بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَٰنِ الرَّحِيمِ

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ مبنى سكني - تجاري " عمارة الجوهرة "

فلسطين-الخليل

فـريـق الـعـمـل

محمد عزمي شراونه — اسلام سلهب

هاني عطاونة — شفاء تلاحمة

إشـراف :

م. حمدي ادعيس

2018م

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـِ مبنى سكني - تجاري " عمارة الجوهرة "

فلسطين-الخليل

فـريــق الـعـمـل

محمد عزمي شراونه	اسلام سلهب
هاني عطاونة	شفاء تلاحمة

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
م. حمدي ادعيس	م. فيضي شبانة
.....	.....

2018م

الإهـــــــداء

إلى من جعلوا من أنفسهم جسراً تعبره نجاحاتنا، إلى من سهروا ليلهم لتشرق شمسنا، إلى من عرقت جباههم وما جفّت وتعبت جوارحهم وما كلّت وما أنّت، إلى من وهبوا أنفسهم وما ملكت أيديهم شموعاً تحترق لتنير لنا الدرب، إلى من غرسوا بذور العطاء والبر والتقوى والمحبة في أراضينا القاحلة، وعصروا من قلوبهم ترياقاً لهمومنا وبلسماً لحياتنا، إلى من آثروا الحرمان لنكتفي نحن فيكتفون ونرتفع نحن فيرتفعون، إلى آبائنا وأمهاتنا العظام الذين لا يجازي رضاهم مداد البحر من الكلمات، ولا يوفيهم حقّهم مدى الدهر من الوفاء والطاعات، إليكم نهدي هذا العمل المتواضع.

كما ونهدي هذا العمل إلى كل الأساتذة و الأهل والأخوة والأصدقاء الذين وقفوا وما يزالون إلى جانبنا في السراء والضراء، وبوجودهم تذوقنا طعم الحياة وحلاوة الأوقات وبمحبتهم وعطائهم تجاوزنا الصعاب وبلغنا الأهداف.

فـريـق الـعـمـل

شـــكـــر وتـــقـــديـــر

لا فضل علينا إلا فضله، وما من نعمةٍ نحن بها إلا من عنده، وما توفيقنا إلا به فله الحمد والشكر عدد الأوراق والأشجار، وعدد ما ذكره الذاكرون الأبرار، وعدد ما سبح الطير وطار وما تعاقب الليل والنهار، حمداً كثيراً طيباً مباركاً لا انقضاء له في السعد والحزن، والسر والعلن.

كما ونتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا إلى كل من ساهم في إنجاز مشروعنا هذا، متحدين كل الظروف والعقبات.

ونخص بالشكر أستاذنا الفاضل المهندس حمدي ادعيس المشرف والموجه، الذي لم يتوانى ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا وبكل سعة صدر، ولم يدخر جهدا في توجيهنا والأخذ بأيدينا إلى طريق النجاح.

ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كلٌ بمكانه، فقد كرّسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال فترة الدراسة.

ونشكر زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما تذوقنا حلاوة العلم، ولا شعرنا بمتعة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فكل الشكر لآبائنا وأمهاتنا أصحاب الدور الأبرز في الوصول إلى ما وصلنا إليه.

فـريـق الـعـمـل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لـِ مبنى سكني - تجاري " عمارة الجوهرة "

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري فتوزيع الأعمدة وحساب الأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل طريقة اقتصادية وأعلى درجات الأمان والسلامة يقع على عاتق الإنشائي.

يتكون المبنى من ثمانية طوابق , وتبلغ المساحة الإجمالية (7600) متر مربع , ويتميز التصميم من الناحية المعمارية للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية , إضافة إلى أنه تم الاهتمام عند توزيع الكتل بتوفير الراحة والسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين.

تكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والبلاطات الخرسانية , وتعدد الكتل ووجود تراجعات في المساحات الطابقية .

من الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_11) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :-

Autocad (2014), Atir, Google Sketch Up, Microsoft Office XP.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى ، ومن المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design For Residential building - commercial

"The Jewel Building"

The idea of this project can be summarized by preparing The Jewel Building. This consists of all facilities that should be available in any Building .

The project consists of eight floors, and the total area of the building is 7600 square meters. The design of the project is based on the multiplicity of spatial cluster and distributed consistently aesthetically and functional.

The ACI-318-11 code will be used in the design of structural elements, where other programs such as ATIR and AutoCAD are used as supporting programs. Old graduation projects where reviewed and studied. This project will include detailed structural analysis and design of the construction elements according to the expected various loads. Shop drawings will be produced based on the resulting design.

God grants success

فهرس المحتويات Table of Contents

الصفحات الابتدائية	رقم الصفحة
تقرير مقدمة مشروع التخرج	I
تقييم مقدمة مشروع التخرج	II
الاهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
فهرس الجداول	X
فهرس الاشكال	X
List of Figures	XI
List of Abbreviations	XII

الفصل الاول	المقدمة	1
1-1	مقدمة	2
2-1	أهداف المشروع	2
3-1	مشكلة المشروع	3
4-1	حدود مشكلة المشروع	3
5-1	المسلمات	3
6-1	فصول المشروع	3
7-1	الجدول الزمني للمشروع	4

الفصل الثاني	الوصف المعماري	**5**
1-2	مقدمة	6
2-2	لمحة عامة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	7
1-3-2	أهمية الموقع	8

2-3-2	حركة الشمس والرياح	8
3-3-2	الرطوبة	8
4-2	وصف طوابق المشروع	9
1-4-2	طابق التسوية	9
2-4-2	الطابق الأرضي (المحلات التجارية)	10
3-4-2	الطابق السكني المكرر	10
5-2	وصف واجهات المشروع	11
1-5-2	الواجهة الشمالية	11
2-5-2	الواجهة الجنوبية	12
3-5-2	الواجهة الغربية	12
4-5-2	الواجهة الشرقية	13
6-2	المقاطع	14
1-6-2	المقطع (A-A)	14
2-6-2	المقطع (B-B)	14
7-2	وصف الحركة	15
8-2	وصف المداخل	15

الفصل الثالث	**الوصف الانشائي**	**17**
1-3	مقدمة	18
2-3	الهدف من التصميم الانشائي	18
3-3	مراحل التصميم الانشائي	18
4-3	الأحمال	19
1-4-3	الأحمال الميتة	19
2-4-3	الأحمال الحية	20
3-4-3	الأحمال البيئية	20
1-3-4-3	أحمال الرياح	20
2-3-4-3	أحمال الثلوج	22
3-3-4-3	أحمال الزلازل	22
5-3	الاختبارات العملية	23
6-3	العناصر الانشائية	23

3-6-1	العقدات	24
3-6-1-1	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	25
3-6-1-2	عقدات العصب ذات الاتجاهين	25
3-6-1-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	26
3-6-1-4	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	26
3-6-1-5	البلاطات الصندوقية	27
3-6-2	الأدراج	28
3-6-3	الجسور	28
3-6-4	الأعمدة	29
3-6-5	جدران القص	30
3-6-6	الأساسات	31
3-7	فواصل التمدد	32
3-8	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	33

Chapter 4	**Structural Analysis and Design**	34
4-1	Introduction	35
4-2	Design Method and Requirements	36
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	37
4-4	Design of Topping	38
4-5	Design of One Way Rib Slab	40
4-6	Design of Beam	50
4-7	Design of Two Way Solid Slab	73
4-8	Design of Two Way Rib Slab	77
4-9	Design of Stair	87
4-10	Design of Column	96
4-11	Design of Shear Wall	
4-12	Design of Footing	98
4-13	Design of Basement Wall	104

الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	63
5-1	مقدمة	64
5-2	النتائج	64
5-3	التوصيات	65

فهرس الجداول

رقم الجدول	اسم الجدول	رقم الصفحة
جدول (1-1)	الجدول الزمني للمشروع	4
جدول (3-1)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	19
جدول (3-2)	الأحمال الحية لعناصر المبنى	20
جدول (3-3)	سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود الأمريكي	20
جدول (3-4)	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	22
جدول (4-1)	Check of Minimum Thickness of Structural Member	36
جدول (4-2)	Dead Load Calculation of Topping	37
جدول (4-3)	Dead Load Calculation of Rib (R 1)	41

