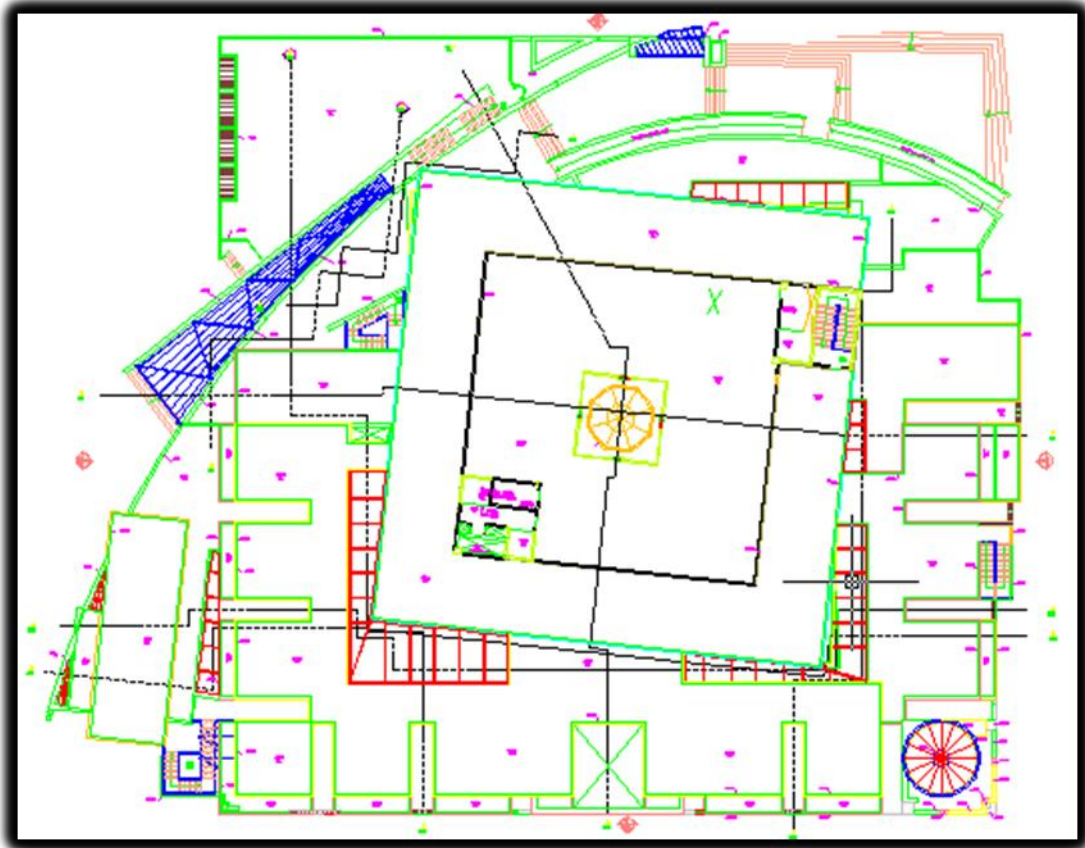
الشكل رقم (2-9): FOURTH FLOOR PLAN

2-4-7) طابق السطح :

-مساحة الطابق هي : 115م².

فعاليات طابق السطح :

- 1- غرف كهرباء وميكانيك وهاتف
- 2- بالاضافة الى القبة التي تعلو المبنى

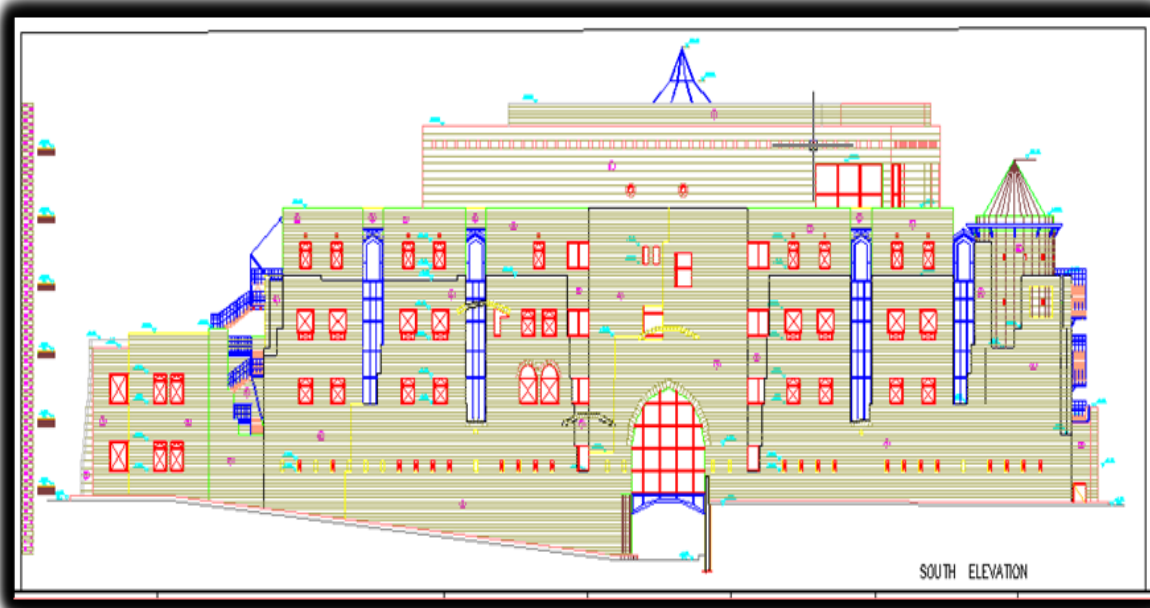


الشكل رقم (2-10): ROOF PLAN

(2-5) الواجهات:

ان من اهم الصور المعماريه التي يجب اخذها بعين الاعتبار هي الواجهات التي من خلالها يتم اظهار الصورة المعماريه للمبنى بالاطافة الى معرفة ارتفاعات المبنى كما هو واضح بالشرح الاتي:-

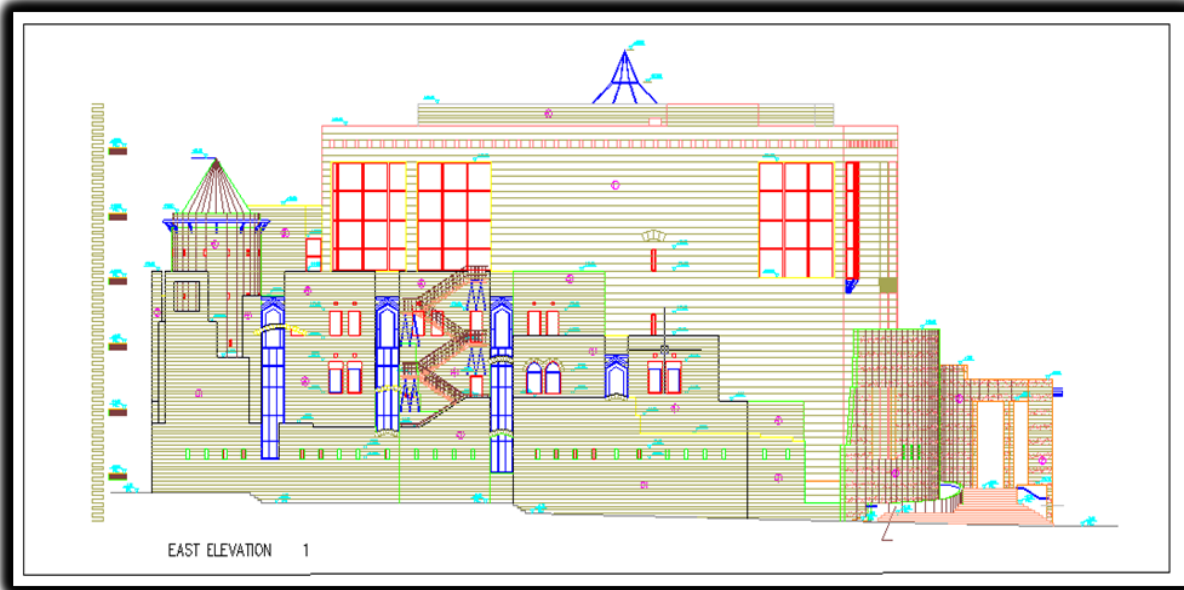
1- الواجهة الجنوبية :



الشكل رقم (2-11): الواجهة الجنوبية

عند النظر الى الواجهة الرئيسية (الجنوبية) تجد الابداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة الناشئة من التراجع في الطوابق ، والتي اضافت طابع جمالي للواجهة .

2- الواجهتين الشرقية والشمالية:



الشكل رقم (2-12): الواجهة الشرقية



الشكل رقم (2-13): الواجهة الشمالية

ينتجى الجمال المعماري في هذه الواجهتين الناتج التماثل والتداخل ، وتظهر مجموعة من التغييرات لأشكال بعض الشبايك ، حيث أعطى المصمم المعماري أشكالاً مختلفة تنمي المظهر الخارجي للواجهتين وتظهر الكتل الرأسية بمسافات تعطي فسحاً معمارياً جديداً ، وتقسيمات قريبة من بعضها البعض.

3- الواجهة الغربية:



الشكل رقم (2-14): الواجهة الغربية

هذه الواجهة مشابهة للواجهة الجنوبية من حيث الحجم الكلي للواجهة بسبب التماثل الحجمي للمبنى من الجهتين مع ملاحظة تباعد الكتل المعمارية الخلفية عن الكتل المباشرة لعين الناظر إليها مما يعطي انطبعا عن الامتداد الخلفي للمبنى.

الفصل الثالث

3

الدراسات الإنشائية

1-3	مقدمة
2-3	هدف التصميم الإنشائي
3-3	الإختبارات العملية.
4-3	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل
1-4-3	الأحمال
1-1-4-3	الأحمال الميتة
2-1-4-3	الأحمال الحية
3-1-4-3	الأحمال البيئية
5-3	العناصر الإنشائية المستخدمة
1-5-3	العقدات
2-5-3	الجسور
3-5-3	الأعمدة
4-5-3	الجدران الحاملة (جدران القص)
5-5-3	فواصل التمدد
6-5-3	اساسات
7-5-3	الأدراج
8-5-3	الجدران الإستنادية

1-3 مقدمة:

بعد أن تم دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم انشائي يلبى هذه الافكار والقوانين الهندسيه , والهدف الرئيسي لعملية التصميم الانشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل فيه مع الاخذ بعين الاعتبار الابعاد الاقتصادية له .
يعتمد التصميم الانشائي بشكل اساسي على تصميم كافته العناصر الانشائية بحيث تقاوم كافته الاحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافته هذه العناصر وصفا دقيقا يلبى متطلبات الحسابات الهندسيه لهذا المشروع بالاضافه للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره .

2-3 هدف التصميم الانشائي :

يعتبر الهدف الرئيسي للتصميم الانشائي هو انتاج مبنى آمن متكامل ومتربط لجميع النواحي الهندسيه والانشائية , ومقاوم للمؤثرات الخارجية من زلازل ورياح وهبوط بالتربة , لذلك لابد من تحديد العناصر الإنشائية ويكون ذلك بناءً على مايلي:

- عامل الأمان (Safety factor): ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع انشائية قادرة على تحمل كافة القوى والأحمال والاجهادات الواقعة عليه.
- التكلفة الاقتصادية (Economy Cost): ويتحقق هذا العامل بالإعتماد على نوع المواد المستخدمه في البناء بحيث تكون مناسبة التكلفة وتلبي الغرض المستخدمه لأجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3-3 الإختبارات العملية:

قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي لابد من القيام ببعض الاختبارات والفحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها , ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات , وذلك من خلال عمل ثقب بأعداد وأعماق مناسبة مدروسه , وأخذ عينات من هذه التربة وعمل الفحوصات اللازمة عليها , وقد تم الحصول على قيمة قوة تحمل التربة للأرض القائم عليها المشروع وتساوي (5كغم/سم²).

4-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

ان من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم , ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الانشائية بشكل كامل للمبنى

وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والأمن وطريقة العمل المناسبة.

1-4-3 الأحمال:

هناك مجموعة من الأحمال واقعة على العناصر الإنشائية التي سوف يتم تصميمها بحيث تكون قادرة على تحملها ومقاومتها دون حدوث انهيار للمنشأة، وتنقسم هذه الأحمال إلى قسمين :

1- الأحمال الرئيسية (المباشرة) : وهذه الأحمال تتضمن الأحمال الميتة والأحمال الحية والأحمال البيئية .

2- الأحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الأساس.

لذلك تجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلباً على التصميم الإنشائي وقد يكون هذا الخطأ فادحاً وقد يؤدي إلى خسائر بشرية ومادية.

1-1-4-3 الأحمال الميتة:

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

جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kg/m ³)
1	المونة والبلاط	2300
2	الطمم	1810
3	الخرسانة	2450
4	الطوب	1000
5	القضبان	2200
6	الرمل	1650

ملاحظة: تحسب اوزان القواطع بقيمة 1250 كغم/م² للمقطع.

2-1-4-3 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، والتي تؤثر بشكل رأسي، وتوضع بشكل مؤقت ويمكن نقلها، ومن هذه الأوزان:

1. الأجهزة والمعدات.
2. وزن الأثاث.
3. القواطع المتحركة.
4. واهم ما يمثلها الأشخاص.

هذه الأحمال تم تقديرها حسب استخدام المنشأة وتم وضعها في جداول خاصة حسب الكود الاردني، منها:

جدول (2-3) الأحمال الحية

الحمل الحي (kg/m ²)	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
400	المكتبات	1
400	غرف المطالعة بمستودع كتب	2
500	الأدراج	3
250	غرف المطالعة بدون مستودع كتب	4
400	الممرات المرتفعة الموصلة بين المباني	5
250	المكاتب	6

3-1-4-3 الأحمال البيئية:

هي حمل ثالث من الأحمال الهامة التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

- 1- الرياح: عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أذوار. وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. هذا وتصمم جدران القص اعتماداً على قوة (0.4 kN/m²) اعتماداً على الكود الأردني.

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

- الوزن النوعي للثلج .
- ارتفاع المنشأ عن سطح البحر .
- ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

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

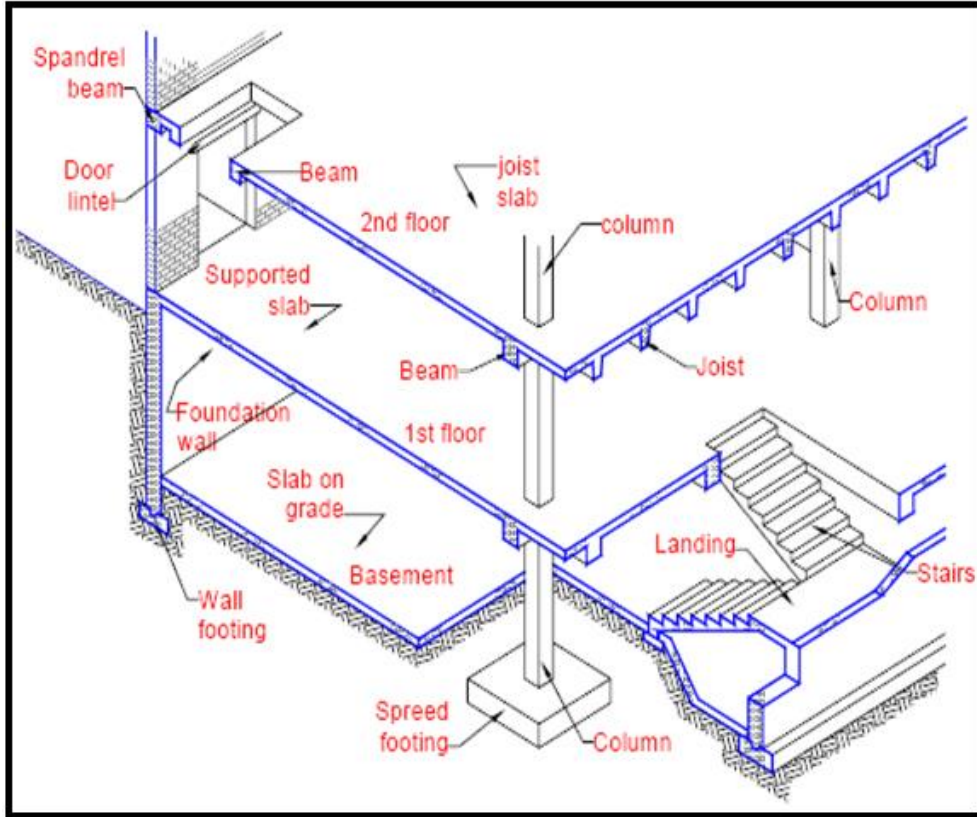
الجدول (3-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

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

3- الزلازل: أهم الأحمال البيئية عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص، المصممة بسماكات و تسليح كافية، تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال لذي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتمادا ورجوعا إلى الكود المستخدم.

5-3 العناصر الإنشائية:

كل مبنى يتكون عادةً من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تترابط مع بعضها لتحافظ على سلامة المبنى وضمان استمراريته، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغير ذلك.



الشكل رقم (3-1): بعض العناصر الإنشائية المكونة للمباني.

1-5-3 العقدات:

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. ولاختلاف المناسيب في قطعة الأرض المقام عليها المشروع، الذي اقتضى إلى التنوع المعماري في تصميم المجمع وإلى إحداث مناسيب إنشائية في التصميم.

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

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).

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

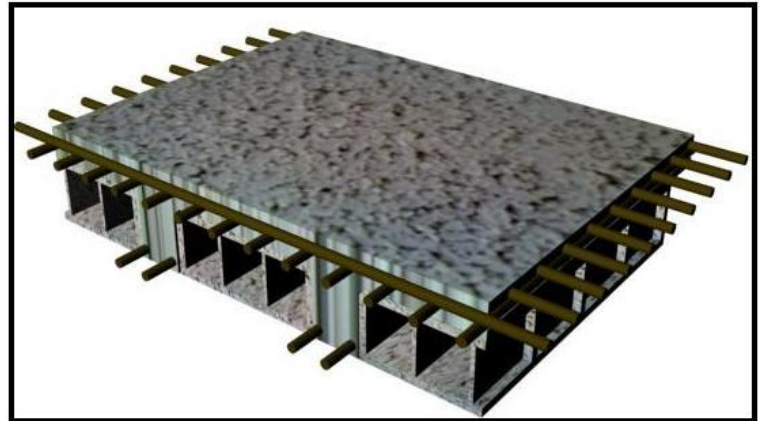
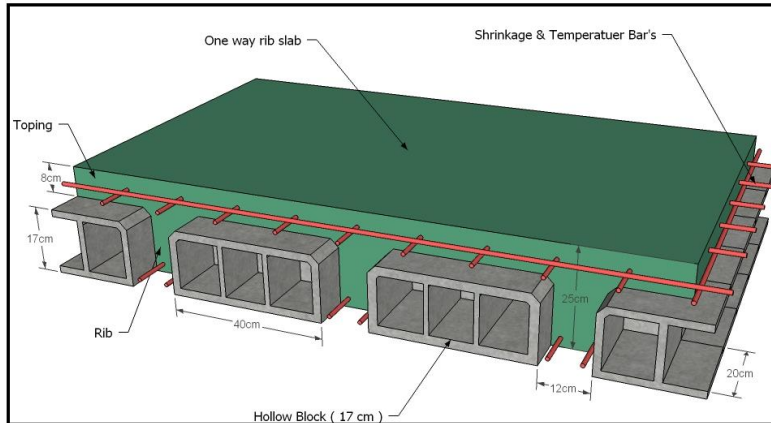
- (1) العقدات المصمتة (Solid Slabs).
- (2) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- (3) عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

3-5-1-1: العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج.

3-5-1-2: عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) :

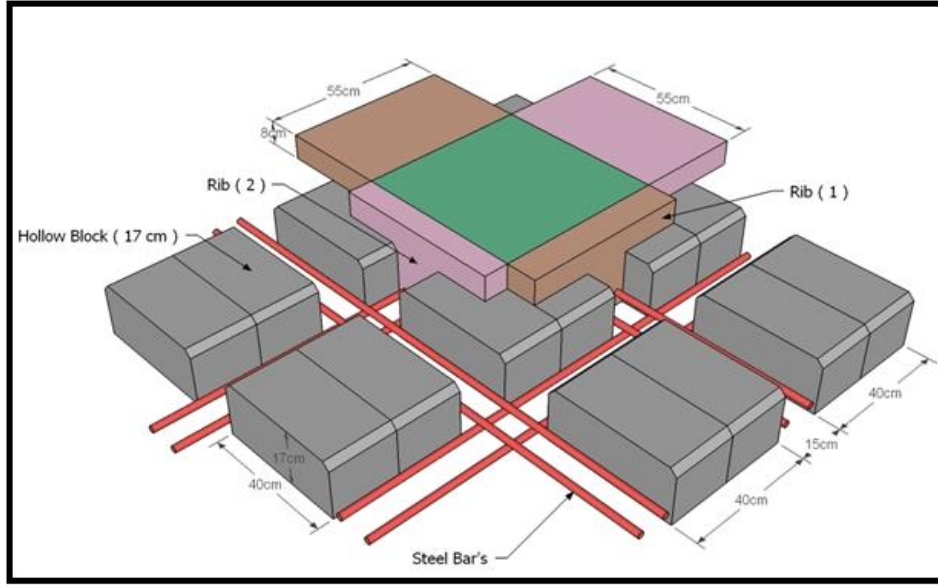
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ،ويستخدم لبحور بين الأعمدة حتى 7 م وقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها وفعاليتها.



الشكل رقم(2-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

3-1-5-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

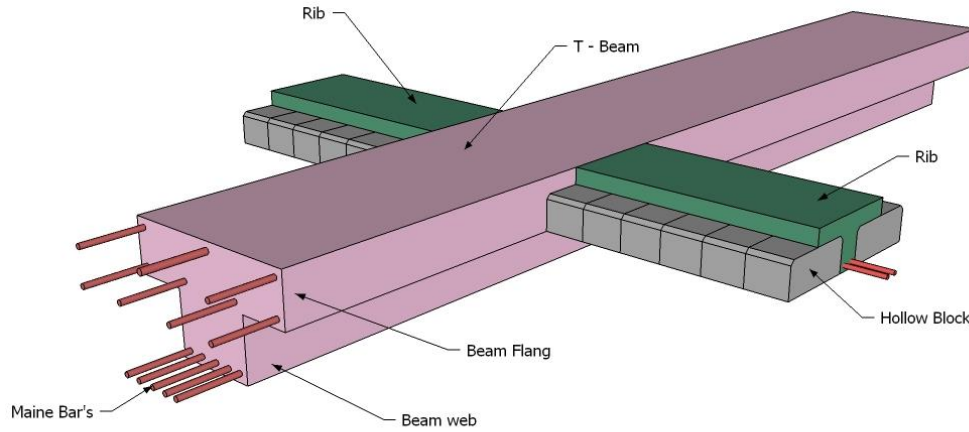
والتي تم استخدامها لبعض أجزاء المبنى وخاصة للأجزاء ذات المساحات الكبيرة نسبياً.

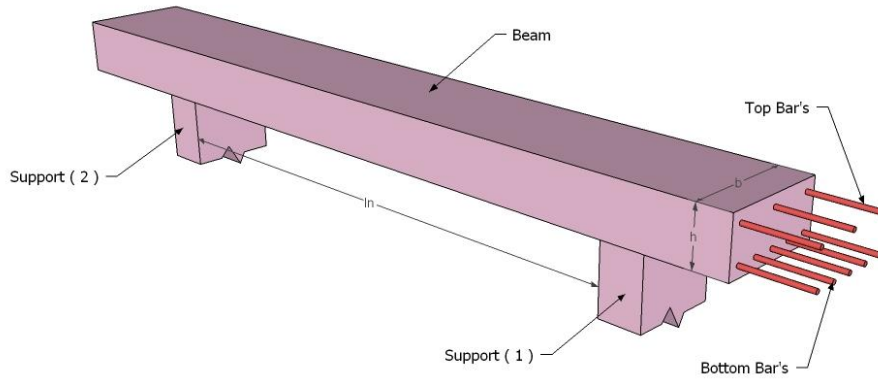


الشكل رقم (3-3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

2-5-3 الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين، جسور مسحورة _ أي مخفية داخل العقدات _ والجسور الساقطة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظراً للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع، فضلاً عن الأحمال الكبيرة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون من كلا النوعين حسب المسافات بين الأعمدة والحمل على الجسر.

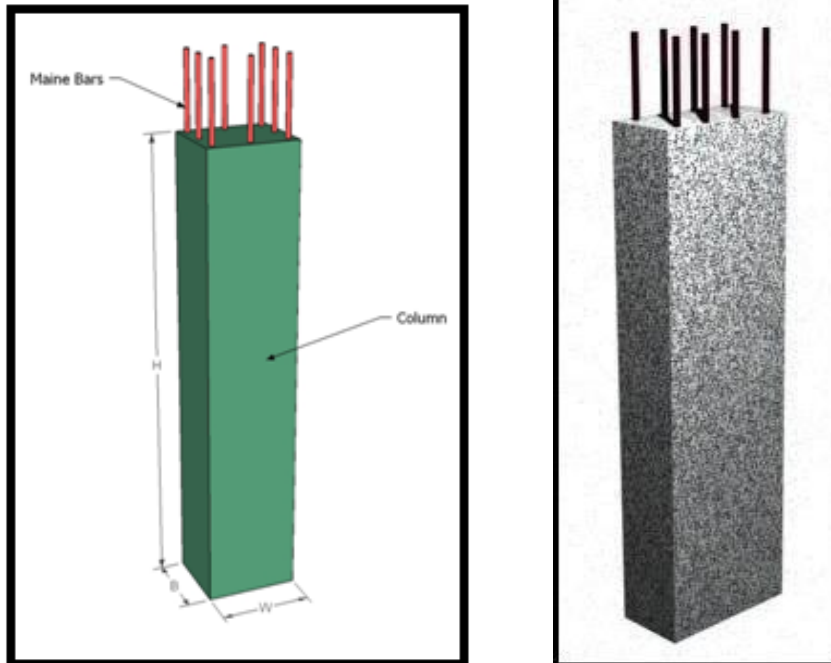




الشكل رقم(3-4): أشكال الجسور.

3-5-3 الأعمدة:

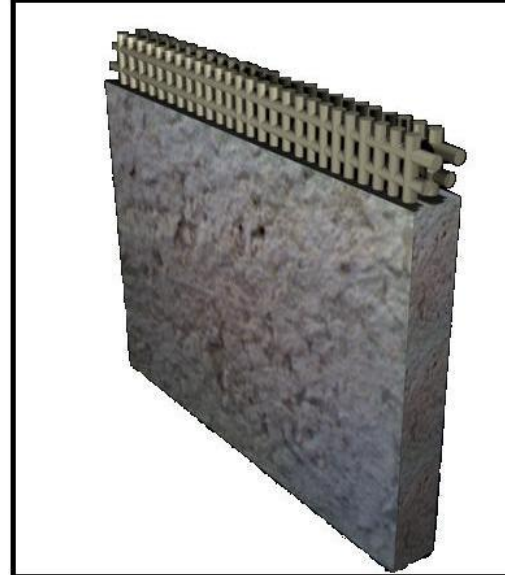
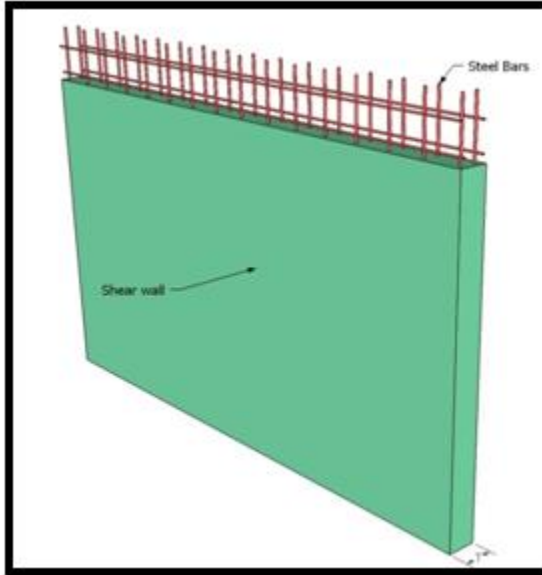
تعتبر الأعمدة العنصر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، فهناك ما هو من الخرسانة المسلحة وأخرى من الحجر ويبين الشكل (3-4) عدد من مقاطع الأعمدة.



الشكل رقم(3-5): أحد أشكال الأعمدة.

4-5-3 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 تسطح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل معظمها 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 رقم(6-3): جدار القص.

3-5-5 فواصل التمدد:

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

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

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.

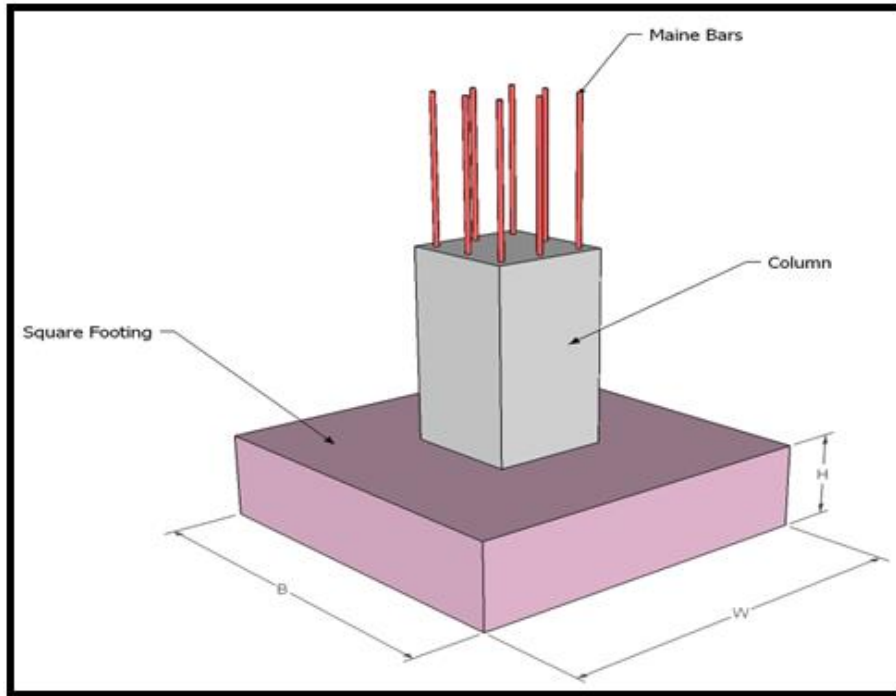
2- يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

وفي مشروعنا احتجنا إلى استخدام هذه الفواصل الموضحة في المخططات المعمارية.

6-5-3 الأساسات:

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

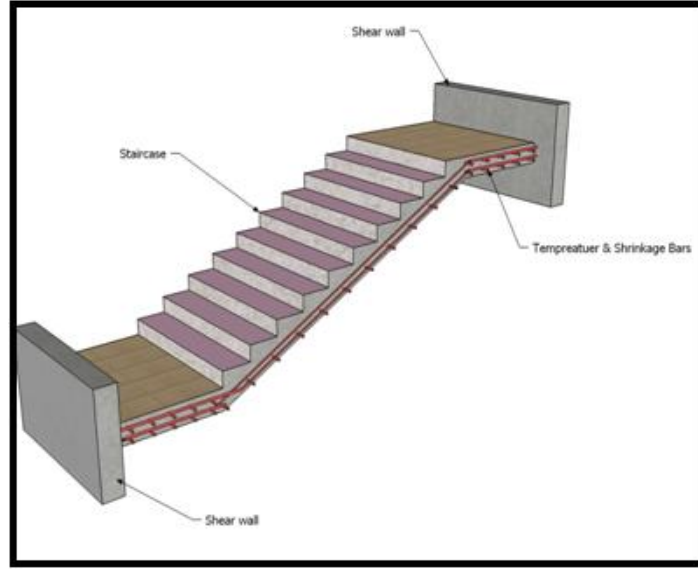
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة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



الشكل رقم(7-3): شكل أحد الأساسات.

7-5-3 الأدرج:

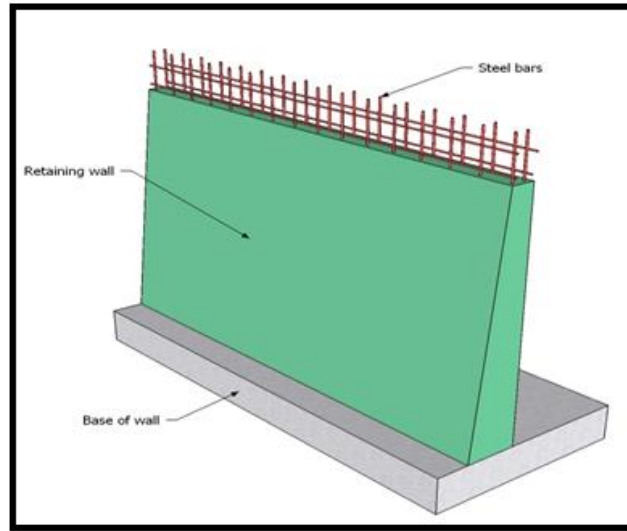
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسب. وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



الشكل رقم (3-8): تسليح الأدرج.

8-5-3 الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لحماية التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الاستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر.



الشكل رقم (3-9) جدار استنادي.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4

4. 1 Introduction.

4. 2 Factored Loads.

4. 3 Determination of thickness of one way rib slab and two Way Rib Slab.

4. 4 Topping Design.

4. 5 Load Calculation for Rib (46a).

4. 6 Design of rib (46a) in the ground floor.

4 .7 Design of Beam (B113) in the ground floor.