فهرس الأشكال

رقم الشكل	اسم الشكل	رقم الصفحة
الشكل (2-1)	الموقع العام لقطعة الأرض	7
الشكل (2-2)	مسقط طابق التسوية (الكراج)	9
الشكل (2-3)	مسقط الطابق الأرضي (المحلات التجارية)	10
الشكل (2-4)	مسقط الطابق المكرر (الشقق السكنية)	10
الشكل (2-5)	الواجهة الشمالية	11
الشكل (2-6)	الواجهة الجنوبية	12
الشكل (2-7)	الواجهة الغربية	12

الشكل (2-8)	الواجهة الشرقية	13
الشكل (2-9)	مقطع (A-A)	14
الشكل (2-10)	مقطع (B-B)	14
الشكل (3-1)	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبني والبيئة المحيطة به	21
الشكل (3-2)	توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى	23
الشكل (3-3)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	25
الشكل (3-4)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	25
الشكل (3-5)	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	26
الشكل (3-6)	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	26
الشكل (3-7)	Waffle slab	27
الشكل (3-8)	الدرج	28
الشكل (3-9)	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	29
الشكل (3-10)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع	30
الشكل (3-11)	جدار قص	31
الشكل (3-12)	الأساسات	32

List of Figures

Figure #	Description	Page #
4-1	Topping Load	37
4-2	One Way Rib Slab (1)	40
4-3	Statically System and Loads of Rib (R 1)	41
4-4	Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R 1)	42

4-5	Statically System and Loads Distribution of Beam**(B4,B-1)**	50
4-6	Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (**B4,B-1**)	51
4-7	Plan Of Solid Slab	
4-8	Reinforcement of solid slab	77
4-9	**Two way Ribbed slab**	79
4-10	**Two way ribbed slab**	80
4-11	**Two way ribbed slab**	81
4-12	Stair Plan	87
4-13	Stair Section	88
4-14	Statically System and Loads Distribution of Flight	89
4-15	Shear and Moment Envelope Diagram of Flight	90
4-16	Statically System and Loads Distribution At First 1m 0f Landing	93
4-17	Shear and Moment Envelope Diagram At First 1m of Landing	93
4-18	Stair Reinforcement	95
4-19	**Column Reinforcement**	97
4-20	Foot Reinforcement Details	102
4-21	Geometry of basement	103

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_s' =** area of non-prestressed compression reinforcement.

- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c =** compression resultant of concrete section.
- **C_s**= compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c̊** = compression strength of concrete.
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.

- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load.
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area

١

الفصل الأول

المُـقَـدِمَة

١-١ المقدمة.

١-٢ أهداف المشروع.

١-٣ مشكلة المشروع.

١-٤ حدود مشكلة المشروع.

١-٥ المسلمات.

١-٦ فصول المشروع.

١-٧ الجدول الزمني للمشروع.

١-١ المقدمة :

الهندسة بصفة عامة هي الجسد الذي يجمع بين الأدوات التقنية المتاحة والأنشطة والمعرفة ، فهي النشاط الاحترافي الذي يستخدم التخيل والحكمة والذكاء في تطبيق العلوم والتكنولوجيا والرياضيات و الخبرة العملية لكي تستطيع أن تصمم وتنتج وتدير العمليات التي تتناسب واحتياجات البشرية .

فالهندسة المدنية عموما هي الوسيلة الوحيدة التي تجعل من العالم مكانا انسب وأصلح للعيش فيه .

وهندسة المباني خصوصاً هي الهندسة التي تعتني بجانب توفير المسكن المطلوب بالمواصفات المطلوبة وبالجودة المطلوبة وبالموارد المتاحة لكل فرد في المجتمع.

والمهندس المدني هو الذي يقوم بالتصميم والتنفيذ والإشراف على التنفيذ للمشروعات المختلفة ،ويكمن دوره الفعال في ارتباط عمله ارتباطاً وثيقاً بأرواح البشر .

والمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك ، بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

١-٢ أهداف المشروع :

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

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشروع وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
٢. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
٣. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
٤. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

١-٣ مشكلة المشروع :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمبنى، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور....الخ وذلك بتحديد الأحمال الواقعة عليه ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ،ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها،لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

١-٤ حدود مشكلة المشروع :

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث بدأنا العمل على ذلك في هذا الفصل من خلال مقدمة مشروع التخرج ، وسنقوم باستكمال العمل خلال مساق مشروع التخرج في الفصل القادم.

١-٥ المسلمات :

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12, Safe, Etabs, Stad pro)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word, Power Point, Excel, AutoCAD

١-٦ فصول المشروع :

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

١-٧ الجدول الزمني للمشروع :

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

الفعاليات / الاسابيع	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي للمشروع																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

جدول (١-١): الجدول الزمني للمشروع.

٢

الوصف المِعمَاري

٢-١ مقدمة .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع .

٢-٣ موقع المشروع.

٢-٤ وصف طوابق المشروع.

٢-٥ الواجهات .

٢-٦ المقاطع

٢-٧ وصف الحركة و المداخل.

٢-٨ المداخل.

٢-١ مقدمة :

منذ بداية الخليقة والانسان في تطور مستمر وفي تجديد دائم لمواهبه العمرانية،فالعمارة من أهم العلوم الهندسية التي بدأت مع بداية الحياة على كوكبنا، فمنذ القدم وهو دائم التطوير في المظاهر العمرانية ابتداءا من العيش في الخيام والكهوف وصولا الى المباني والعمارات وناطحات السحاب، مطلقا العنان لعقله ليفكر ويطور ويبرز قدراته في تطوير هذا الفن من الناحية الجمالية والمتانة أيضا.

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

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

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

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

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :

يشير جهاز الاحصاء الفلسطيني الى ارتفاع الكثافة السكانية بحلول عام ٢٠١٦ ونتيجة للنمو المتزايد والتطور السريع والتوسع السريع في مدينة الخليل فان المتطلبات تزداد باضطراد مما يوجب تزويد المدينة بمراكز تقلل من العبئ الخدماتي للمدينة ،ونظرا للمشاكل التي تعاني منها المدينة في تنظيم شؤون الإنسان مما يعطي الى تفكك وضعف المدينة كون الانسان الدافع القوي في رفع شؤونه من جميع النواحي البارزة لها .ومن ذللك المنطلق وجب توفر مبنى سكني تجاري لما في ذلك من دور بارز في رفع جميع الخدمات الضرورية للمدينة بما يحقق فيه الاداء الجيد لصالح الدولة والمواطن ،وبالتالي بالاضافة الى تقليل العبئ السكاني ايضا يهدف الى زيادة الكفاءة الاقتصادية بالاستغلال الجيد للادوار .

٢-٣ موقع المشروع :

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة و علاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

الموقع المقترح للمشروع هو جزء من ارض في منطقة عين سارة بالخليل ،.

الشكل (٢-١) الموقع العام للمشروع.

٢-٣-١ أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع :

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مبنى سكني - تجاري لا تقوم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقوم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية الإختيار لمبنى سكني تجاري :

١.جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .
٢.شبكه المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.
٣.الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .
٤.أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجارية ،صناعية ، سكنية، أم خدماتية ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

٢-٣-٢ حركة الشمس و الرياح:

تتعرض منطقة عين سارة إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة، واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة. ونظراً لموقعها الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة ، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما ، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا،كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

٢-٣-٣ الرطوبة:-

مناخ مدينة الخليل يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ عين سارة يتباين تبعاً للتضاريس والمسطحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية والتي تعتبر جزء من محافظة الخليل حيث إن الأمطار تتراوح ما بين (٥٠٠-٦٠٠ ملم) سنوياً.