4. 8 design of two way rib slab

4.8.1: Load Calculation for Two way Rib

4.8.2: Moment calculation using (coefficient method)

4.8.3: Design Rib for Flexure

4.8.3.1 Design of Rib (negative moment in discontinues edge)

4.8.3.2 Design of Rib (positive moment)

4.8.4: Design for Shear

4.9: Design of Column C2

4.9.1: Determine Dimension Of Column

4.9.2 Check Slenderness

4.9.3 Calculate the minimum eccentricity and minimum moment and Compute EI

4.9.4 Calculate the moment magnifier factor

4.9.5 Select Reinforcement

4.9.6 Design of Ties

4.10 Design of Isolated Footing (F4)

4.10.1 Calculate the weight of footing, soil, and the surcharge load:

4.10.2 Required Size Of Footing

4.10.3 One Way Shear (Beam Shear)

4.10.4 Two Way Shear (Punching Shear)

4.10.5 Design for Flexure:

4.11: design of Basement wall

4.11.1:- load calculation

4.11.2:-Design of Bending Moment

4.11.3:-Check for shear

4.12: Design of Stairs (ST1A)

4.12.1 Determination of Thickness

4.12.2 Load Calculations

4.12.3 Check for shear strength For Flight

4.12.4 Design of Flexure:

4.12.5 Design for Flight:

4.12.6 Check for strain:

4.12.7 Design for landing (L2A):

4.12.8 Check for shear strength (L2A):

4.12.9 Calculate the maximum bending moment

4.12.10 Check for strain

4-13:Design of shear wall (SW25):-

4.13.1 Design of shear

4.13.2 Design of bending moment:

4.1: Introduction

In This Project, there are three types of slabs: solid slabs, one-way ribbed and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

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

NOTE:

*Concrete B300 { $f'_c = 24 \text{ N/mm}^2$ (MPa) for rectangular section }

* The specified yield strength of the reinforcement { $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$ (MPa) }.

4.2 Factored Loads:

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

$$q_u = 1.2DL + 1.6L \quad \text{ACI - 318 - 02 (9.2.1)}$$

4.3 Determination of Thickness of Slabs:

4.3.1 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 length for one- end continuous (for ribs):

$$h_{\min} = \frac{L}{18.5} = \frac{680}{18.5} = 36.7 \text{ cm}$$

-The maximum span length for both -end continuous (for ribs):

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{760}{21} = 36.1 \text{ cm}$$

-The maximum span length for cantilever (for ribs):

$$h_{\min} = \frac{L}{8} = \frac{245}{8} = 30.6 \text{ cm}$$

Take slab thickness $h=35$ cm. (deflection will be checked)

$h = 35$ cm (27cm Hollow block + 8cm Topping).

4.3.2 Determination of Thickness for two Way Rib Slab:

$$y_c = \frac{52 * 8 * 4 + 12 * 27 * 21.5}{52 * 8 + 12 * 27} = 11.66 \text{ cm}$$

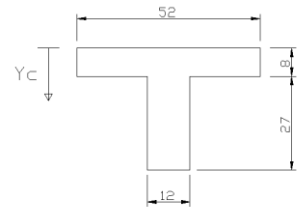
$$I_{\text{rib}} = \frac{52 * 11.66^3 + 12 * 23.34^3 - 40 * 3.66^3}{3} = 77682.21 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{beam}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \cdot 30^3}{12} = 90000 \text{ cm}^4$$

- For short direction L (clear span) = 8.80 m

$$I_s = \frac{I_{\text{rib}} \left(\frac{l_r}{2} + \frac{l_l}{2} + b_w \right)}{b_f}$$

$$I_s = \frac{77682.21 \left(\frac{880}{2} + 0 + 40 \right)}{52} = 717066.6 \text{ cm}^4$$



-For long direction L (clear span) = 10.25 m

$$I_s = \frac{I_{\text{rib}} \left(\frac{l}{2} + b_w \right)}{b_f}$$

$$I_s = \frac{77682.21 \left(\frac{1025}{2} + 40 \right)}{52} = 825373.5 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{90000}{717066.6} = 0.125$$

$$\alpha_2 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{90000}{825373.5} = 0.109$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \frac{0.125 + 0.109}{2} = 0.117$$

$\alpha_{fm} = 0.117 < 0.2$ The minimum slab thickness of slab will be as shown in table {9.5.(c)} for slab without interior beams .

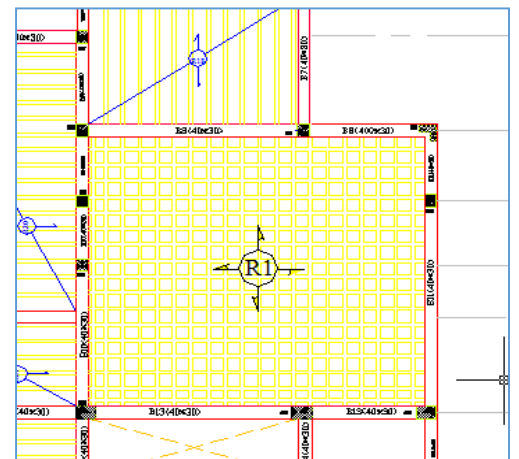


Fig. (4-1) panel of two way rib slab

TABLE 9.5(c)—MINIMUM THICKNESS OF SLABS WITHOUT INTERIOR BEAMS*

f_y , MPa†	Without drop panels‡			With drop panels‡		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams§		Without edge beams	With edge beams§	
280	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
420	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
520	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

*For two-way construction, l_n is the length of clear span in the long direction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face-to-face of beams or other supports in other cases.
†For f_y between the values given in the table, minimum thickness shall be determined by linear interpolation.
‡Drop panels as defined in 13.2.5.
§Slabs with beams between columns along exterior edges. The value of α_f for the edge beam shall not be less than 0.8.

$$L_n = 10.25 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \frac{L}{33} = \frac{1025}{33} = 31.06 \text{ cm}$$

**Take h_{slab} for one way & two way rib slab 35 cm
8 cm topping and 27 cm block.**

Effective Flange width (b_E)

ACI-318-02 (8.10.2)

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

$$b_E = L / 4 = 3.05 / 4 = 76.25 \text{ cm}$$

$$b_E = bw + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 \text{ cm}$$

$$b_E = bw + Lc/2 = 12 + 40 = 52 \text{ cm}$$

Control 52cm

4.4 Design of Topping:

4.4.1 Design of Topping for One-Way Ribbed Slab:

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

No.	Dead load	Calculation
1	Tile	$.03 * 23 * 1 = .69 \text{ KN/m}$
2	mortar	$.03 * 22 * 1 = .66 \text{ KN/m}$
3	Coarse sand	$.07 * 17 * 1 = 1.19 \text{ KN/m}$
4	topping	$.08 * 25 * 1 = 2 \text{ KN/m}$
5	Interior partitions	$2.3 * 1 = 2.3 \text{ KN/m}$
		6.84
		KN/m

Live load = $4 * 1 \text{ KN/m}$

$$W_u = (1.2 * 6.84) + (1.6 * 4) = 14.60 \text{ KN/m}$$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

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

$$M_u = \frac{14.60 * 0.4^2}{12} = 0.194 \text{ KN.m /m of strip width}$$

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

$$M_n = 0.42 * \sqrt{f_c'} * S_m \quad \text{ACI-318-02 (22-5.1)}$$

$$S_m = \frac{b * h^2}{6} = \frac{1000 * 80^2}{6} = 1066666.67 \text{ mm}^3$$

$$M_n = 0.42 * \sqrt{24} * 1066666.67 = 2.194 \text{ KN.m}$$

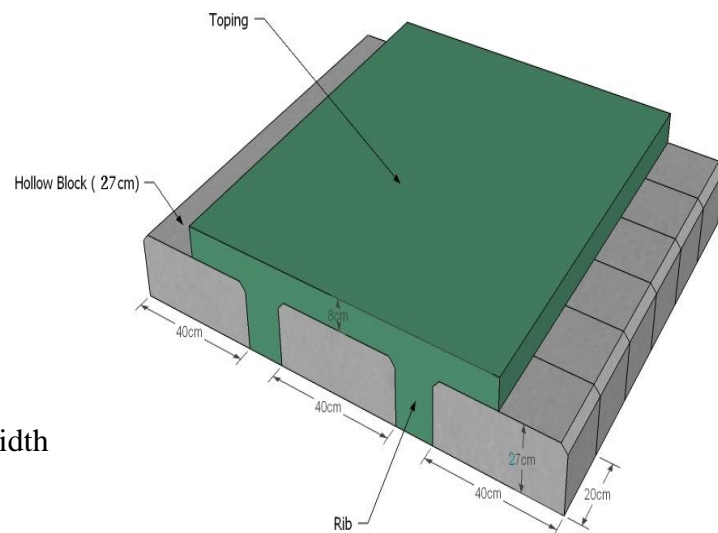


Fig. (4-2) topping

$$\Phi M_n = 0.55 * 2.194 = 1.2 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 1.2 \text{ KN.m} > M_u = 0.194 \text{ KN.m}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = 0.0018 \quad \text{ACI-318-02 (7.12.2)}$$

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 144 \text{ mm}^2/\text{1m}$$

$$S_{\max} = 3 * h = 3 * 80 = 240 \text{ mm} \quad \text{--- control}$$

$$S_{\max} = 450 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 380 + \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 300 * \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} = 300 \text{ mm}$$

Use 1 Φ 8 / 20 cm, with $A_{S_{\text{provided}}} = 251 \text{ mm}^2/\text{1m}$ both directions.

4.5 Load Calculation:

↗ **First: One - way ribbed slab.**

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

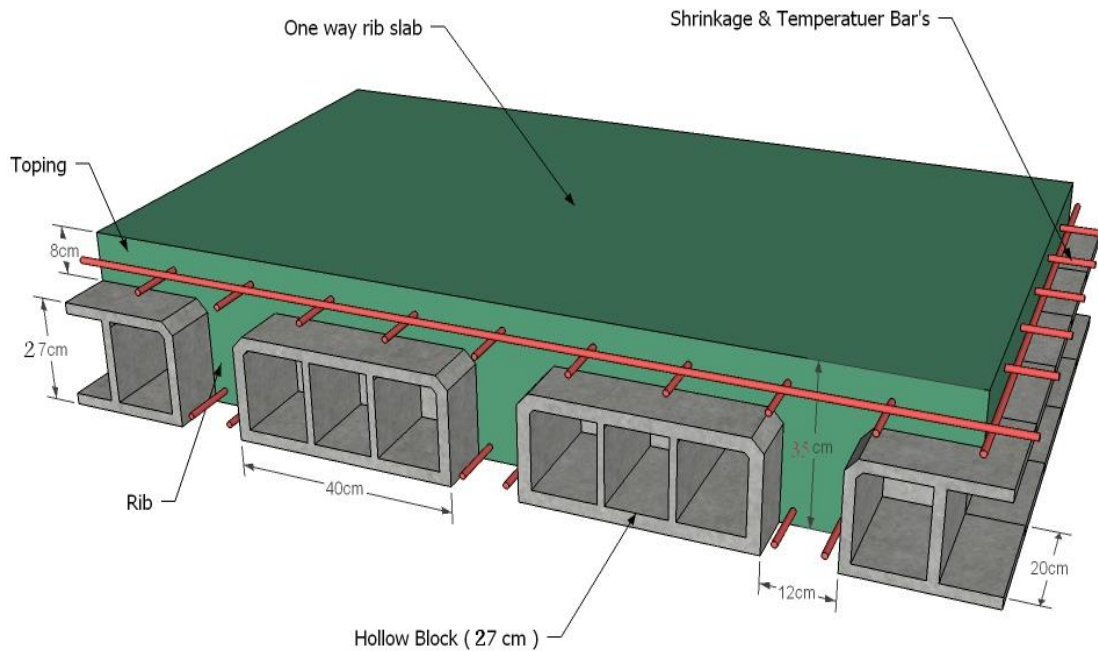


Fig. (4-3) One way rib slab

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

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

No.	Parts of Rib	Density KN/m ³	Calculation
1	Tile	23	$0.03 \times 23 \times 0.52 = 0.358$ KN/m
2	mortar	22	$.03 \times 22 \times .52 = 0.343$ KN/m
3	Coarse sand	17	$.07 \times 17 \times 0.52 = 0.618$ KN/m
4	topping	25	$.08 \times 25 \times 0.52 = 1.04$ KN/m
5	RC rib	25	$0.27 \times 25 \times 0.12 = 0.81$ KN/m
6	Hollow block	10	$0.27 \times 10 \times 0.4 = 1.08$ KN/m
7	plaster	22	$.03 \times 22 \times 0.52 = .343$ KN/m
8	Interior partitions		$2.3 \times 0.52 = 1.19$ KN/m
			5.79
			KN/m

Nominal Total Dead Load:

$$D.L._{total} = .359 + .343 + .619 + 1.04 + .81 + 1.08 + .343 + 1.196 = 5.79 \text{ KN/m of rib}$$

$$\text{Live load} = 4 \times 0.52 = 2.08 \text{ KN/m of rib}$$

$$\text{Factored dead Load} = 1.2 \times 5.79 = 6.94 \text{ KN/m}$$

Factored live Load = $1.6 * 2.08 = 3.32$ KN/m

4.6 Design of Rib (46a):

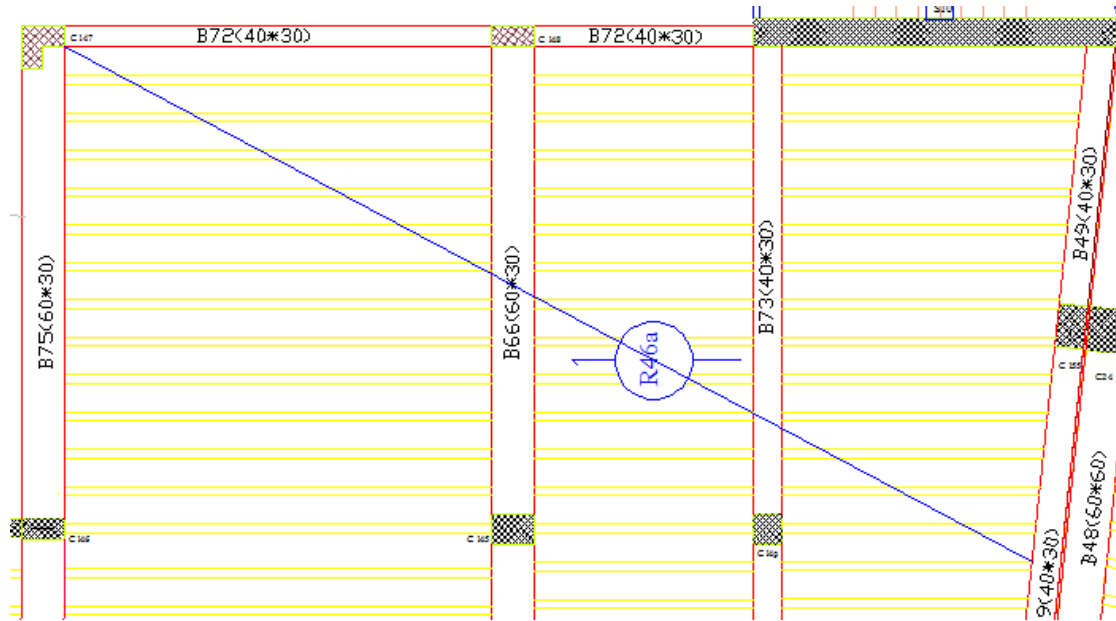


Fig.(4-4) Rib location

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



Moments: spans 1 to 3

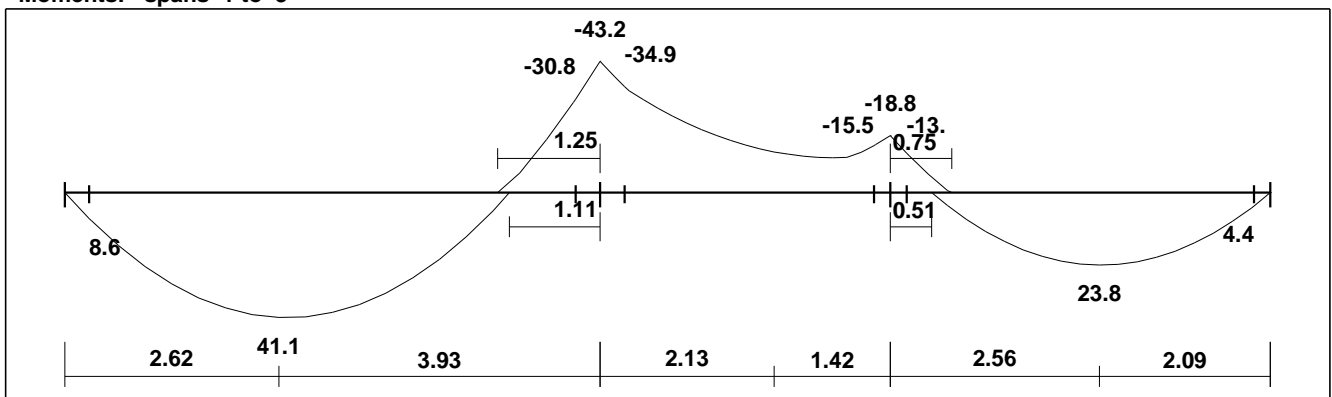


Fig. (4 - 5) Moment diagram for rib (46a)-(KN.m).

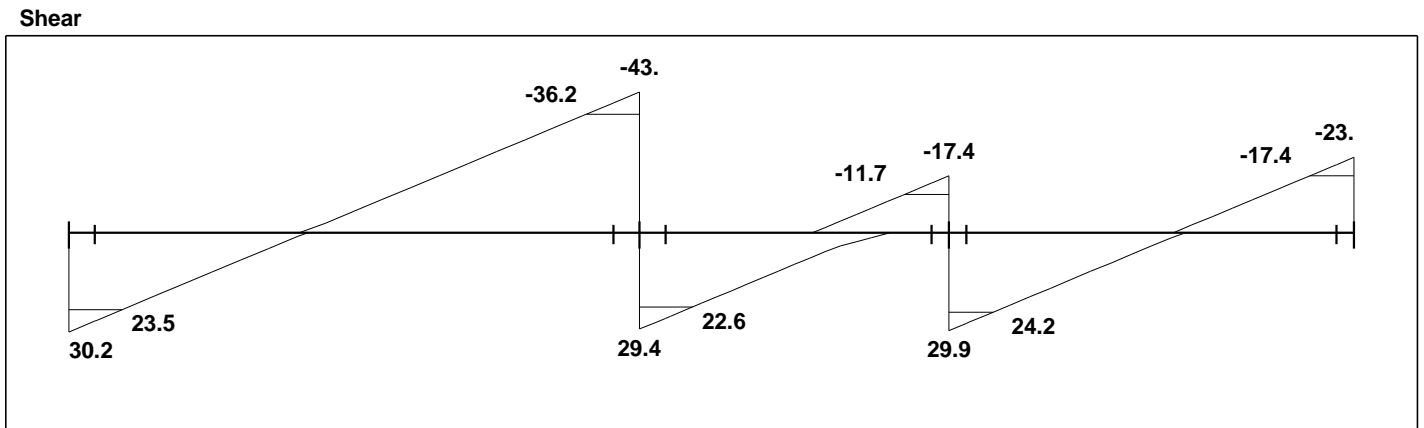


Fig. (4 - 6) Shear diagram for rib (46a)-(KN).

4.6.1 Design of Positive Moment for (Rib 46a):

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

For $a = t = 8 \text{ cm}$ assume bar diameter 14 mm

$d = h - \text{cover} - ds - db/2 = 350 - 20 - 10 - 14/2 = 313 \text{ mm}$

$M_{nf} = .85 * 24 * 520 * 80 (313 - 80/2) 10^{-5} = 231.67 \text{ KN.m}$

$M_n \text{ available} = 231.67 \text{ KN.m} \gg M_n \text{ required} = 41.1/0.9 = 45.66 \text{ KN.m}$

$h_f > a$

Design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

This design for 6.55 m span.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{41.1 * (10)^6}{.9 * 520(313)^2} = 0.896 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.896}{420}} \right) = 0.0021833$$

$$A_s = 0.0021833 * (520) (313) = 355.36 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \quad ACI-318 (10.5.1)$$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.52 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d)$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2 \text{ mm}^2 \quad \text{--- control}$$

$$A_s = 355.36 \text{ mm}^2 \geq A_s \min = 125.2 \text{ mm}^2 . \text{ OK}$$

Use **2Φ16** with $A_s = 401.92 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 f_c b} \quad a = \frac{401.92 * 420}{.85 * 24 * 520} = 15.91 \text{ mm}$$

$$c = 15.91 / .85 = 18.72 \text{ mm} . \quad d = 350 - 20 - 10 - 16 / 2 = 312 \text{ mm} .$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{d - c}{c} \right) \quad \epsilon_s = .003 \left(\frac{312 - 18.72}{18.72} \right) = .047 > .005 \quad \text{--- OK}$$

4.6.2 Design of rib for negative moment: $M_u = -34.9 \text{ KN.m}$

Assume bar diameter 14 mm . $d = 350 - 20 - 10 - 14 / 2 = 313 \text{ mm} .$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{34.9 * (10)^6}{.9 * 120(313)^2} = 3.298 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 3.298}{420}} \right) = 0.008616$$

$$A_s = .008616 * (120) (313) = 323.26 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \quad ACI-318 (10.5.1)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.52 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2 \text{ mm}^2 \quad \text{--- control}$$

$$A_s = 355.36 \text{ mm}^2 \geq A_s \text{ min} = 125.2 \text{ mm}^2 . \text{ OK}$$

Use **2Φ16** with $A_s = 401.92 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 f_c b} \qquad a = \frac{401.92 * 420}{.85 * 24 * 120} = 68.95 \text{ mm}$$

$$C = 68.95 / .85 = 81.125 \text{ mm} . \qquad d = 350 - 20 - 10 - 16 / 2 = 312 \text{ mm} .$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{d - c}{c} \right) \qquad \epsilon_s = .003 \left(\frac{312 - 81.125}{81.125} \right) = .0085 > .005 \text{ --- OK}$$

4.6.3 Design of rib for negative moment: $M_u = -15.5 \text{ KN.m}$

Assume bar diameter 14 mm . $d = 350 - 20 - 10 - 14 / 2 = 313 \text{ mm} .$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{15.5 * (10)^6}{.9 * 120(313)^2} = 1.465 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.465}{420}} \right) = 0.003623$$

$$A_s = .003623 * (120) (313) = 136.1 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \qquad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.52 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2 \text{ mm}^2 \quad \text{--- control}$$

$$A_s = 136.1 \text{ mm}^2 \geq A_s \text{ min} = 125.2 \text{ mm}^2 . \text{ OK}$$

Use 2Φ10 with $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s * fy}{.85 fcb} \qquad a = \frac{157 * 420}{.85 * 24 * 120} = 26.93 \text{ mm}$$

$$C = 26.93 / .85 = 31.68 \text{ mm} . \qquad d = 350 - 20 - 10 - 16 / 2 = 312 \text{ mm}.$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{d - c}{c} \right) \qquad \epsilon_s = .003 \left(\frac{312 - 31.68}{31.68} \right) = .0266 > .005 \quad \text{--- OK}$$

4.6.4 Design of positive moment $M_u = 23.8 \text{ KN.m}$

Assume bar diameter 14 mm $d = 350 - 20 - 10 - 14 / 2 = 313 \text{ mm}$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{23.8 * (10)^6}{.9 * 520(313)^2} = 0.519 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.519}{420}} \right) = 0.001251$$

$$A_s = 0.00125 * (520) (313) = 203.74 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \qquad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.52 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2 \text{ mm}^2 \quad \text{--- control}$$

$$A_s = 203.74 \text{ mm}^2 \geq A_s \text{ min} = 125.2 \text{ mm}^2 . \text{ OK}$$

Use $2\Phi 12$ with $A_s = 226.1 \text{ mm}^2$

4.6.5 Check for strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 f_c b} \qquad a = \frac{226.1 * 420}{.85 * 24 * 520} = 8.952 \text{ mm}$$

$$C = 8.952 / .85 = 10.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{d-c}{c} \right) \qquad \epsilon_s = .003 \left(\frac{313 - 10.53}{10.53} \right) = .086 > .005 \quad \text{--- OK}$$

4.6.6 Check for shear :

V_u at distance d from the face of the support:

$$V_u = 36.2 \text{ kN}$$

$$V_c = 1.1 * \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b w d$$

$$V_c = 1.1 * \frac{1}{6} \sqrt{24} * 120 * 313 * 10^{-3} = 33.73 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = .75 * 1.1 * \frac{1}{6} \sqrt{24} * 120 * 313 * 10^{-3} = 25.3 \text{ KN}$$

$$V_u = 36.2 \text{ KN} > \Phi V_c = 25.3 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c \qquad V_s = \frac{36.2}{.75} - 33.73 = 14.51 \text{ KN}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b w d \qquad V_s \text{ min} = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 120 * 313 * 10^{-3} = 11.5 \text{ KN}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{1}{3} b w * d \qquad V_s \text{ min} = \frac{1}{3} * 120 * 313 * 10^{-3} = 12.52 \text{ KN}$$

$$V_s \text{ min} = 12.52 \text{ KN} \quad \text{--- control}$$

$$V_s = 14.51 \text{ KN} > V_s \text{ min} \quad \text{OK}$$

$$V_s' = \frac{1}{3} \sqrt{f_c} b w d \qquad V_s' = \frac{1}{3} \sqrt{f_c} * 120 * 313 * 10^{-3} = 23 \text{ KN}$$

$$V_s \text{ min} < V_s < V_s' \quad \text{case(IV)}$$

$$\text{Use 2 leg } \Phi 8 \text{ } A_s = 2 * 50.24 = 100.48 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_s * f_y t * d}{V_s} \qquad S = \frac{100.48 * 420 * 313}{14.51 * 1000} = 910.34 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = \frac{d}{2} \qquad S_{\max} = \frac{313}{2} = 156.2 \text{ mm}$$

Use 2 leg $\Phi 8$ $S = 150 \text{ mm} < S_{\max}$ OK

4.7 Design of Beam (B 113):-

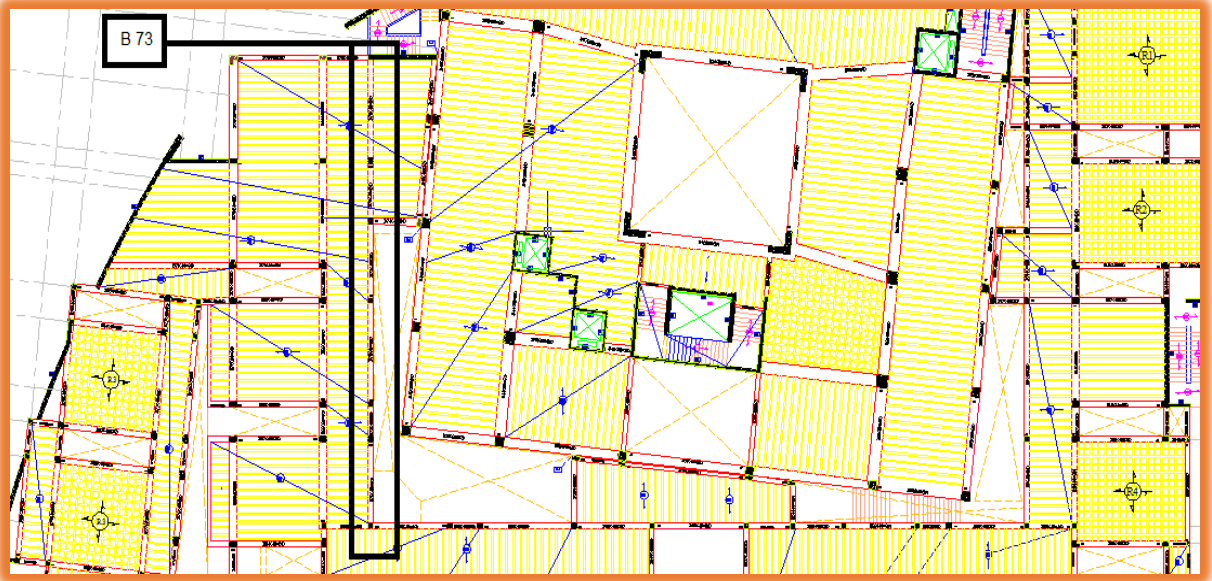


Fig. (4 – 7) Beam location (B113)

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for beam 113.

No.	Dead load	Quality density KN/m ³	Calculation
1	Tile	23	$.03*23*.4 = .276 \text{ KN/m}$
2	Mortar	22	$.03*22*.4 = .264 \text{ KN/m}$
3	Coarse sand	17	$.07*17*.4 = 0.476 \text{ KN/m}$
4	RC beam	25	$0.6*0.4*25 = 6 \text{ KN/m}$
	Plaster	22	$.03*22*.4 = 0.264 \text{ KN/m}$
5	Interior partitions		$2.3 *.4 = 0.92\text{KN/m}$
			8.2
			KN/m

$$W_{DL} = \frac{WD \text{ from rib}}{0.52} + 8.2 \dots\dots \text{Service.}$$

$$LL = 4 \times 0.4 = 1.6 \text{ KN/m .}$$

$$W_L = \frac{WL \text{ from rib}}{0.52} + 2 \dots \text{Service}$$

From rib 1

$$W_{DL} = \frac{21.58}{0.52} = 41.5 \text{ KN/m}$$

$$W_{LL} = \frac{13.35}{0.52} = 25.67 \text{ KN/m}$$

From rib 2

$$W_{DL} = \frac{22.29}{0.52} = 42.86 \text{ KN/m}$$

$$W_{LL} = \frac{13.22}{0.52} = 25.42 \text{ KN/m}$$

From rib 3

$$W_{DL} = \frac{9.99}{0.52} = 19.21 \text{ KN/m}$$

$$W_{LL} = \frac{5.64}{0.52} = 10.48 \text{ KN/m}$$

From rib 4

$$W_{DL} = \frac{8.75}{0.52} = 16.82 \text{ KN/m}$$

$$W_{LL} = \frac{4.62}{0.52} = 8.88 \text{ KN/m}$$

From rib 5

$$W_{DL} = \frac{10.28}{0.52} = 19.76 \text{ KN/m}$$

$$W_{LL} = \frac{4.61}{0.52} = 8.86 \text{ KN/m}$$

From rib 6

$$W_{DL} = \frac{8.75}{0.52} = 16.82 \text{ KN/m}$$

$$W_{LL} = \frac{4.62}{0.52} = 8.88 \text{ KN/m}$$

$$\text{Wall load} = .2 * 4 * 25 = 20 \text{ KN/m}$$

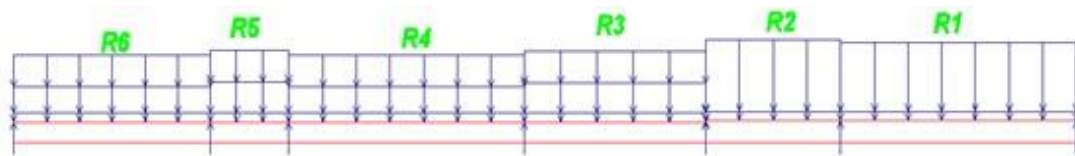


Fig. (4 – 8) beam loads from ribs and (dead +live) + wall load .

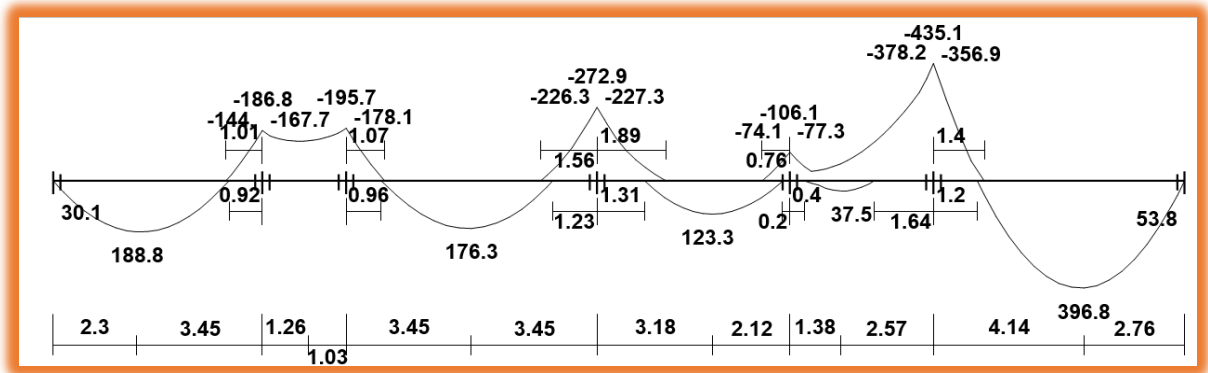


Fig. (4 – 9) Beam envelope moment values (KN.m)

4.7.1 Design of Positive Moment $M_u = 188.8 \text{ KN.m}$

b =400 mm,

h =600 mm

Assume bar diameter 16 mm . $d = 600 - 40 - 10 - 16/2 = 542$ mm .

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{188.8 * (10)^6}{.9 * 400(542)^2} = 1.785 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.785}{420}} \right) = 0.004454$$

$$A_s = .004454 * (400) (542) = 965.65 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (400)(542) = 632.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (400)(542) = 722.66 \text{ mm}^2 \quad \text{--- control}$$

$$A_s = 965.65 \text{ mm}^2 \geq A_s \text{ min} = 722.66 \text{ mm}^2 . \text{ OK}$$

Use 5Φ16 with $A_s = 1004.8 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s * fy}{.85 fcb} \quad a = \frac{1004.8 * 420}{.85 * 24 * 400} = 51.71 \text{ mm}$$

$$C = 51.71 / .85 = 60.84 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{d-c}{c} \right) \quad \epsilon_s = .003 \left(\frac{542 - 60.84}{60.84} \right) = .0237 > .005 \text{ --- OK}$$

4.7.2 Design of negative Moment $M_u = 178.1 \text{ KN.m}$

Assume bar diameter 16 mm . $d = 600 - 40 - 10 - 16/2 = 542$ mm .

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{178.1 * (10)^6}{.9 * 400(542)^2} = 1.684 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.684}{420}} \right) = 0.0041901$$

$$As = .0041901 * (400) (542) = 908.43 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$As \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (400)(542) = 632.2 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)} (bw)(d)$$

$$As \text{ min} = \frac{1.4}{420} (400)(542) = 722.66 \text{ mm}^2 \quad \text{--- control}$$

$$As = 908.43 \text{ mm}^2 \geq As \text{ min} = 722.66 \text{ mm}^2 . \text{ OK}$$

Use 5Φ16 with $As = 1004.8 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{As * fy}{.85 fcb} \quad a = \frac{1004.8 * 420}{.85 * 24 * 400} = 51.71 \text{ mm}$$

$$C = 51.71 / .85 = 60.84 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{d-c}{c} \right) \quad \epsilon_s = .003 \left(\frac{542 - 60.84}{60.84} \right) = .0237 > .005 \text{ --- OK}$$

4.7.3 Design of positive Moment $M_u = 176.3 \text{ KN.m}$

Assume bar diameter 16 mm . $d = 600 - 40 - 10 - 16/2 = 542 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{176.3 * (10)^6}{.9 * 400(542)^2} = 1.667 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.667}{420}} \right) = 0.0041459$$

$$A_s = .0041459 * (400) (542) = 898.83 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (400)(542) = 632.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (400)(542) = 722.66 \text{ mm}^2 \quad \text{--- control}$$

$$A_s = 898.8 \text{ mm}^2 \geq A_s \text{ min} = 722.66 \text{ mm}^2 \text{ . OK}$$

Use $5\Phi 16$ with $A_s = 1004.8 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 f_c b} \quad a = \frac{1004.8 * 420}{.85 * 24 * 400} = 51.71 \text{ mm}$$

$$C = 51.71 / .85 = 60.84 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = .003\left(\frac{d-c}{c}\right)$$

$$\varepsilon_s = .003\left(\frac{542-60.84}{60.84}\right) = .0237 > .005 \text{ --- OK}$$

4.7.4 Design of negative Moment $M_u = 227.3 \text{ KN.m}$

Assume bar diameter 16 mm . $d = 600 - 40 - 10 - 16/2 = 542 \text{ mm}$.