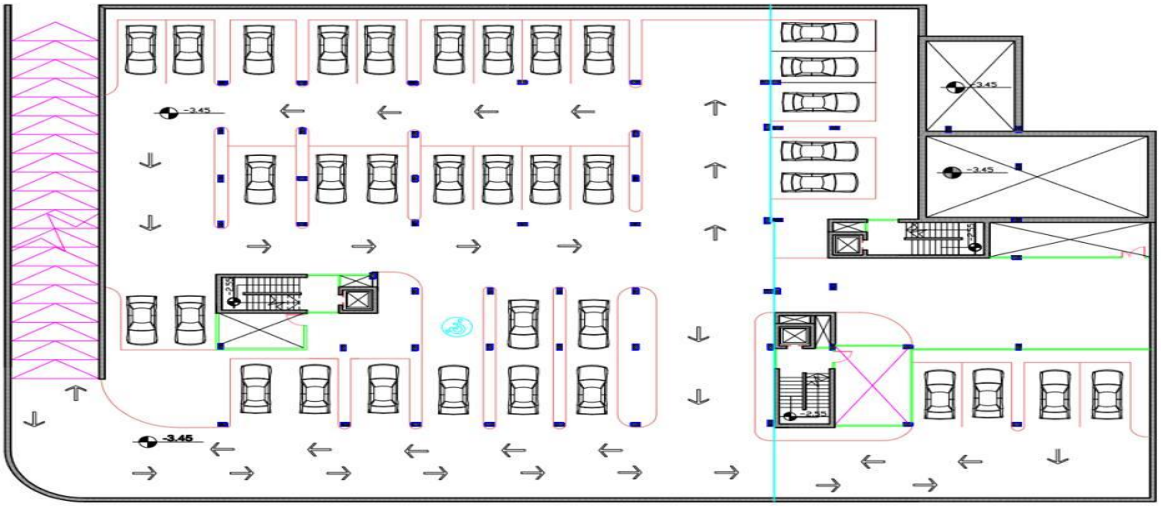
٢-٤ وصف طوابق المشروع :-

يتكون المشروع من ثمانية طوابق بمساحة اجمالية وقدرها ٧٦٠٠ متر مربع، وهو عبارة عن مبنى سكني تجاري ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالوضوح و التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى تيسير التصميم الإنشائي للمشروع .

٢-٤-١ طابق التسوية:-

(منسوب الطابق ٣.٤٥- م) بمساحة تقدر ب ٢٠٠٠م^2.

يتكون طابق التسوية من كراج سيارات ،غرف تمديدات كهرباء للمبنى ،خزنات مياه ،غرفة حارس..



الشكل (٢-٢):المسقط الأفقي لطابق التسوية

٢-٤-٢ الطابق الأرضي (المحلات التجارية) :-

(منسوب ٠.٠٠م) بمساحة اجمالية ٨٠٠م٢.

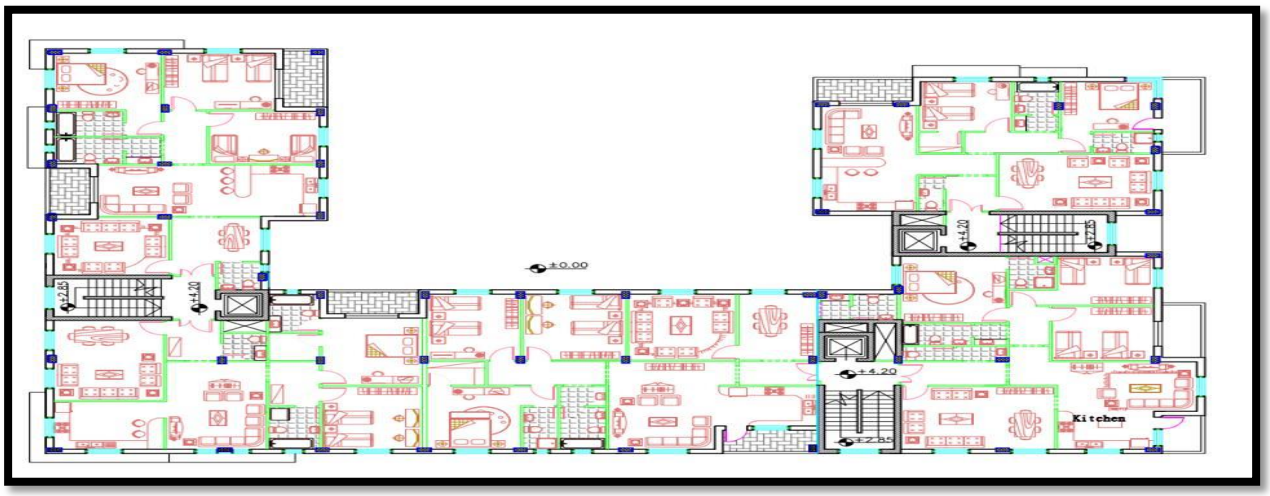
الطابق الارضي هو القسم التجاري في المبنى ويحتوي محلات تجارية.

الشكل (٢-٣) : المسقط الأفقي للطابق الارضي.

٢-٤-٣ الطابق السكني المكرر:-

(منسوب الطابق الاول ٤.٢٠م) بمساحة اجمالية ٨٠٠ م٢.

القسم السكني في المبنى ويتكون كل طابق من خمس شقق كل شقة بمساحة ١١٠ _ ١٥٠ م٢ (صالون ،غرفة جلوس ،غرفة نوم ،غرفة نوم رئيسي،مطبخ،حمام..)



الشكل (٢- ٤): مسقط الطابق السكني المكرر.

واجهات المشروع

٢-٥ الواجهات :-

٢-٥-١ الواجهة الشمالية: ويظهر فيها المداخل الشمالية للمحلات التجارية في الطابق الارضي .

الشكل (٢-٥): الواجهة الشمالية.

٢-٥-٢ الواجهة الجنوبية: يظهر فيها المدخل الجنوبي للمبنى السكني.

الشكل (٢-٦) :الواجهة الجنوبية.

٢-٥-٣ الواجهة الغربية:ويظهر فيها المدخل الغربي للمبنى السكني .

الشكل (٢-٧):الواجهة الغربية.

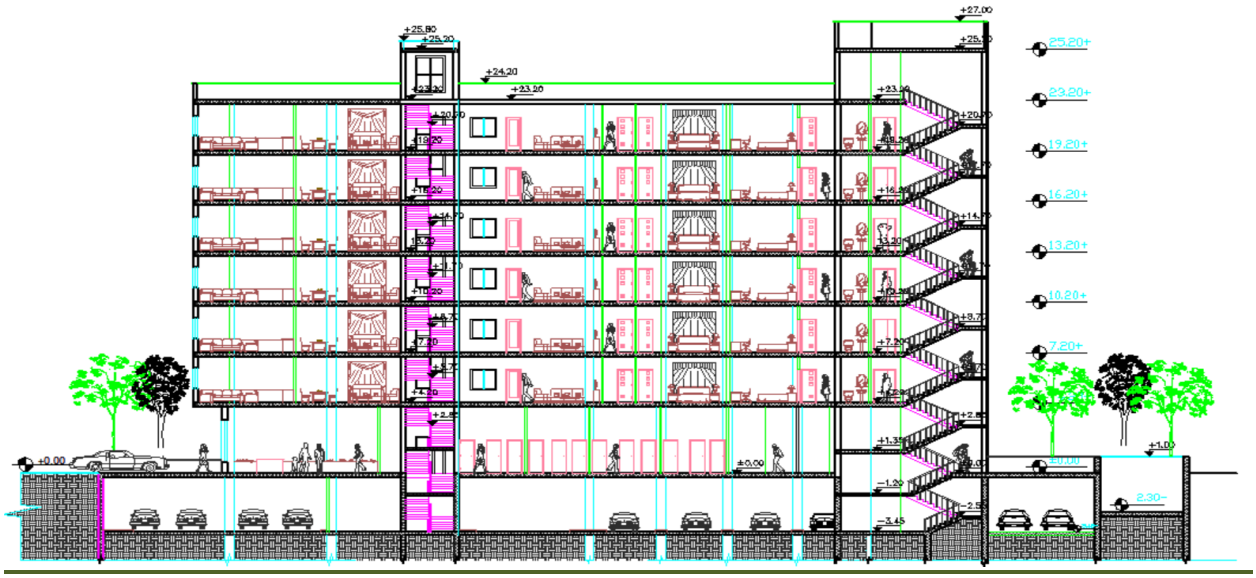
٢-٥-٤ الواجهة الشرقية:

هي الواجهة الرئيسية للمبنى ويظهر فيها المدخل الشرقي للمبنى السكني ومداخل المحلات التجارية

الشكل (٢-٨):الواجهة الشرقية.