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{227.3 * (10)^6}{.9 * 400(542)^2} = 2.149 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 2.149}{420}} \right) = 0.005418$$

$$A_s = .005418 * (400) (542) = 1174.79 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (400)(542) = 632.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (400)(542) = 722.66 \text{ mm}^2 \text{ --- control}$$

$$A_s = 1174.79 \text{ mm}^2 \geq A_s \text{ min} = 722.66 \text{ mm}^2 . \text{ OK}$$

Use 6Φ16 with $A_s = 1205.76 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s * fy}{.85 fcb}$$

$$a = \frac{1205.76 * 420}{.85 * 24 * 400} = 62.1 \text{ mm}$$

$$C = 62.1 / .85 = 73.01 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{542 - 73.01}{73.01} \right) = .0192 > .005 \text{ --- OK}$$

4.7.5 Design of positive Moment $M_u = 123.3 \text{ KN.m}$

Assume bar diameter 16 mm . $d = 600 - 40 - 10 - 16/2 = 542 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{123.3 * (10)^6}{.9 * 400(542)^2} = 1.165 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.165}{420}} \right) = 0.00286$$

$$A_s = .00286 * (400) (542) = 620.01 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (400)(542) = 632.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (400)(542) = 722.66 \text{ mm}^2 \text{ --- control}$$

$$A_s = 620.01 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 722.66 \text{ mm}^2$$

Use 4Φ16 with $A_s = 803.84 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 722.66 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 f_c b} \qquad a = \frac{803.84 * 420}{.85 * 24 * 400} = 41.37 \text{ mm}$$

$$C = 41.37 / .85 = 48.67 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{d - c}{c} \right) \qquad \epsilon_s = .003 \left(\frac{542 - 48.67}{48.67} \right) = .030 > .005 \text{ --- OK}$$

4.7.6 Design of negative Moment $M_u = 378.2 \text{ KN.m}$

Assume bar diameter 16 mm . $d = 600 - 40 - 10 - 16/2 = 542 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{378.2 * (10)^6}{.9 * 400 (542)^2} = 3.576 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 3.576}{420}} \right) = 0.009429$$

$$A_s = .009429 * (400) (542) = 2044.24 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \qquad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (400)(542) = 632.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (400)(542) = 722.66 \text{ mm}^2 \text{ --- control}$$

$$A_s = 2044.24 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 722.66 \text{ mm}^2 \text{ . OK}$$

Use 11Φ16 with $A_s = 2210.56 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 f_c b}$$

$$a = \frac{2210.56 * 420}{.85 * 24 * 400} = 113.77 \text{ mm}$$

$$C = 113.77 / .85 = 133.85 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{d - c}{c} \right)$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{542 - 133.85}{133.85} \right) = .0091 > .005 \text{ — OK}$$

4.7.7 Design of positive Moment $M_u = 396.8 \text{ KN.m}$

Assume bar diameter 16 mm . $d = 600 - 40 - 10 - 16/2 = 542 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{378.2 * (10)^6}{.9 * 400 (542)^2} = 3.752 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85(24)} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 3.752}{420}} \right) = 0.009952$$

$$A_s = .009952 * (400) (542) = 2157.72 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \quad \text{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (400)(542) = 632.2 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (400)(542) = 722.66 \text{ mm}^2 \text{ — control}$$

$$A_s = 2157.72 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 722.66 \text{ mm}^2 \text{ . OK}$$

Use **11Φ16** with $A_s = 2210.56 \text{ mm}^2$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{.85 f_c b} \qquad a = \frac{2210.56 * 420}{.85 * 24 * 400} = 113.77 \text{ mm}$$

$$C = 113.77 / .85 = 133.85 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = .003 \left(\frac{d - c}{c} \right) \qquad \epsilon_s = .003 \left(\frac{542 - 133.85}{133.85} \right) = .0091 > .005 \text{ — OK}$$

4.7.8 Check for shear :

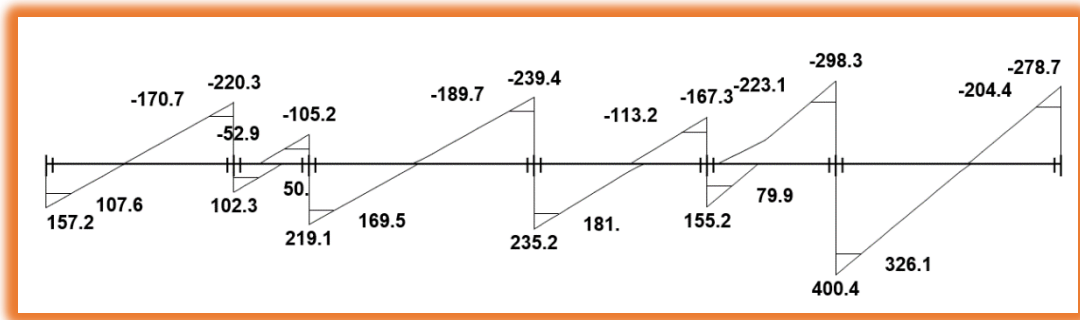


Fig. (4 – 10) Beam shear values (kN)

V_u at distance d from the face of the support:

$$V_u \text{ max} = 326.1 \text{ kN}$$

$$V_c = 1.1 * \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b w d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 400 * 542 * 10^{-3} = 177.01 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = .75 * 177.01 = 132.75 \text{ kN}$$

$$V_u = 326.1 \text{ kN} > \Phi V_c = 132.75 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{326.1}{.75} - 177.01 = 257.79 \text{ kN}$$

$$V_s \text{ min} = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b w d$$

$$V_s \text{ min} = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 400 * 542 * 10^{-3} = 66.38 \text{ kN}$$

$$V_s \min = \frac{1}{3} b w * d \quad V_s \min = \frac{1}{3} * 400 * 542 * 10^{-3} = 72.26 \text{ KN}$$

$$V_s \min = 72.26 \text{ KN} \quad \text{control}$$

$$V_s = 257.79 \text{ KN} > V_s \min = 72.26 \text{ OK}$$

$$V_s' = \frac{1}{3} \sqrt{f_c} b w d \quad V_s' = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 400 * 542 * 10^{-3} = 354.03 \text{ KN}$$

$$V_s \min < V_s < V_s' \text{ case(IV)}$$

$$\text{Use 4 leg } \Phi 8 \text{ As} = 4 * 50.24 = 200.96 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_s * f_{yt} * d}{V_s} \quad S = \frac{200.96 * 420 * 542}{257.79 * 1000} = 177.45 \text{ mm}$$

$$S \max = \frac{d}{2} \quad S \max = \frac{542}{2} = 271 \text{ mm}$$

$$\text{Use 4 leg } \Phi 8 \quad S = 150 \text{ mm} < S \max \text{ OK}$$

4. 8 design of two way rib slab:

4.8.1: Load Calculation for Two way Rib Slab:

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

No.	Parts of Rib	DensityKN/m ³	Calculation
1	Tile	23	.03*23*.52*.52 = 0.186 KN/m
2	mortar	22	.03*22*.52 ² = 0.178 KN/m
3	Coarse sand	17	.07*17*.52*.52 = 0.321 KN/m
4	topping	25	.08*25*.52*.52 = 0.54 KN/m
5	RC rib	25	.27*25*.12 (.52+.4)= .745 KN/m
6	Hollow block	10	.27*10*.4*.4 =.432 KN/m
7	plaster	22	.03*22*.52*.52=.178 KN/m
8	Interior partition		2.3*.52*.52= .621 KN/m
		$\Sigma =$	3.2 KN/m

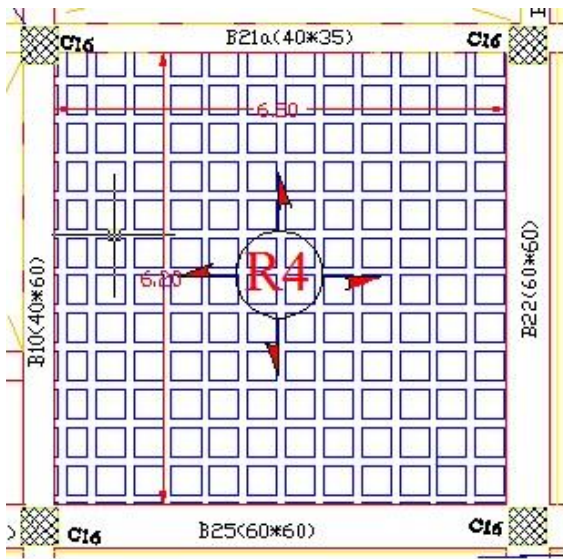


Fig. (4 – 11) two way rib slab

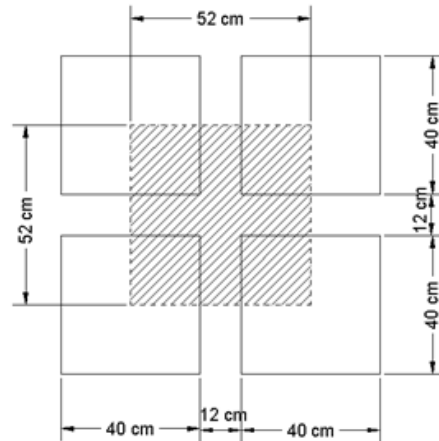


Fig. (4 – 12) two way rib slab

$$DL = \frac{3.2}{0.52 * 0.52} = 11.83 \frac{KN}{m^2}$$

$$W_D = 1.2 * 11.83 = 14.19 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Live load} = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$W_L = 1.6 * 4 = 6.4 \text{ KN/m}^2$$

$$w = 1.2 * 11.83 + 1.6 * 4 = 20.59 \text{ KN/m}^2$$

4.8.2: Moment calculation using (coefficient method)

$$M_a = C_a w l_a^2$$

$$M_b = C_b w l_b^2$$

$$m_1 = \frac{l_a}{l_b} = \frac{6.2}{6.2} = 1.0$$

Note: All Coefficients take From Tables In Appendix

Positive Moments (Panel 1):

$$C_{a,D} = 0.036 \rightarrow M_{a,D} = 0.036 * 14.19 * 6.2 * 6.2 * .52 = 10.21 \text{ KN.m/rib}$$

$$C_{a,L} = 0.036 \rightarrow M_{a,L} = 0.036 * 6.4 * 6.2 * 6.2 * .52 = 4.6 \text{ KN.m/rib}$$

$$M_{a,Pos} = 4.6 + 10.21 = 14.61 \text{ KN.m/rib}$$

$$C_{b,D} = 0.036 \rightarrow M_{b,D} = 10.21 \text{ KN.m/rib}$$

$$C_{b,L} = 0.036 \rightarrow M_{b,L} = 4.6 \text{ KN.m/rib}$$

$$M_{b,Pos} = 4.6 + 10.21 = 14.61 \text{ KN.m/rib}$$

Note: Negative Moments at discontinuous edges = $\frac{1}{3}$ x positive moment

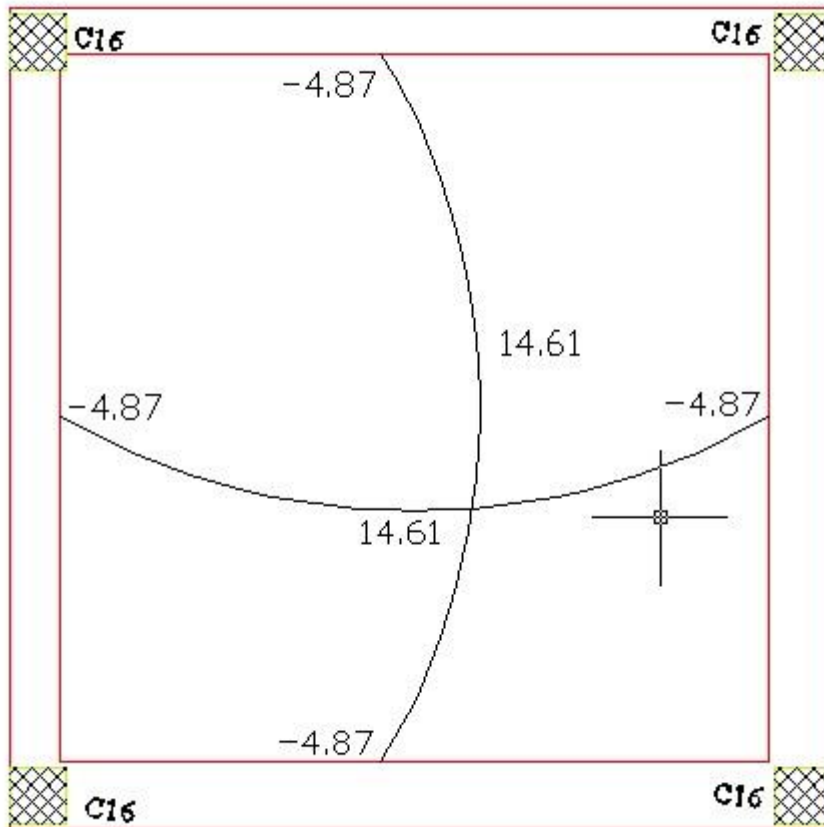


Fig. (4 – 13) moment diagram

4.8.3: Design Rib For Flexure:

4.8.3.1 Design of Rib (negative moment in discontinues edge)

$M_u = 4.87 \text{ KN.m}$

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

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{4.87 * 10^6}{0.9 * 120 * 316^2} = 0.451 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * .451 * 20.59}{420}} \right) = 0.001086$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.001086 * 120 * 316 = 41.2 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \text{min}}$:

$$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{smin} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 316 = 110.57 \text{ mm}^2.$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = \frac{1.4}{420} * 120 * 316 = 126.4 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ contral}$$

$$A_s = 41.2 < A_{smin} = 126.4 \text{ mm}^2$$

Use $2 \Phi 10$ with $A_s = 226 \text{ mm}^2$

$$A_{s \text{ prov}} = 157 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 126.4 \text{ mm}^2$$

Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{157 * 420}{0.85 * 24 * 120} = 26.93 \text{ mm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{26.93}{0.85} = 31.68 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \frac{d-c}{c} = 0.003 * \frac{316-31.68}{31.68} = 0.026 > 0.005 \quad \mathbf{ok}$$

4.8.3.2 Design of Rib (positive moment)

Mu = 14.61 kN.m

Assume bar diameter $\Phi 14$ for main positive moment reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 315 \text{ mm}$$

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

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{14.61 * 10^6}{0.9 * 520 * 315^2} = 0.314 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.314 * 20.59}{420}} \right) = 0.0007534$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0007534 * 520 * 315 = 123.41 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \text{ min}}$:

$$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 315 = 110.22 \text{ mm}^2.$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{f_y} * b_w * d = \frac{1.4}{420} * 120 * 225 = 126 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ contral}$$

$$A_s = 123.4 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{min}} = 126 \text{ mm}^2$$

Use $2 \Phi 10$ with $A_s = 157 \text{ mm}^2$

$$A_{s, \text{prov}} = 157 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{req}} = 126 \text{ mm}^2$$

Check for Strain:

$$d = 350 - 20 - 8 - \frac{10}{2} = 317 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{157 * 420}{0.85 * 24 * 520} = 6.21 \text{ mm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{6.21}{0.85} = 7.31 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \frac{d-c}{c} = 0.003 * \frac{317-7.31}{7.31} = 0.127 > 0.005$$

4.8.4: Design for Shear:

Panel : $m = 1.0$

$$W_a = 0.5$$

$$W_b = 0.5$$

● The total load on the panel being $(6.2 * 6.2 * 20.59 = 791.47 \text{ KN})$

● The load per rib at face of the long beam is $(0.5 * 791.47 * 0.52 / (2 * 6.2) = 21.83 \text{ KN}$

The shear critical section is at distance d from the beam face:

$$V_{ud} = V_{u, \text{face}} - w_u * b_f * d = 21.83 - (20.59 * 0.52 * 0.317) = 18.43 \text{ kN}$$

The shear strength of rib in the slab is:

$$V_c = 1.1 * \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 1.1 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 120 * 317 * 10^{-3} = 34.16 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 34.16 = 25.62 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 25.62 \text{ kN} > V_{ud} = 18.43 \text{ kN}$$

$$V_{s, \text{min}} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 120 * 317 * 10^{-3} = 11.64 \text{ KN}$$

$$V_{s, \text{min}} = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 120 * 317 * 10^{-3} = 12.68 \text{ KN} \dots \text{control}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} * 0.75 * 34.16 = 12.81 \text{ kN} < V_{ud} = 18.43 \text{ kN} < \phi(V_c + V_{s, \text{min}}) \\ &= 35.13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Provide minimum shear reinforcement

Use 2Ø8 for the stripe $A_{V\ 2\phi 8} = 2 * 50.25 = 100.5\ mm^2$

$$\frac{A_{V\ 2\phi 8}}{s} = \frac{1\ b_w}{3\ f_y} = \frac{120}{3 * 420} = 0.0952 \rightarrow s = 1055.25\ mm$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600\ mm$$

$$S_{max} \leq \frac{225}{2} = 112.5 \leq 600\ mm$$

Use 2LØ8 @ 10 cm c/c for the distance of 1m from the face of support ,
and 2Ø8 @ 30 cm c/c in the middle space

4.9: Design of Column C2:

Design a tied column (C4) in Ground Floors Which Have the following loads:

$$P_D = 2300\ KN \quad P_L = 520\ KN \quad (F_c = 24\ MPA , F_y = 420\ MPa)$$

4.9.1: Determine Dimension Of Column:

$$P_u = 1.2\ DL + 1.6\ LL = 1.2 (2300) + 1.6 (520) = 3592\ KN$$

$$\text{Assume : } 0.01 \leq \rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.08 , \quad \rho_g = 0.02 \gggggg A_{st} = \rho_g A_g \\ = 0.02A_g$$

Select Column Dimension:

$$\phi P_{n,max} = P_u = \phi 0.8 [0.85 F_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] ,$$

$$\phi = 0.65 - \text{For Tied Column}$$

$$3592 \times 10^3 = 0.65 \times 0.8 \{0.85 * 24(A_g - 0.02A_g) + 0.02A_g \times 420\}$$

$$A_g = \frac{3592 \times 10^3}{0.52 \times 28.4} = 243360.43\ mm^2 \gggggg A_g = h * b$$

We Will Use Rectangular Section With : $b = 50\ cm , h = 50\ cm$

4.9.2 Check Slenderness:

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

$$L_u = 4.0 - 0.18 = 3.82\ m$$

$M1/M2 = 1.0$ (Braced Frame with M_{min})

$K = 1.0$ (For column in nonsway frames)

$$\frac{KL_u}{r} \leq 34 - 12 * 1.0 = 22 \leq 40$$

$$\frac{KL_u}{rx} = \frac{1.0 \times 3.82}{0.3 \times 0.5} = 25.46 > 22 - \text{Long Column for bending about } x - \text{axis}$$

$$\frac{KL_u}{ry} = \frac{1.0 \times 3.82}{0.3 \times 0.5} = 25.46 > 22 - \text{long Column for bending about } y - \text{axis}$$

4.9.3 Calculate the minimum eccentricity and minimum moment and

Compute EI:

$$e_{min} = (15 + 0.03h) = 15 + 0.03 * 500 = 30 \text{ mm}$$

$$M_{min} = Pu * e_{min} = 3592 \times 0.03 = 107.76 \text{ KN.m}$$

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

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{500 \times 500^3}{12} = 5.2 \times 10^9 \text{ mm}^2$$

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 DL}{1.2 DL + 1.6 LL} = \frac{1.2 \times 2300}{3592} = 0.768$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} = \frac{0.4 \times 23025.2 \times 5.2 \times 10^9}{1 + 0.768} = 27088.47 \text{ KN.m}^2$$

4.9.4 Calculate the moment magnifier factor:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 27088.47}{(1.0 \times 2.7)^2} = 36636.69 \text{ KN}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 \times 1.0 = 1.0$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} = \frac{1.0}{1 - \frac{3592}{0.75 \times 36636.69}} = 1.15 > 1.0$$

The magnified eccentricity and moment:

$$e = e_{min} \times \delta_{ns} = 30 \times 1.15 = 34.51 \text{ mm}$$

$$M_c = \delta_{ns} M_2 = 1.15 \times 107.76 = 123.92 \text{ KN.m}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{34.51}{500} = 0.069$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{3592}{.5 * .5} \times \frac{145}{1000} = 2.08 \text{ Ksi}$$

4.9.5 Select Reinforcement:

$$A_{st} = \rho_g A_g$$

From diagram A-9b and A-9c

$$\gamma = \frac{380}{500} = 0.76$$

$$\rho_g(\gamma=0.75) = 0.0103 > 0.01 \text{ ok}$$

$$\rho_g(\gamma=0.90) = .010 \geq 0.01 \text{ ok}$$

$$\rho_g(\gamma=0.76) = .0102 > 0.01$$

$$A_s = \rho_g * A_g \quad A_s = .0102 * 500 * 500 = 2550 \text{ mm}^2$$

Take 8 ϕ 20 With $A_s \approx 2550 \text{ mm}^2$.

4.9.6 Design of Ties:

Use ϕ with spacing of ties shall not exceed the smallest of:

1.48 times the tie diameter, $48d_s = 48 \times 10 = 480 \text{ mm}$

2.16 times the Longitudinal bar diameter, $16d_b = 16 \times 20 = 320 \text{ mm}$ – Control

3. The least dimension of column = 500 mm

Use ϕ 10 @ 200 mm.

4.10 Design of Isolated Footing (F4):

Determine the base area and overall thickness for a spread footing with the following

Condition, and design the footing:

Total Service Load $P_n = 2985 \text{ KN}$

Total Factored Load $P_u = 4000 \text{ KN}$

Service Surcharge = 5 KN/m^2

Allowable soil pressure $q_a = 400 \text{ KN/m}^2$

Soil Density = 18 KN/m^3

Concrete Density = 25 KN/m^3

$F_c = 24 \text{ MPa}$, $F_y = 420 \text{ Mpa}$

Concrete Cover = 75 mm

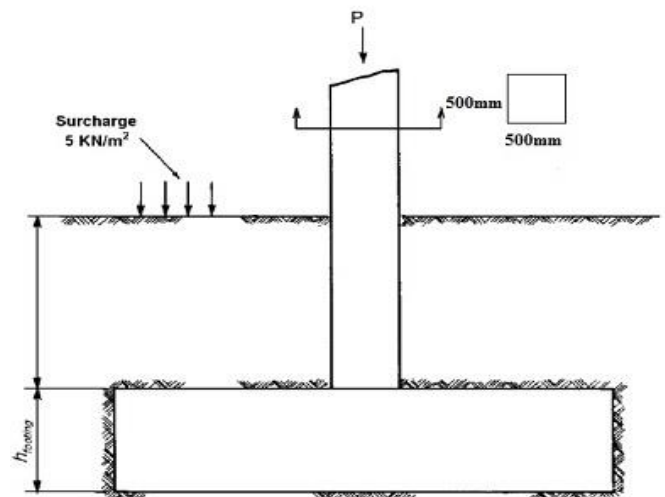


Fig. (4-14) Isolated Footing

Diameter Of bar = 20 mm

4.10.1 Calculate the weight of footing, soil, and the surcharge load:

Assume Thickness of Footing = 75 cm

$$W_{footing} = .75 \times 25 = 18.75 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{Soil} = .5 \times 18 = 9 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Total Surcharge load} = 9 + 18.75 + 5 = 32.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Net soil pressure , } q_{a,net} = 400 - 32.75 = 367.25 \text{ KN/m}^2$$

4.10.2 Required Size Of Footing:

$$A = \frac{P_n}{q_{a,net}} = \frac{2985}{367.25} = 8.12 \text{ m}^2, \quad A = L^2$$

$$\gggg L = \sqrt{A} = \sqrt{8.12} = 2.85 \text{ m}$$

$$P_u = 4000 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{4000}{8.12} = 492.45 \text{ KN/m}^2$$

4.10.3 One Way Shear (Beam Shear):

V_u at distance d from the face of support:

$$V_u = q_u b \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} - d \right) = 492.45 \times 3.55 \times \left(\frac{2.85}{2} - \frac{0.5}{2} - d \right)$$

$$\text{Let } V_u = \phi V_C, \quad (\phi = 0.75)$$

$$V_C = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 2850 \times d$$

$$\frac{492.45 \times 2.85}{0.75} \times \left(\frac{2.85}{2} - \frac{0.5}{2} - d \right) = \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 2850 \times d$$

$$\gggg d = 0.523 \text{ m}$$

$$h = 523 + 75 + 14 = 612 \text{ mm}$$

Take $h = 650 \text{ mm}$

$$\text{Then , } d = 650 - 75 - 14 = 561 \text{ mm}$$

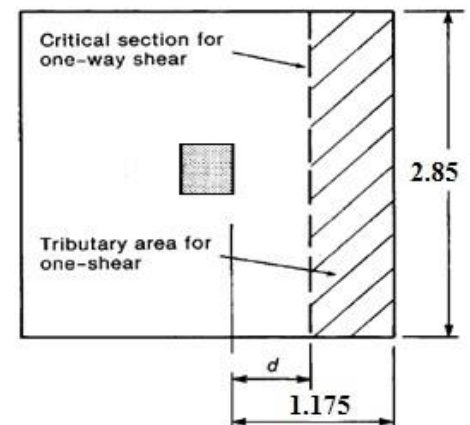


Fig. (4-15) Critical Section for One Way

4.10.4 Two Way Shear (Punching Shear):

V_u at distance $d/2$ from the face of support:

$$\text{Let } V_u = \phi V_C, \quad (\phi = 0.75)$$

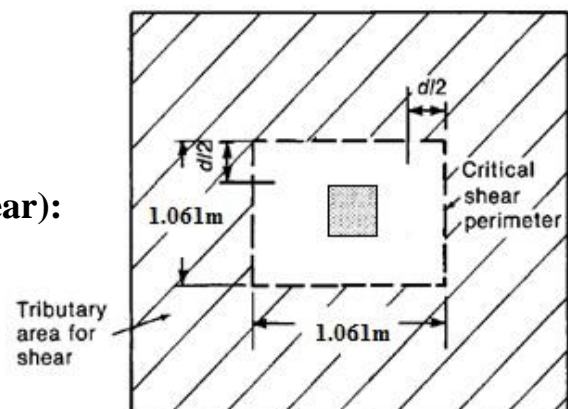


Fig. (4-16) Critical Section for Two Way Shear

$$V_u = 492.45 \times (2.85 \times 2.85 - (.5 + 0.561)(0.5 + 0.561))$$

$$V_u = 3445.56 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{500}{500} = 1$$

$$b_o = 2(.5 + 0.561) + 2(0.5 + 0.561) = 4.244 \text{ m}$$

$a_s = 40$ – interior column

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{F_c} b_o d = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1}\right) \sqrt{24} \times 4244 \times 561 \times 10^{-3} = 5831.9 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 5831.9 = 4373.96 \text{ KN} > V_u = 3445.56 \text{ KN} \quad - \text{OK}$$

4.10.5 Design for Flexure:

Take Steel Bars of Diameter 14

$$B = 2.85 \text{ m}, \quad h = 0.65 \text{ m}, \quad d = 650 - 75 - 14/2 = 573 \text{ mm}$$

$$M_u = 492.45 \times 2.85 \times \frac{1.175^2}{2} = 968.84 \text{ KN.M}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{968.84 \times 10^6}{0.9 \times 3550 \times 915^2} = 1.15 \text{ MPa}$$

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

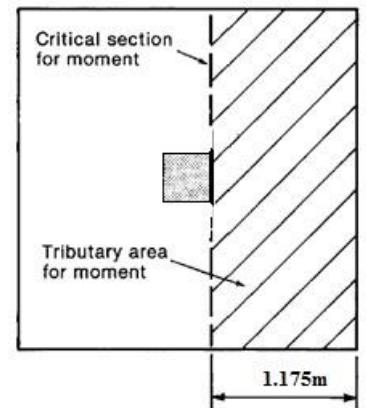


Fig. (4-17) Critical Section for Moment

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.15}{420}}\right) = 0.00282$$

$$A_s = \rho b d = 0.00282 \times 2850 \times 573 = 4606.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018bh = 0.0018 \times 2850 \times 650 = 3334.5 \text{ mm}^2$$

$$A_s > A_{s_{min}} \text{ So, Take } A_s = 4606.9 \text{ mm}^2$$

Use 30 ϕ 14 in both directions

4.11: design of Basement wall

4.11.1:- load calculation

$F_c' = 28 \text{ MPa}$, $F_y = 420 \text{ MPa}$, $\gamma_s = 20 \text{ KN/m}^3$, $q_{all} = 400 \text{ KN/m}^2$, $\phi = 30$,
surcharge = 5 KN/m^2 , wall thickness = 30 cm

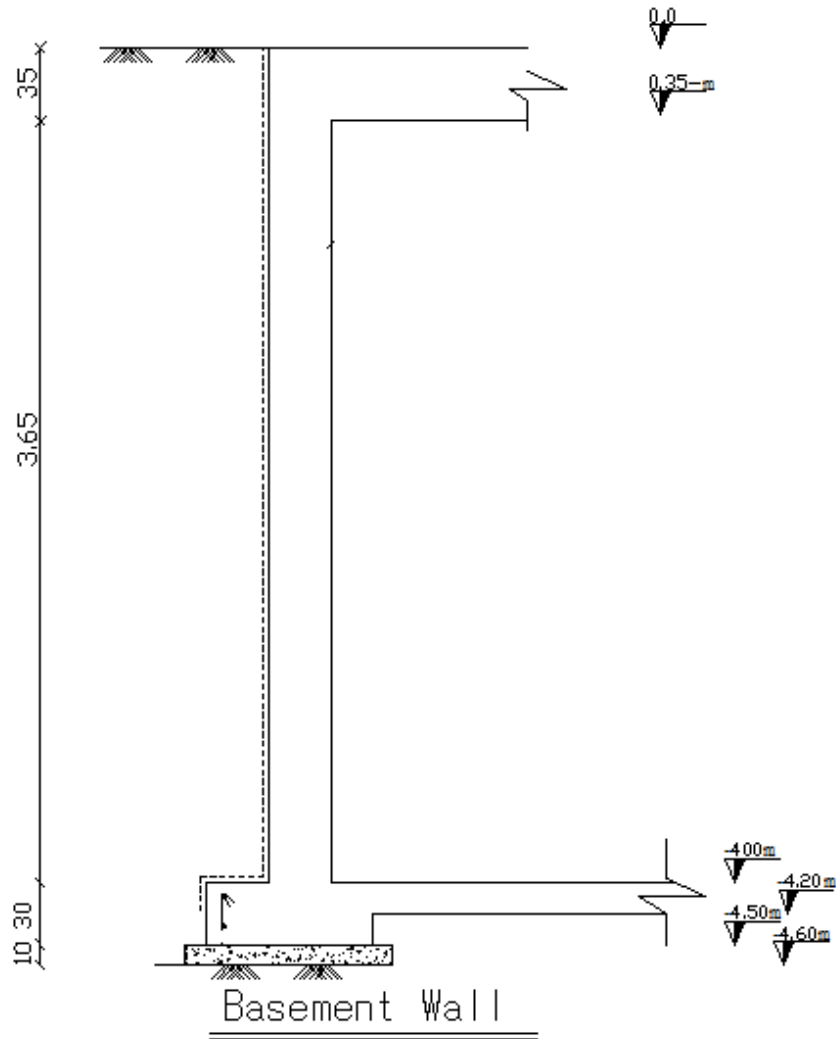


Fig.(4-18) basement wall

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

$$W_s = K * h * \gamma = 0.5 * 4 * 20 = 40 \text{ KN/m}^2$$

$$W_{su} = K * P = 0.5 * 5 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

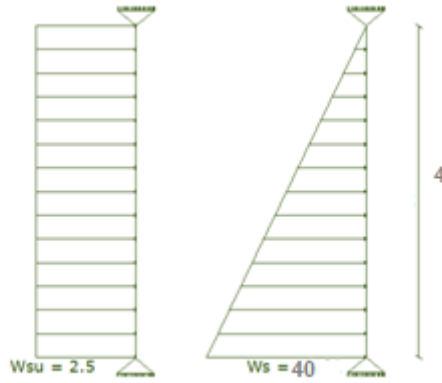
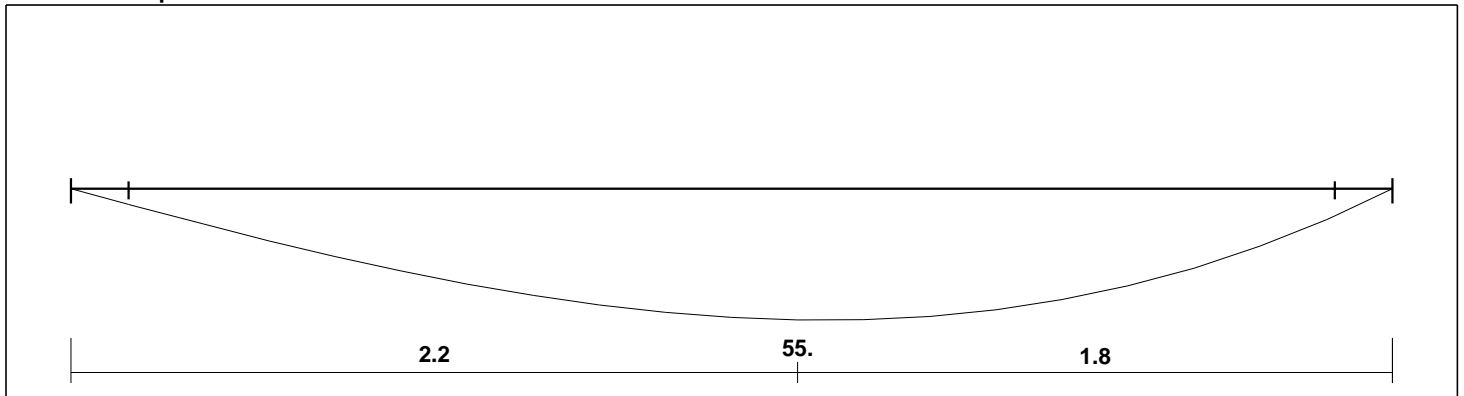