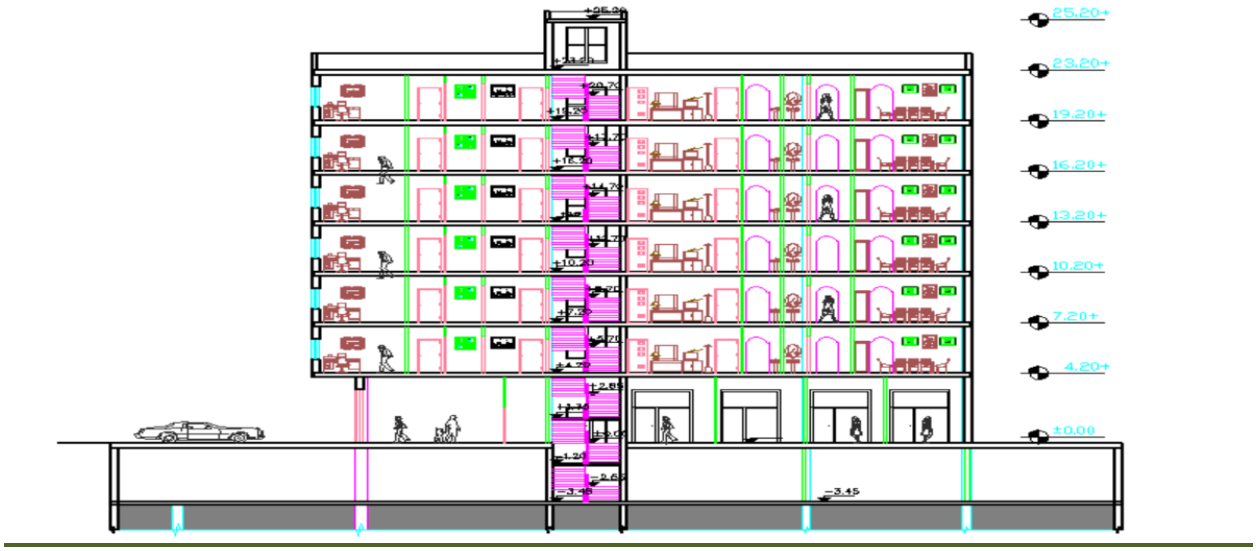
٢-٦ المقاطع:-

٢-٦-١ المقطع A-A:-



الشكل (٢-٩):المقطع A-A.

٢-٦-٢ المقطع B-B:-



الشكل (٢-١٠):المقطع B-B.

٢-٧ وصف الحركة :-

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال المصاعد المتواجدة في المبنى بالاضافة الى الادراج. و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل .

٢-٨ المداخل :-

يحتوي المبنى على ٣ مداخل رئيسية للقسم السكني للمبنى بالاضافة الى مداخل المحلات التجارية للطابق الارضي

١. المدخل الشرقي هو المدخل الاول للمبنى السكني بعرض ١.٢متر بالاضافة الى المداخل الشرقية للمحلات التجارية (٤ مداخل بعرض ١متر).

٢. المدخل الجنوبي وهو المدخل االثاني للمبنى السكني بعرض١.٢متر .
٣.المدخل الغربي هو المدخل الثالث للمبنى السكني بعرض ١.٢متر.
٤.المدخل الشمالي وهي المداخل الشمالية للمحلات التجارية في الطابق الأرضي عدد (١٠ مداخل) .

٣

الفصـل الثالث

الوصف الإنشائي

٣-١ مقدمة .

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي.

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي.

٣-٤ الأحمال.

٣-٥ الاختبارات العملية.

٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

٣-٧ فواصل التمدد.

٣-٨ برامج الحاسوب.

٣-١ مقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الإنتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع.

كما يتطلب التصميم الإنشائي اختيار العناصر الإنشائية المناسبة للمشروع المراد إنشاؤه ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث يكون المبنى آمناً، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

٣-٢ الهدف من التصميم الانشائي

التصميم الإنشائي عبارة عن عملية متكاملة تعتمد على بعضها البعض حيث تلبي مجموعة من الأهداف والعوامل التي من شأنها الخروج بمنشأ يحقق الهدف المرجو منه، وهذه الأهداف هي على النحو التالي:-

- الأمان (Safety) :- حيث يكون المبنى آمن في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة.
- التكلفة الاقتصادية (Economical) :- وهي تحقيق اكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability):- تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات وبعض أنواع الهبوط التي من شأنها أن تضايق مستخدمي المبنى.
- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ.

٣-٣ مراحل التصميم الانشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:-

١. المرحلة الأولى :-

وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

٢. المرحلة الثانية:-

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ إختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

٣-٤ الأحمال

تقسم الأحمال التي يتعرض لها المبنى إلى أنواع مختلفة وهي كما يلي:-

٣-٤-١ الأحمال الميتة:-

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع ، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (٣-١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع.

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة والمونة	22
5	الرمل	16

جدول (٣-١) : الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

(Partition load) = 1.5kN/m^2

٣-٤-٢ الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة ، والمعدات واحمال التنفيذ كالخشب والمعدات وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة ، والجدول (٣-٢) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي(KN/m^2)
1	المباني السكنية و التجارية	٤
5	الأدراج	3

جدول (٣-٢) : الأحمال الحية لعناصر المبنى.

٣-٤-٣ الأحمال البيئية :-

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى، و يمكن إعتبارها جزءاً من الأحمال الحية وهي كما يلي:-

٣-٤-٣-١ أحمال الرياح :

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الاخرى.

وسيتم اعتماد كود الاحمال الجانبية المنتظمة (UBC 1997) Uniform Building Code للحصول على قيم قوى الرياح الافقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية وباستخدام الجدول رقم (٣-٣) الموضح فيما يلي:-

TABLE *3_3* —WIND STAGNATION PRESSURE (q_s) AT STANDARD HEIGHT OF 33 FEET (10 058 mm)

Basic wind speed (mph)[1] (× 1.61 for km/h)	70	80	90	100	110	120	130
Pressure q_s (psf) (× 0.0479 for kN/m^2)	12.6	16.4	20.8	25.6	31.0	36.9	43.3

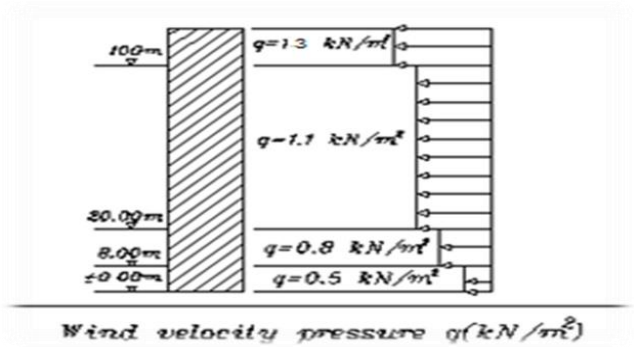
[1]Wind speed from Section 1618 UBC 1997.

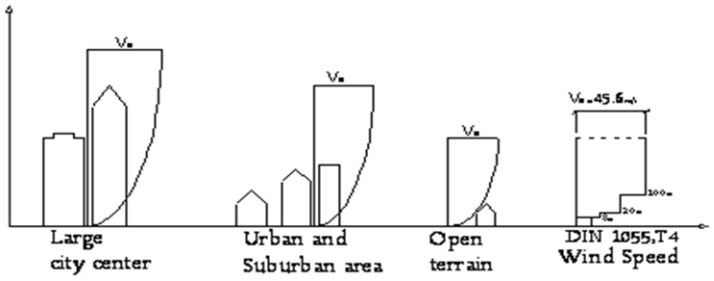
Combined height, exposure and gust factor coefficient $(C_e)^1$

Height above average level of Adjoining ground		Exposure D	Exposure C	Exposure B
[feet]	[meter]			
$0-15$	$0-4.57$	1.39	1.06	0.62
20	6.1	1.45	1.13	0.67
25	7.62	1.50	1.19	0.72
30	9.14	1.54	1.23	0.76
40	12.19	1.62	1.31	0.84
60	18.29	1.73	1.43	0.95
80	24.38	1.81	1.53	1.04
100	30.48	1.88	1.61	1.13

.