Fig (4-19) basement wall loads

From Atir we have moment and shear envelope:

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN,meter

Moments: spans 1 to 1



Shear

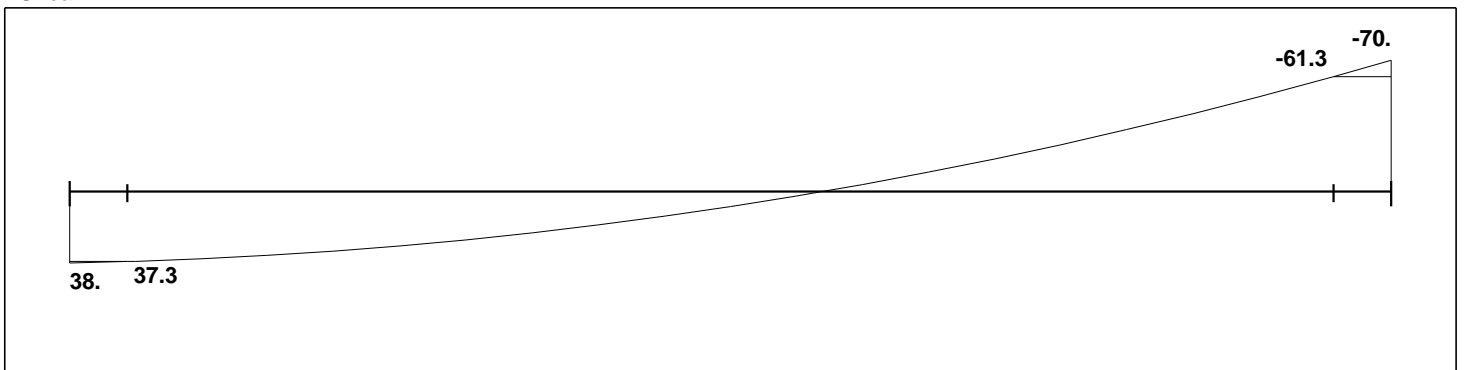


Fig.(4-20) shear and moment diagram

4.11.2:-Design of Bending Moment

$$D=300 - 40 - 10=250\text{mm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{55 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1000 \cdot 250^2} = 0.977 \text{ MPa} .$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'}$$

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.58 \cdot 0.977}{420}} \right) = 0.00235$$

$$\rho = 0.00235 > \rho_{min} = 0.0015 \dots \dots OK$$

As req = $0.00235 \cdot 1000 \cdot 250 = 587.5 \text{ mm}^2/\text{m}$

Chick for mim .

$$\phi V_c = 0.25 \frac{1}{420} \sqrt{f_c'} * b * d = 0.25 \frac{1}{420} \sqrt{24} * 1000 * 250 = 724 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\phi V_c = \frac{1.4}{420} * b * d = \frac{1.4}{420} * 1000 * 250 = 833.3 \text{ mm}^2/\text{m} \dots \dots \text{control}$$

Check for spacing

$$3h = 3 \cdot 300 = 900 \text{ mm}$$

$$S = 450$$

Use $\Phi 14 @ 18 \text{ cm}$ for inside , As prov = $850 \text{ mm}^2/\text{m}$ _ ok

Use $\phi 10 @ 20 \text{ cm}$ for vertical in outer side to hold the horizontal bares

.....

For horizontal bars use the half of the min. in each side

$$0.5 \cdot A_{sh_{min}} = 0.5 \cdot 0.0025 \cdot 300 \cdot 1000 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Use $\phi = 8$

Use for horizontal bare $\phi 8 @ 15 \text{ cm}$ in each side

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$850 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 17.5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.5}{0.85} = 20.588 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{855}{20.588} * 0.003 = 0.0334 > 0.005 \text{ — ok}$$

$$\epsilon_s = 0.01108 > 0.005 \text{ — ok}$$

4.11.3:-Check for shear

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \sqrt{f_c'} * b * d = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} * 1000 * 250 * 10^{-3} = 153.09 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 * 153.09 = 76.54 \text{ KN}$$

$$V_u = 50 \text{ KN}$$

$$V_u < 0.5 \phi V_c$$

$$50 < 76.54$$

The thickness is enough

4.12: Design of Stairs (ST1A)

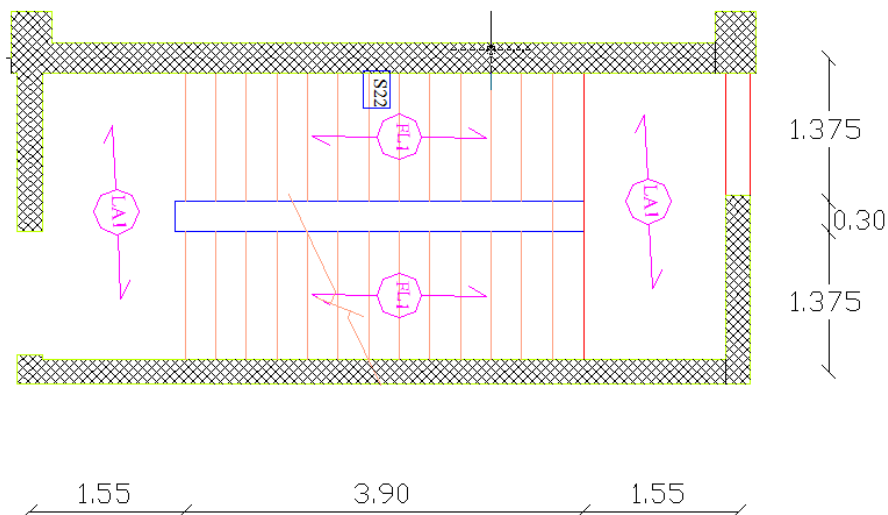


Fig (4-21) : Stair (ST1A)

4.12.1 Determination of Thickness:

$$\text{Height} = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Rise} = 4.5/28 = 16 \text{ cm}$$

height	rise	run	LL	f_c'	f_y
4.5m	16 cm	30 cm	5 KN/m ²	24 Mpa	420 Mpa

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

$$h_{\min} = L / 20$$

$$h_{\min} = 4.675 / 20 = 233\text{cm} \dots\dots\dots\text{take } h = 20 \text{ cm.}$$

⇒ Use **h = 20cm.**

$$\theta = \tan^{-1}(16 / 30) = 28.07^\circ$$

h,min (cm)	θ
20	28.07°

4.12.2 Load Calculations

- **Dead Load calculations of Flight :**

$$plaster = \frac{0.03 * 22}{\cos 28.07} = 0.748$$

- $concrete = \frac{0.25 * 25}{\cos 28.07} = 5.66$

- $mortar = \left(\frac{0.3 + 0.16}{0.3}\right) * 0.02 * 22 = 0.675$

- $Stair = \left(\frac{0.3 + 0.16}{2}\right) * \frac{25}{0.3} = 2$

- $Tile = \left(\frac{0.35 + 0.16}{0.3}\right) * 0.03 * 27 = 1.377$

- **Total load (DL) = 10.46 KN/m**

- **Live load (LL) = 5 KN/m**

Table(4-5)Dead Load calculations of Landing

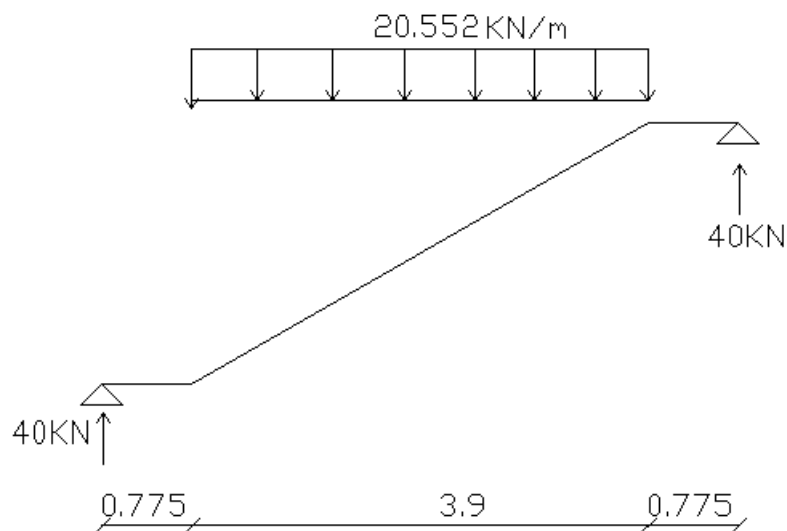
<u>material</u>	<u>gama</u>	<u>h(m)</u>	<u>b(m)</u>	<u>KN/m</u>
tiles	22	0.03	1	0.66
mortar	22	0.02	1	0.44
R C	25	0.25	1	5
plaster	22	0.03	1	0.66
Total load (DL)				6.76
Live load (LL) = 3 KN/m²				

Total Factored load,,,, (W = 1.2DL + 1.6LL)

For W_{flight} , $W = 1.2*10.46+ 1.6*5 = 20.552$ KN/m

For $W_{landing}$, $W = 1.2*6.76+ 1.6*5 = 16.112$ KN/m

W_{flight} (KN/m)	$W_{landing}$ (KN/m)
20.552	16.112



Fig(4-22)Structural System of Flight

4.12.3 Check for shear strength For Flight:

Assume Ø 14 for main reinforcement:-

$$d = h - 20 - db/2 = 200 - 20 - 14/2 = 173 \text{ mm}$$

$$V_u = 40 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173}{6} = 105.9 \text{ KN/m}$$

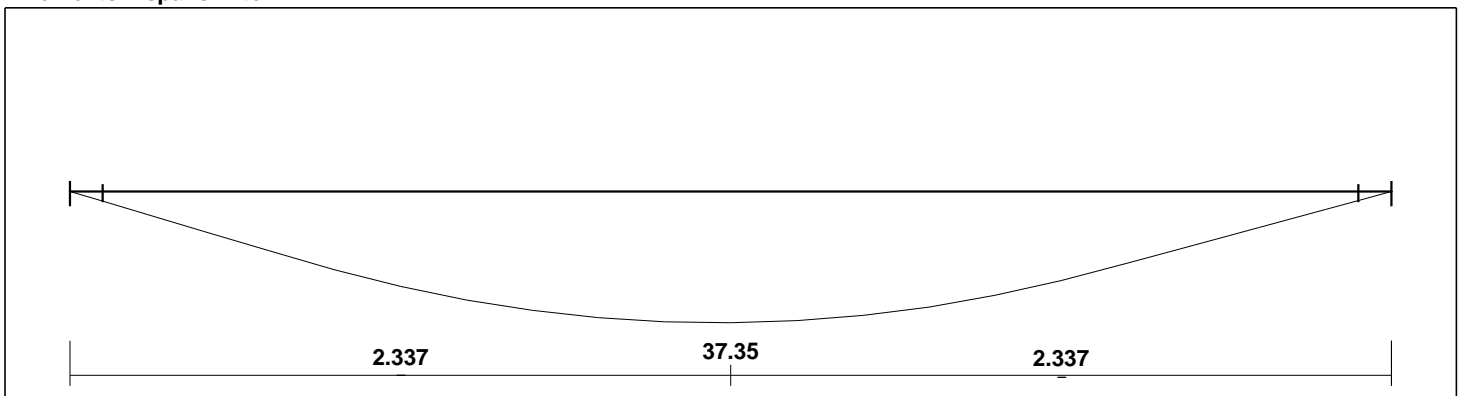
$$V_u = 40 \text{ KN} < 0.5 * \phi V_c = 52.95 \text{ KN} .$$

Thickness is adequate enough

db (mm)	h(mm)	d (mm)	Vu (KN)	ϕV_c (KN)
Ø 14	200	173	40	105.9

4.12.4 Design of Flexure:

Moments: spans 1 to 1



Shear

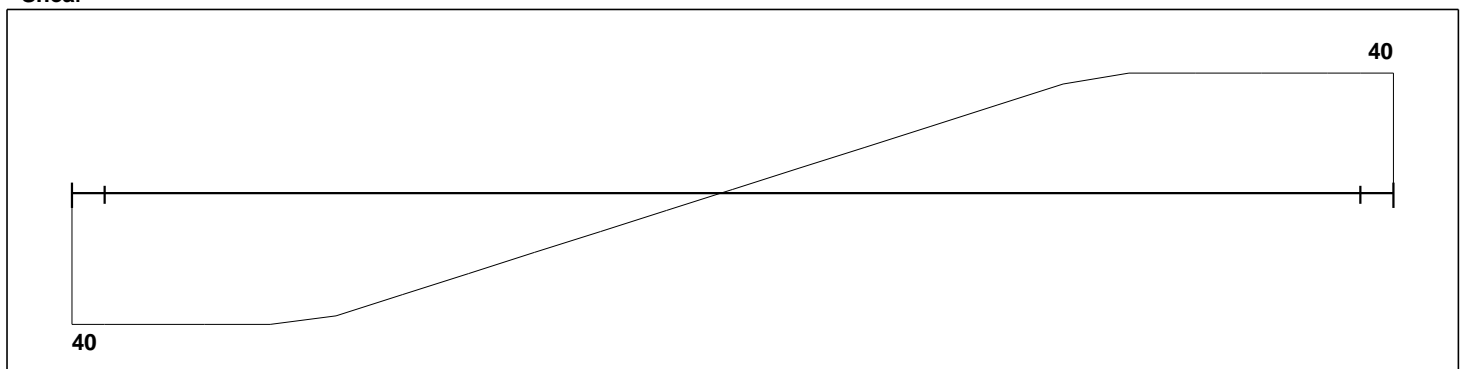


Fig (4-23): Envelope diagram Flight (ST1A)

4.12.5 Design for Flight:

$$M_u = 40 * 2.3375 - \frac{20.552 * 2.3375^2}{2}$$

$$M_u = 30.35 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 30.35 / 0.9 = 33.72 \text{ KN.m/m}$$

$$d = h - 20 - db/2 = 200 - 20 - 14/2 = 173 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{33.72 \cdot 10^6}{1000 \cdot 173^2} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.6 \cdot 1.2}{420}} \right) = 0.0029465$$

$$A_{s_{req}} = 0.0029465 \cdot 1000 \cdot 173 = 509.75 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s_{min}} = 450 \text{ mm}^2$$

/m.... OK

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

Use $\Phi 14$ then,

$$n = 509.75 / 154 = 3.31 \quad , \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.31} = 0.30$$

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	Asreq(mm^2)	Asmin(mm^2)	S(mm)
30.35	20.6	1.2Mpa	0.00294	509.75	450	250

Take $4\Phi 14/\text{m}$ with $A_s = 616 \text{ mm}^2/\text{m}$ strip OR

Use $1\Phi 14 @ 25 \text{ cm c/c}$

- Step (s) is the smallest of :-

$$1. \quad 3 \cdot h = 3 \cdot 200 = 600 \text{ mm}$$

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

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

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

$$\leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) = 300 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300 \text{ mm ... (control)}$$

4.12.6 Check for strain:

Tension = Compression

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

$$616 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 12.68 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.68}{0.85} = 14.92 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{173 - 14.92}{14.92} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.03178 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

As,provided (mm ²)	a (mm)	c (mm)	ϵ_s
616	12.68	14.92	0.03178

Temperature & Shrinkage reinforcement:

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

$$n = 450 / 154 = 2.92 \quad , \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34 \text{ m}$$

Take 3 $\Phi 14$ /m with $A_s = 416.7 \text{ mm}^2/\text{m}$ strip **OR**

Use 1 $\Phi 14$ @ 30 cm c/c

- Step (s) is the smallest of :-

1. $5 * h = 5 * 200 = 1000 \text{ mm}$

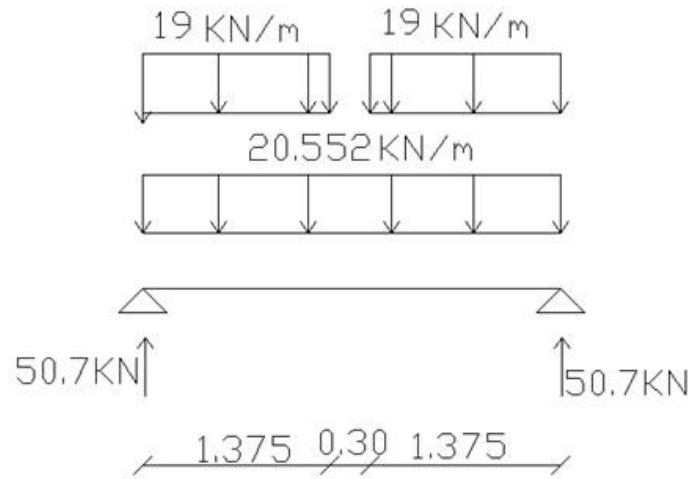
2. 450 mm – control

$A_{s_{Shrinkage}}$ (mm ²)	S(mm)	n	db (mm)
450	300	3	$\Phi 14$

WRB= 40 KN/m

WRA = 40 KN/m

4.12.7 Design for landing (L2A):



Fig(4-24) Structural System of Landing (L2A)