ويبين الشكل (٣-١) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.





الشكل (٣-١) : تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به

٣-٤-٣-٢أحمال الثلوج :

تعتمد أحمال الثلوج على ارتفاع المنطقة عن سطح البحر، وعلى شكل السقف ، ويتم تحديدها باستخدام كودات البناء المختلفة ، من خلال جداول تأخذ ارتفاع المُنشأ عن سطح البحر و زاوية ميل السقف كأساس لتحديد قيمة القوى التي تؤثر بها على المنشأ.

و الجدول التالي يبين قيم أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

الارتفاع عن سطح "h"(المتر)	احمال الثلوج(KN/m^2)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250)/1000
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h – 812.5)/ 250

جدول (٣-٤) : أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (920م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالاتي:-

$$s_L = \frac{h - 400}{400}$$

$$s_L = \frac{920 - 400}{400}$$

$$s_L = 1.3(KN/m^2)$$

٣-٤-٣-٣أحمال الزلازل :

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية ،بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية فتنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلزال.

وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها، والتي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل:-

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability)من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

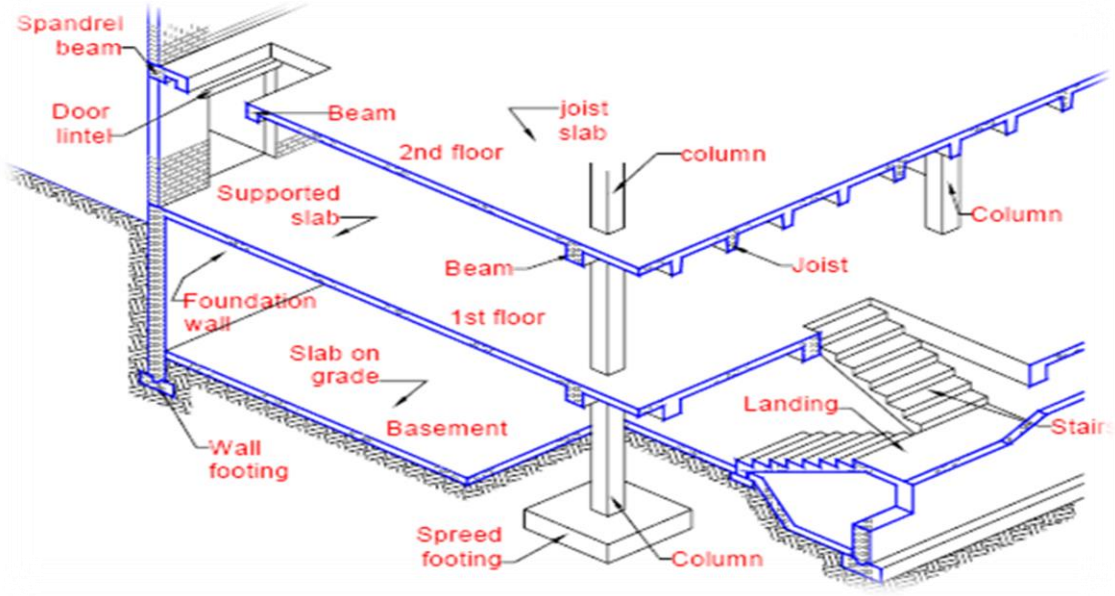
٣-٥ الاختبارات العملية

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويقصد بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

٣-٦العناصر الإنشائية

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء وتشمل:-

العقدات والجسور والأعمدة وجدران القص والأدراج والأساسات.



الشكل (٣-٢): توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى.

ويحتوي المشروع العناصر التالية:-

٣-٦-١ العقدات :-

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور و الأعمدة و الجدران و الدراج و الأساسات، دون تعرضها إلى تشوهات.

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقدات التالية في المشروع:-

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :-

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

٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :-

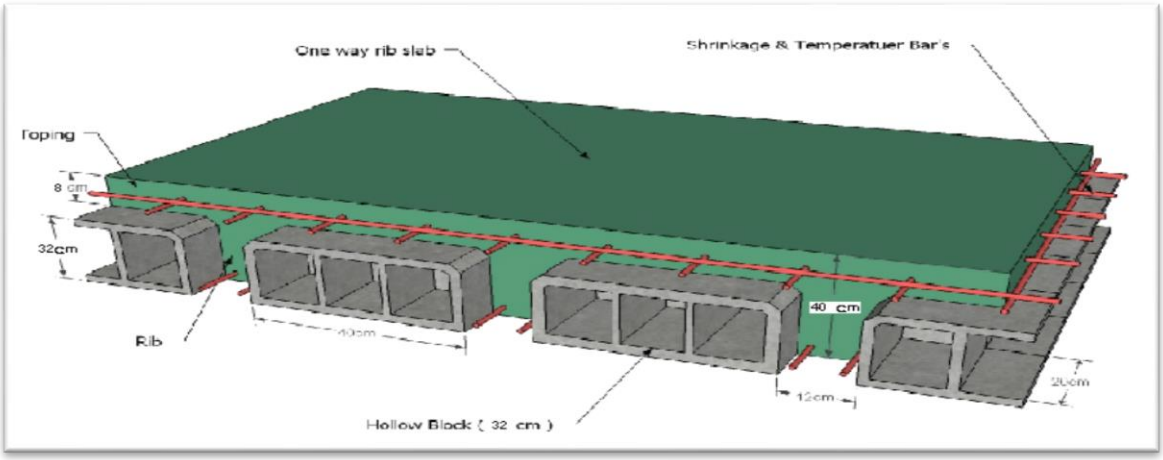
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

٣. البلاطات الصندوقية (Waffle Slab).

هذا وتُستخدم البلطات المصمتة في الاماكن التي تحدث فيها حركة ديناميكية مثل عقدات كراجات السيارات و عقدات الابار المائية، و تُستخدم عقدات الأعصاب ذات الاتجاه الواحد في تغطية المساحات التي تتراوح فيها الأبعاد بين الأعمدة من ٥ الى ٦ متر ، و تُستخدم عقدات العصب ذات الاتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبياً، اما البلاطات الصندوقية (waffle slab) فتستخدم في المساحات الكبيرة التي لا يوجد فيها اعمدة كثيرة و بالتالي بحور كبيرة. و سوف نستخدم في التصميم الانشائي لهذا المشروع كل هذه الانواع .

٣-٦-١-١عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slabs) :

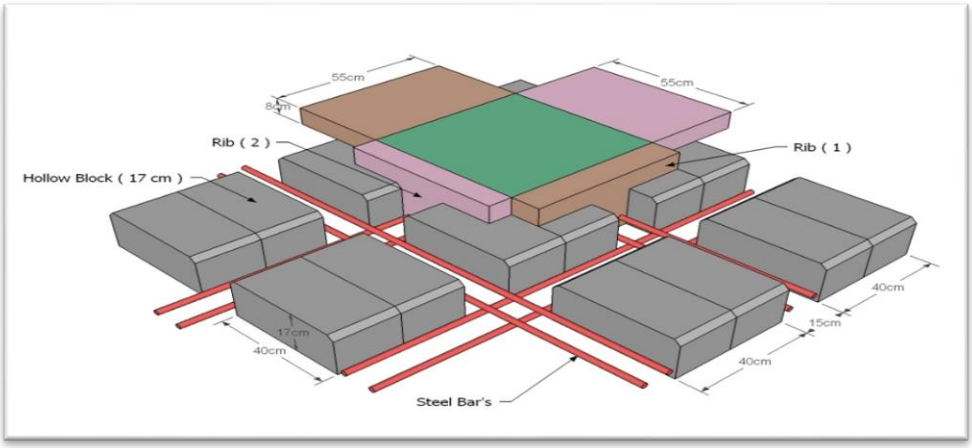
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٣).