Moments: spans 1 to 1

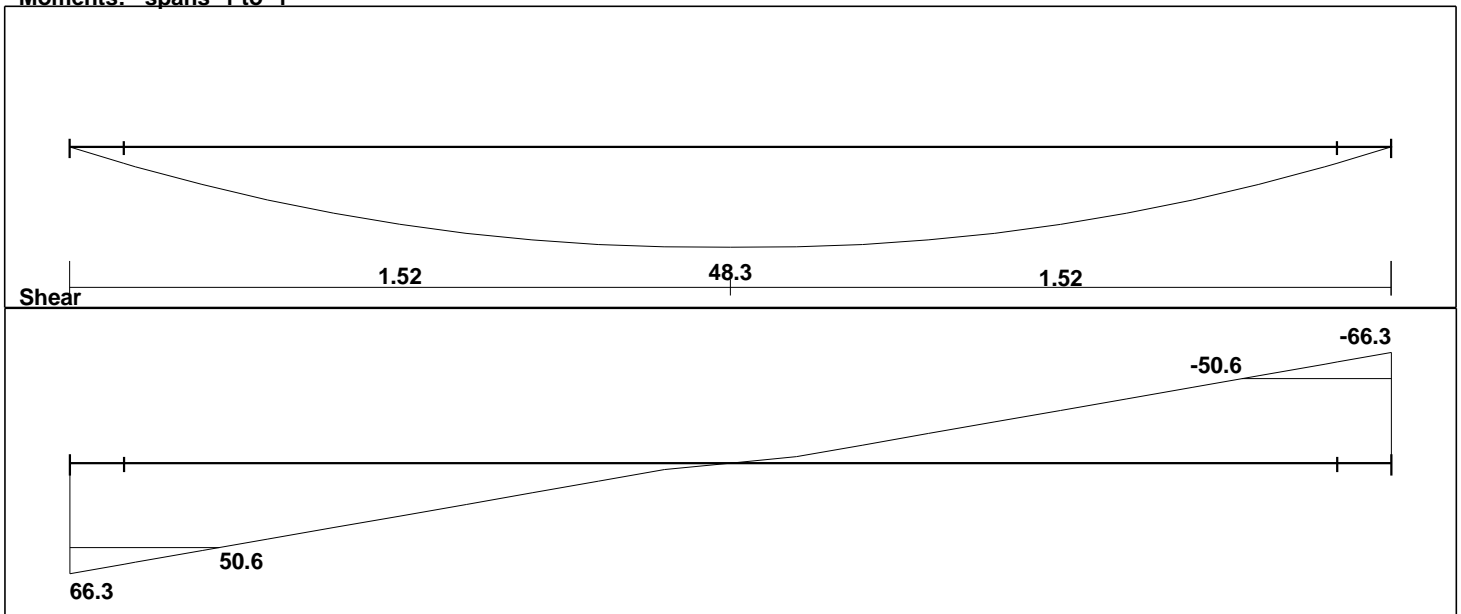


Fig (4-25): Envelope diagram Of Landing (L2A)

$$V_u = 50.7 \text{ KN/m}$$

4.12.8 Check for shear strength (L2A):

Assume $\varnothing 14$ for main reinforcement:-

$$d = h - 20 - db/2 = 200 - 20 - 14/2 = 173 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223}{6} = 105.9 \text{ KN/m}$$

$$V_u = 50.7 \text{ KN/m} < 0.5 * \phi V_c = 52.97 \text{ KN/m}$$

- Thickness is adequate enough

4.12.9 Calculate the maximum bending moment:

$$M_u = 50.7 * 1.525 - 19 * 1.375 * 0.08375 - \frac{16.112 * 1.525^2}{2}$$

$$M_u = 36.71 \text{ kN.m/m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 36.71 / 0.9 = 40.78 \text{ KN.m/m}$$

$$d = h - 20 - db/2 = 200 - 20 - 14/2 = 173 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$R_n = \frac{40.78 * 10^6}{1000 * 173^2} = 1.36 \text{ MPa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.36}{420}} \right) = 0.003353$$

$$A_{s_{req}} = 0.003353 * 1000 * 173 = 580.23 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s_{min}} = 450 \text{ mm}^2/\text{m} \dots$$

OK

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

Use $\Phi 14$ then,

$$n = 580.23 / 154 = 3.76, \quad S = \frac{1}{n} = \frac{1}{3.76} = 0.261 \text{ m}$$

Take 4 $\Phi 14/\text{m}$ with A_s , provided = 616 mm^2/m strip OR

Use 1 $\Phi 14 @ 25 \text{ cm c/c}$

Mu(KN.m)	m	Rn	ρ	$A_{s_{req}}$ (mm^2)	$A_{s_{min}}$ (mm^2)	S(mm)
40	20.6	1.36Mpa	0.003353	580.23	450	250

Step (s) is the smallest of :-

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

2- 450 mm

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

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

$\leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) = 300 \cdot \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \cdot 420} \right) = 300 \text{ mm (control)}$

4.12.10 Check for strain:

Tension = Compression

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

$616 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 1000 \cdot a$

$a = 12.67 \text{ mm}$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.67}{0.85} = 14.9 \text{ mm}$

$\epsilon_s = \frac{223 - 14.9}{14.9} \cdot 0.003$

$\epsilon_s = 0.04189 > 0.005 \rightarrow ok$

As (mm ²)	a (mm)	c (mm)	ε _s
616	12.67	14.9	0.04189

Temperature & Shrinkage reinforcement:

$A_{S_{Shrinkage}} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 250 = 450 \text{ mm}^2$

$n = 450/154 = 2.92$, $S = \frac{1}{n} = \frac{1}{2.92} = 0.34 \text{ m}$

Take 3 Φ14/m with As = 416.7 mm²/m strip OR

Use 1Φ 14 @ 30 cm c/c

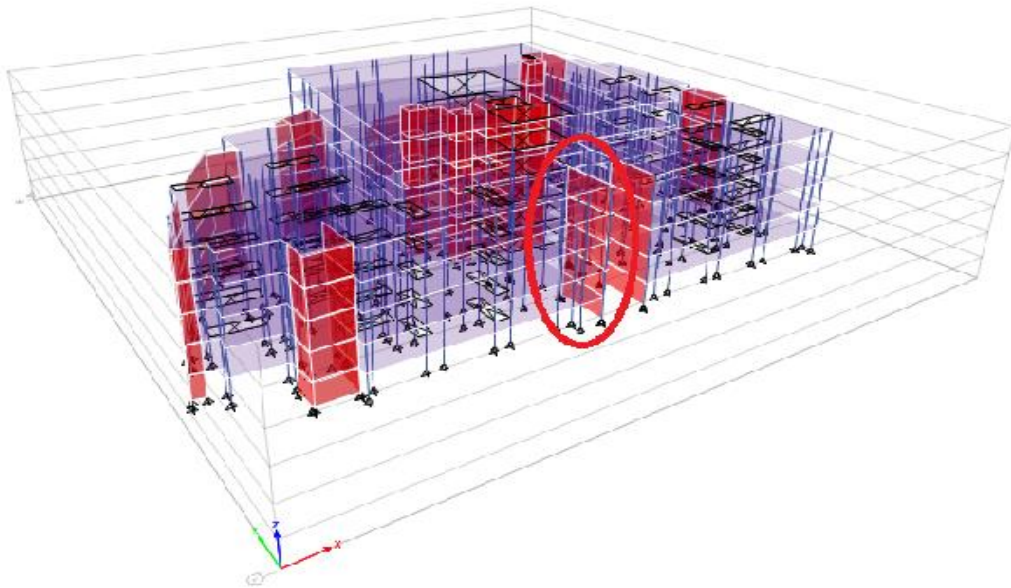
Step (s) is the smallest of :-

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

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

A _{S_{Shrinkage}} (mm ²)	S (mm)	n	db (mm)
450	300	3	Φ 14

4-13:Design of shear wall (SW25):-



fig(4-26): Place Of (SW25) form Etabs Program

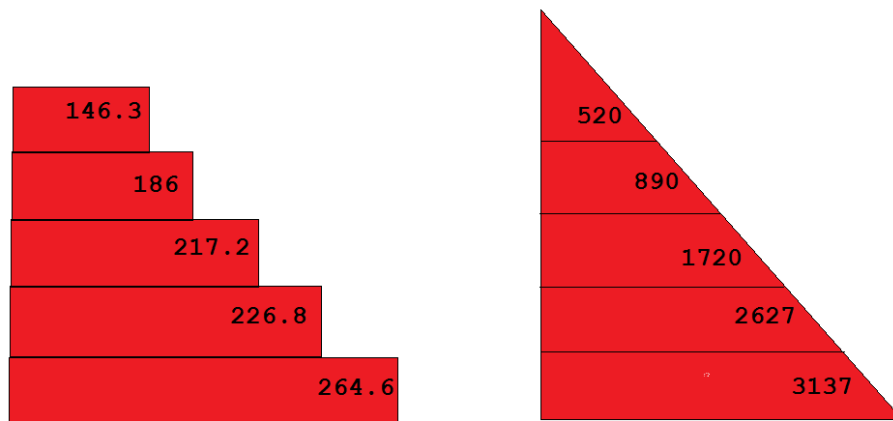


Fig (4-27): Moment and shear diagram (SW25)

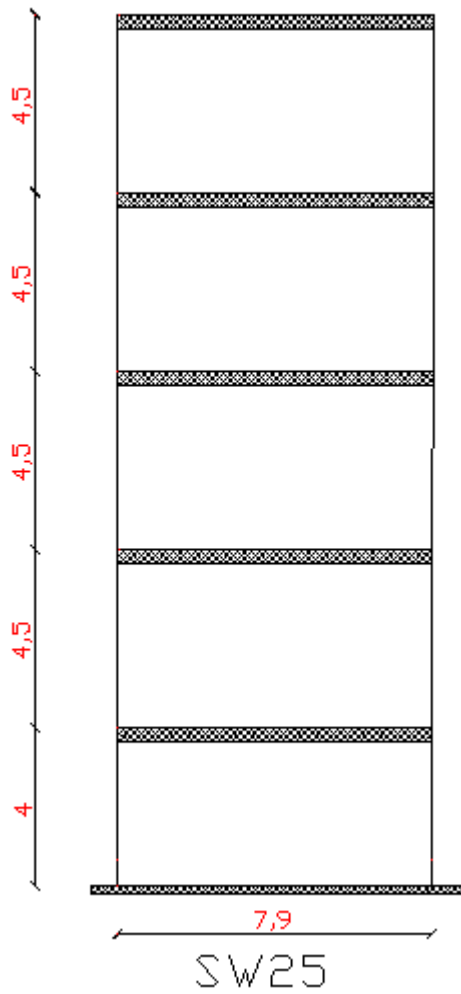


Fig (4-28): Section Of Shear Wall (SWC4)

$$f_c' = 24\text{MPa}$$

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

$t=20\text{ cm}$, shear wall thickness

$L_w = 7.9\text{ m}$, shear wall width

hw for one story wall = 4.5 m story height

f_c' (MPa)	f_y (MPa)	t (cm)	L_w (m)	h_w (m)
24	420	20	7.9	4.5

4.13.1 Design of shear:

- Design of the Horizontal reinforcement:

- The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{7.9}{2} = 3.95m \dots \text{control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{4 + 4.5 \times 4}{2} = 11m$$

$$\text{story height} = 4.5m$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 7.9 = 6.32m$$

V_u (KN)	Story height(m)	d (m)
264.6	4.5	6.32

$$\begin{aligned} \phi V_{nmax} &= \phi \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} h d \\ &= 0.65 \times 0.83 \times \sqrt{24} \times 200 \times 6.32 = 3340.7 \text{KN} \end{aligned}$$

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24} * 200 * 6.32}{6} = 1032 \text{KN}$$

$$N_u = DL + LL = 4098.3.7 \text{ KN}$$

$$V_{c2} = 0.27 \times \sqrt{24} \times h * d + \frac{N_u * d}{4L_w}$$

$$V_{c2} = 0.27 \times \sqrt{24} \times 200 * 6.32 + \frac{4098.3 * 6320}{4 * 9.7}$$

- Moment at critical section:

$$\frac{3137 * 2627}{4} = \frac{Mu * 2627}{4 - 2.52}$$

$$Mu = 2920 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Mu}{Vu} - \frac{Lw}{2} = \frac{2920}{264.6} - \frac{7.9}{2} = 7.08 \text{ (+ve value)}$$

$$Vc3 = (0.05 * \sqrt{24} + \frac{7.9 * (0.1 * \sqrt{24} + \frac{0.2 * 4098}{7.9 * 0.2})}{7.08}) = 581.8 \text{ KN.....}$$

Control

$\Phi Vn, \text{max(KN)}$	$Vc \text{ (KN)}$	$Mu \text{ (KN.m)}$
3340	581.8	2920

- Determine required horizontal shear reinforcement:

$$Vu = 264.6 \text{ KN} > \frac{1}{2} * 0.75 * 581.8 = 218.17 \text{ KN} \quad \text{No need reinforcement}$$

- Minimum shear reinforcement is required:

$$\text{Take } \rho = 0.0025$$

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{Lw}{5} = \frac{7900}{5} = 1580 \text{ mm}$$

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

450 mm Control

Try $\phi 10$ ($As = 78.5 \text{ mm}^2$) for two layers

$$\rho = \frac{Avh}{h * S2} = \frac{2 * 78.5}{200 * S2} = 0.0025$$

$S2 = 314 \text{ mm}$, take $\phi 10 @ 25 \text{ mm}$

- Determine vertical shear reinforcement:

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{22}{7.9} = 2.78$$

$$\rho_{vmin} > 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l} \right) (\rho_t - 0.0025) > 0.0025$$

For this wall with $\frac{h_w}{l_w} = 2.78 > 2.5$, $\rho_{min} = 0.0025$

Select $\Phi 10 @ 250\text{mm}$. In two layer

- Maximum spacing is the least of :

$$\frac{L_w}{3} = \frac{7900}{3} = 2633.3\text{mm}$$

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

450 mm Control

Try $\phi 10 @ 250\text{mm}$ ($A_s = 78.5 \text{ mm}^2$) for two layers

4.13.2 Design of bending moment:

$$\mathbf{Mu = 3137 \text{ KN.m}}$$

$$A_{st} = \frac{7900}{250} * 2 * 78.5 = 4961.2 \text{ mm}^2$$

$$w = \frac{A_{st}}{L_w * h} * \frac{f_y}{f_c'} = \frac{4961.2}{7900 * 200} * \frac{420}{24} = 0.05495$$

$$\alpha = \frac{Pu}{L_w * h * f_c'} = \frac{4098.3}{7900 * 0.2 * 24} = 0.108$$

$$\frac{c}{L_w} = \frac{(w + \alpha)}{2w + 0.85 * \beta} = \left(\frac{0.05495 + 0.108}{2 * 0.05495 + 0.85 * 0.85} \right) = 0.19575$$

$$\phi M_n = \phi \left[0.5 A_{st} f_y l_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

$$= 0.9 * (0.5 * 4961.2 * 420 * 7900 * \left(1 + \left(\frac{4098 * 1000}{4961.2 * 420} \right) \right)) * (1 - 0.19575) * 10^{-6}$$

$\phi M_n = 17673 \text{ KN.m} \gg M_u = 2920 \text{ KN.m}$

Try $\phi 10 @ 30250 \text{ mm}$

→ use $\phi 10 @ 250 \text{ mm}$ for vertical reinforcement

الفصل الخامس

5

النتائج والتوصيات

- (1-5) المقدمة.
- (2-5) النتائج .
- (3-5) التوصيات.

1.5 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 لمبنى مكتبه جامعه بوليتكنك فلسطين.

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء, ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

2.5 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 400 كن/م².
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدامها في هذا المشروع وهي:

(a) AUTOCAD 2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.

(b) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.

(c) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.

(d) SAFE: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.

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

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

8. 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.

3.5 التوصيات:

لقد كان لهذا المشروع دور كبير في توسيع وتعميق فهمنا لطبيعة المشاريع الإنشائية بكل ما فيها من تفاصيل وتحاليل وتصاميم. حيث نود هنا . من خلال هذه التجربة . أن نقدم مجموعة من التوصيات، نأمل بأن تعود بالفائدة والنصح لمن يخطط لاختيار مشاريع ذات طابع إنشائي.

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم إختيار مواد البناء مع تحديد النظام الإنشائي للمبنى. ولابد في هذه المرحلة من توفر معلومات شاملة عن الموقع وتربته وقوة تحمل تربة الموقع، من خلال تقرير جيوتقني خاص بتلك المنطقة، بعد ذلك يتم تحديد مواقع الجدران الحاملة والأعمدة بالتوافق والتنسيق التام مع الفريق الهندسي المعماري. ويحاول المهندس الإنشائي في هذه المرحلة الحصول على أكبر قدر ممكن من الجدران الخرسانية المسلحة، بحيث تكون موزعة بشكل منتظم أو شبه منتظم في كافة أنحاء المبنى؛ ليتم استخدامها فيما بعد في مقاومة أحمال الزلازل وغيرها من القوى الأفقية.

الفصل السادس

6

الملحقات

1-6 المصادر والمراجع:

1. American Concrete Institute (A.C.I. 318-08) .
2. Uniform Building Code (UBC-97).
3. مجلس البناء الوطني الأردني، كود البناء الوطني الأردني، كودة الأحمال والقوى ، عمان ،الأردن .
4. بلدية الخليل .