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

٣-٦-١-٢عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slabs) :

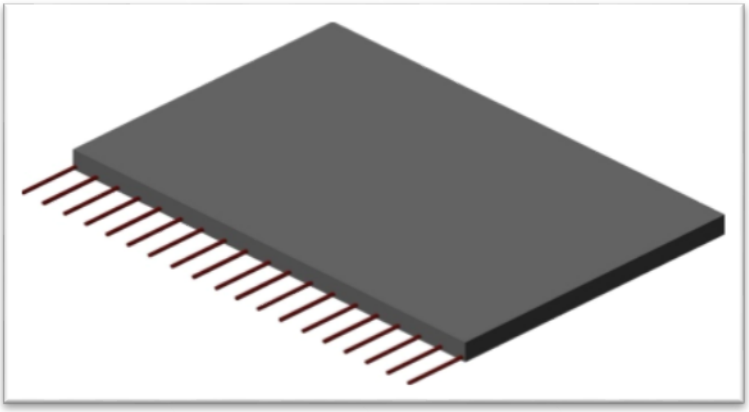
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبتين و عصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٤).



الشكل(٣-٤) : عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٣-٦-١-٣ العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد (One way solid slabs) :

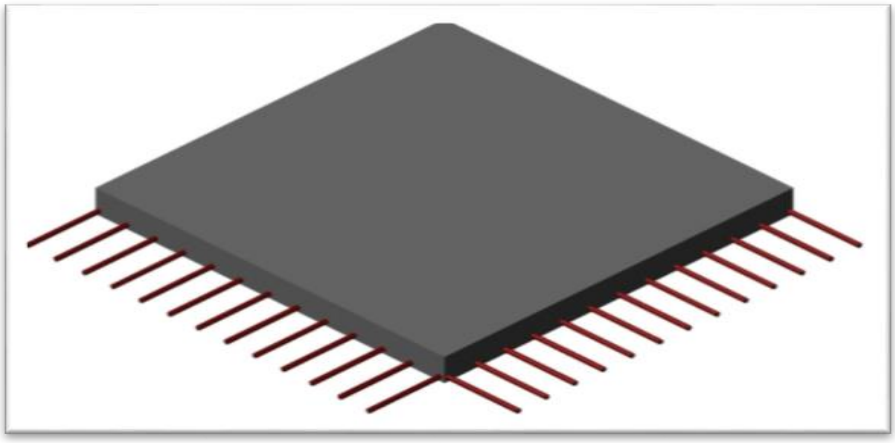
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماكة المنخفضة وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل (٣-٥) .



الشكل (٣-٥) : العقدات المصمتة ذات الإتجاه الواحد.

٣-٦-١-٤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs) :

تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٣-٦).

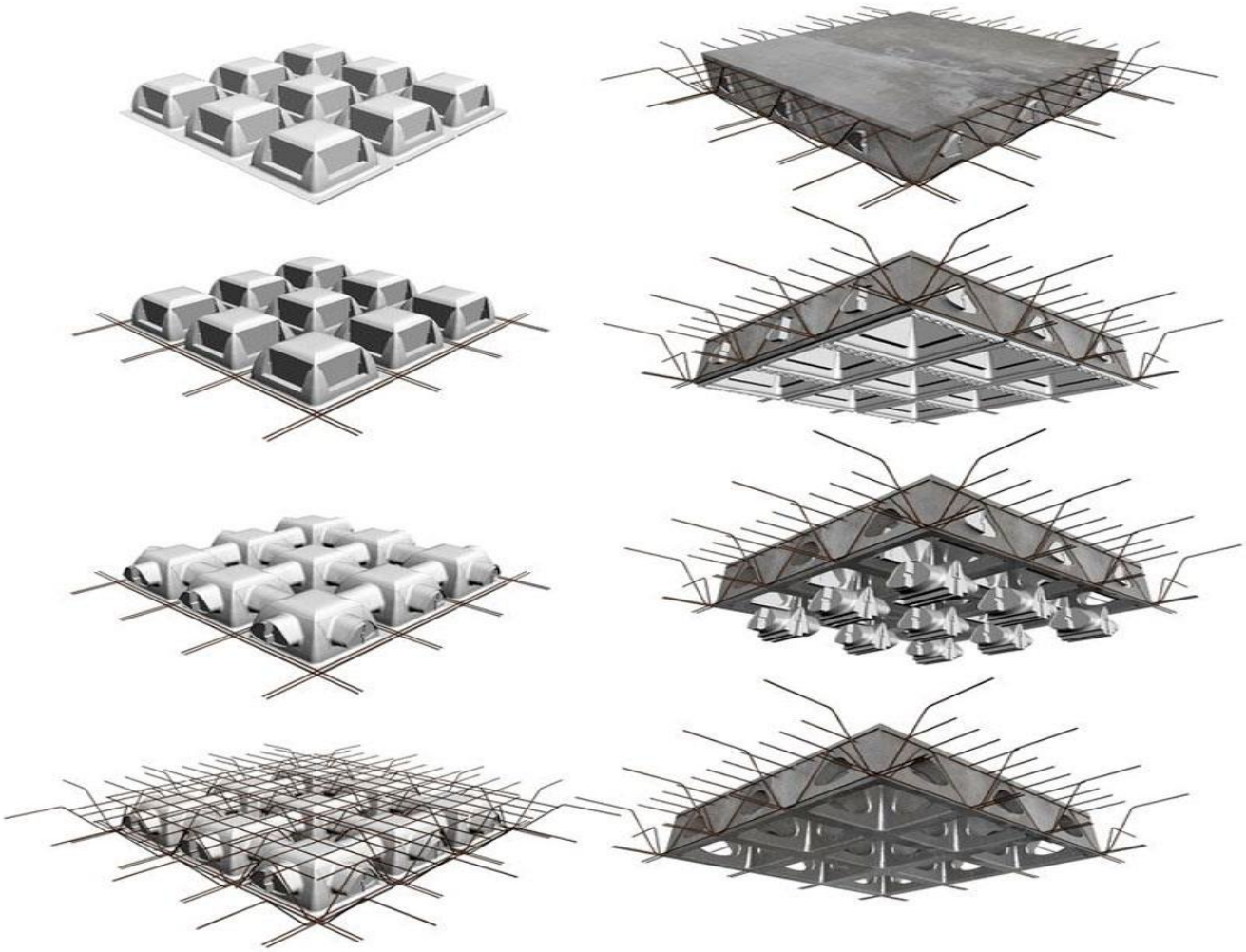


الشكل (٣-٦) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٣-٦-١-٥ البلاطات الصندوقية (Waffle Slab) :

يُستخدم هذا النوع من البلاطات (الاسقف) لتغطية المسطحات الواسعة و البحور الكبيرة بإنشاء بلاطات خرسانية مفرغة ذات قباب سفلية فارغة وأعصاب – كمرات رفيعة – متقاطعة و تعطى تقسيما منتظما ذات كل معماري مميز، و تُستخدم هذه الفراغات في احتواء وحدات الاضاءة و التكييف و الصوت .

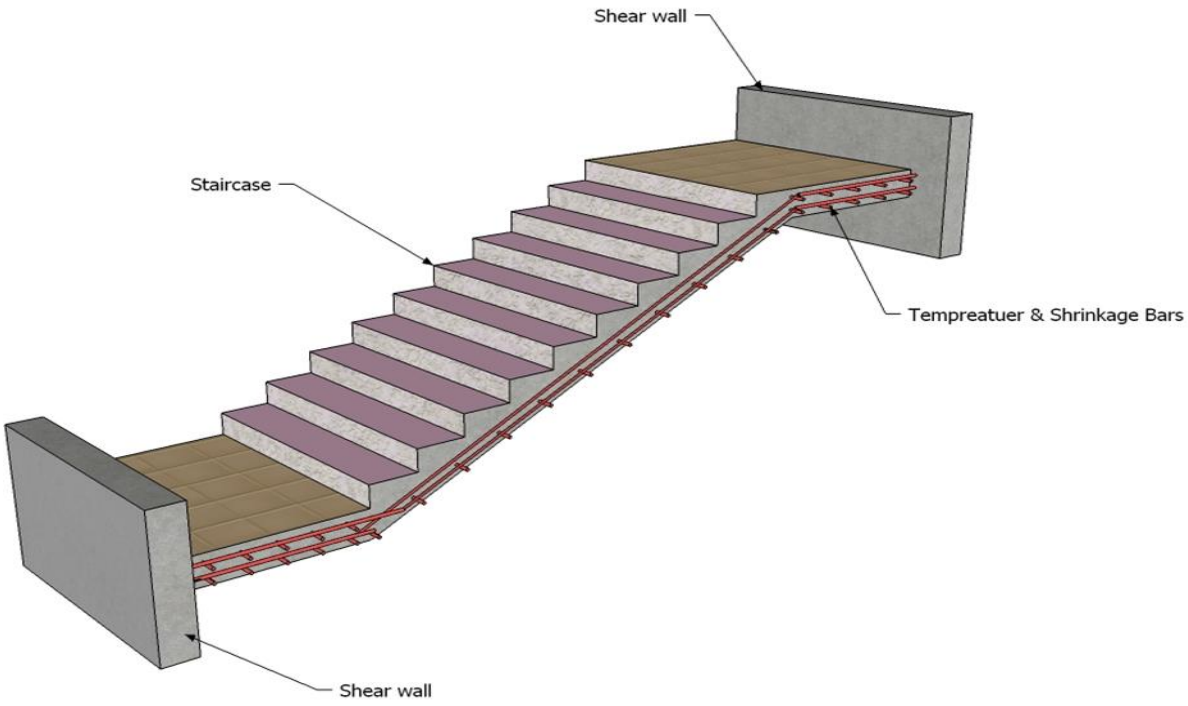
تُنفذ هذه البلاطات باستخدام قوالب غالبا ما تكون من البلاستيك المقوى fiberglass reinforced plastic



الشكل (٣-٧) : العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٣-٦-٢ الأدراج :-

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد كما في الشكل (٣-٨).



الشكل (٣-٨): الدرج.

٣-٦-٣الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم الى:-

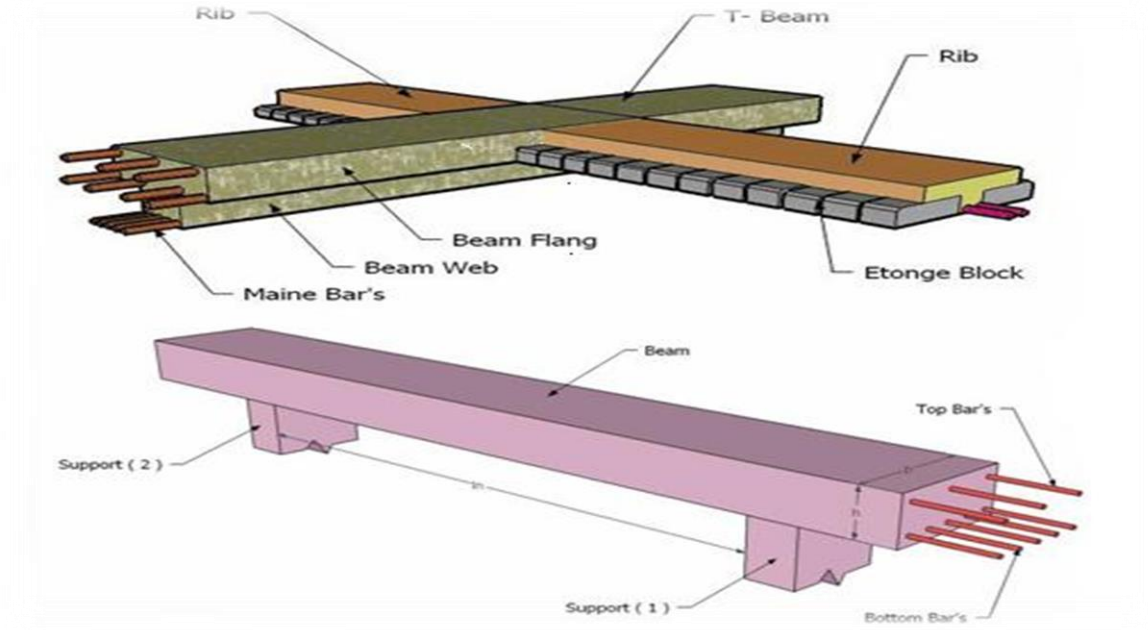
١- جسور مسحورة (Hidden Beam).

وهي التي يكون ارتفاعها مساوي لارتفاع العقدة.

٢- جسور ساقطة (Dropped Beam).

وهي التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي أو العلوي وتسمىL-sectionأوT-section.

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (٣-٩) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



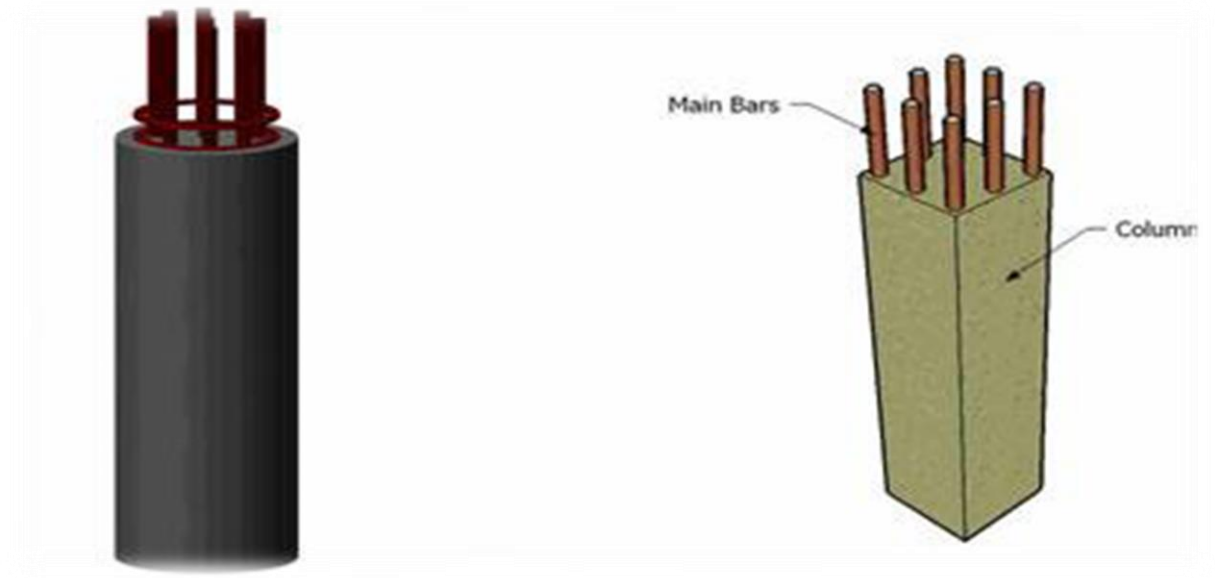
الشكل (٣-٩): أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

٣-٦-٤ الأعمدة:-

هي عناصر إنشائية أساسية ورئيسية في المنشأ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي أساسي، ويجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:-

١- الأعمدة القصيرة (short column).
٢- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم الى ثلاث انواع وهي :- المستطيلة والدائرية والمربعة وفي هذا المشروع تم استخدام النوعين المستطيلي و الدائري كما هو مبين في الشكل (٣-١٠).

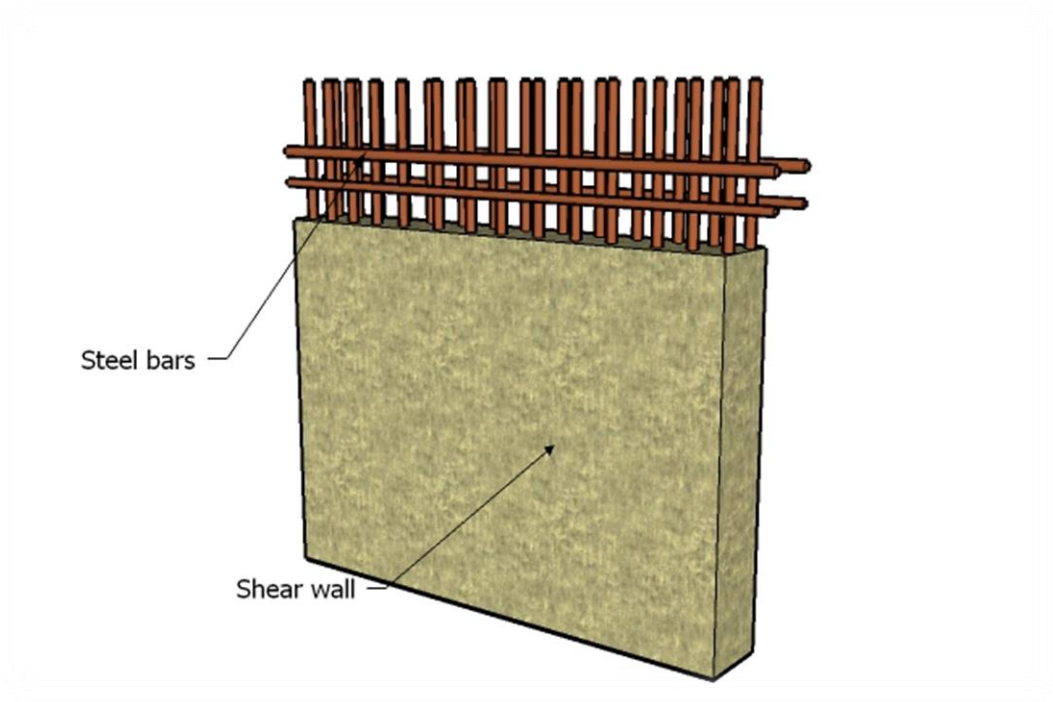


الشكل (٣-١٠) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المشروع.

٣-٦-٥جدران القص:-

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها

جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل (٣-١١) يبين جدار قص مسلح الشكل.



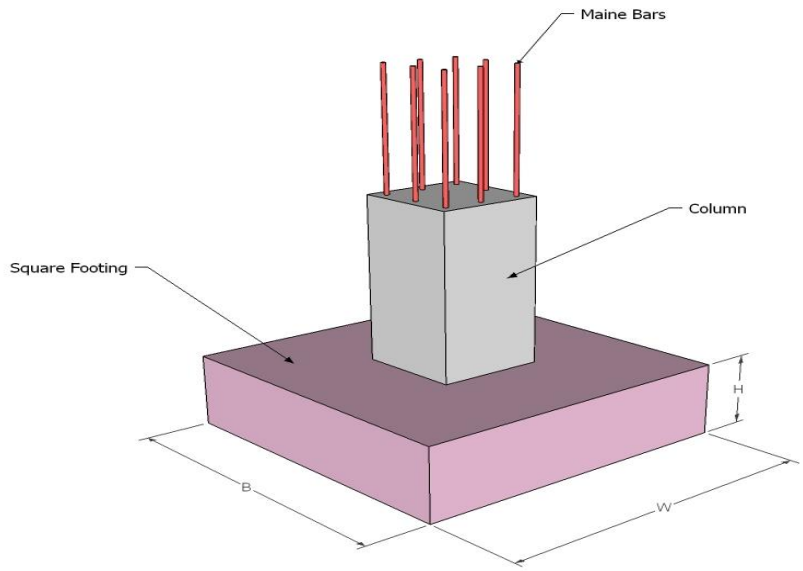
الشكل (٣-١١) : جدار قص.

٣-٦-١٦الأساسات:-

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وهي على عدة أنواع كما يلي:-

١- أساسات منفصلة(Isolated Foundation).
٢- أساسات مزدوجة(Combined Foundation).
٣- أساسات شريطية(Strip Foundation).
٤- أساسات البلاطة (Mat Foundation).

وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



الشكل (٣-١٢): الأساسات.

٣-٧ 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، وينبغي 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:-

١) (40m)في المناطق ذات الرطوبة العالية.
٢) (36m)في المناطق ذات الرطوبة العادية.
٣) (32m)في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
٤) (28m)في المناطق الجافة.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (٥ سم)

٣- ٨برامج الحاسوب التي تم استخدامها

١. AutoCAD (2014) for Drawings Structural and Architectural.
٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
٣. Microsoft Excel XP.
٤. Atir 12.
٥. Google Sketch UP 2015.

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Design Method and Requirements.

4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-4 Design of Topping.

4-5 Design of One Way Rib Slab.

4.6 Design of Beam.

4.7 Design of Two Way Solid Slab.

4.8 Design of Two Way Rib Slab.

4-9 Design of Stair.

4-10 Design of Column.

4-11 Design of Shear Wall.

4-12 Design of Footing

4.13 Design of Basement Wall

4.14 Design of shear wall

4-1 **Introduction**

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

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

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

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

Structural concrete can be classified into:-

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m3.

4-2 Design Method and Requirements

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_11)**.

- ✓ **Strength design method:-**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.
This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.
The strength design method is expressed by the following,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:-

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

- Code:-

  ACI 2011

- Material:-

  Concrete:-B300

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

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

Reinforcement steel:-

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

✓ **Factored loads:-**

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

$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$ **ACI-code-318-08(9.2.1)**

4.3 Check of MinimumThickness of Structural Member

Table4-1 :- Minimum Thickness of Non-prestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflections are Calculated. **(ACI 318M-11)**.

Minimum thickness (h)				
Member	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
solid one way slabs	L/20	L/24	L/28	L/10
Beams or ribbed one way slabs	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Table (4.1): Check of Minimum Thickness of Structural Member.

For Rib :-

H_{min} for(one end continuous) = L/18.5 = 5.75/18.5 = 31.1 cm

H_{min} for(both end continuous) = L/21 = 4.15/21 = 19.76 cm

H_{min} for(one end continuous) = L/18.5 = 6.12/18.5 = 33.1 cm

Take h = 35 cm

27 cm block + 8 cm topping = 35cm

For Beam :-

H_{min} for(one end continuous) = L/18.5 = 6.96/18.5=37.62 cm

H_{min} for(both end continuous) = L/21 = 3.93/21=18.71 cm

H_{min} for(both end continuous) = L/21 = 6.33/21=30.1 cm

H_{min} for(one end continuous) = L/18.5 = 4.85/18.5=26.21 cm

Take h = 45 cm

4.4 Design of Topping

✓ Statically System For Topping :-

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

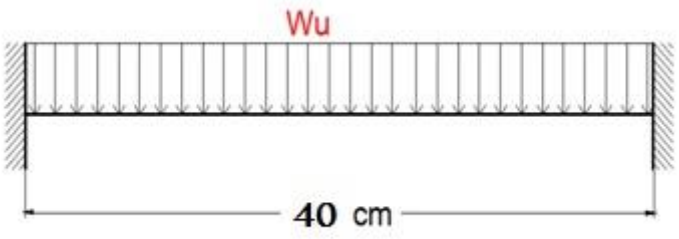


Fig 4.1: Topping Load.

✓ Load Calculations:-

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m
2	Mortar	0.02*22*1 = 0.44 KN/m

3	**Coarse Sand**	**0.07*17*1 = 1.19 KN/m**	
4	**Topping**	**0.08*25*1 = 2.0 KN/m**	
		Sum =	**4.32KN/m**

Table (4.2): Dead Load Calculation of Topping.

Live Load :-

L_L = 4 KN/m^2

L_L = 4 KN/m^2×1m = 4KN/m

Factored Load :-

W_U = 1.2 ×4.32 + 1.6×4 =11.59 KN/m

Check the strength condition for plain concrete, ø $M_n \geq M_u$, where ø = 0.55

$M_n = 0.42\ \lambda \sqrt{f'_c}\ S_m$ **(ACI 22.5.1, equation 22-2)**

$$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000.80^2}{6} = 1066666.67\ mm^2$$

øM_n =0.55×0.42×1×$\sqrt{24}$ ×1066666.67 ×10^{-6} =1.21KN.m

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = \frac{11.59 * 0.4^2}{12} =$ 0.155 KN. m (negative moment)

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = \frac{11.59 * 0.4^2}{24} =$ 0.077 KN. m (positive moment)

øM_n>> M_u = 0.155 KN. m

No reinforcement is required by analysis. **According to ACI 10.5.4**, provide $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$P_{shrinkage}$= 0.0018 **ACI 7.12.2.1**

$A_s = \rho \times b \times h_{topping}$ =0.0018 ×1000×80 = 144 mm^2/m

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×80 =240 mm ***control*** **ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5 \cdot 20 = 330\text{mm}$ **ACI 10.6.4**

Take ø 8 @ 200 mm in both direction
Take 5 ø 8 in 1m , $As_{provided}$ = 5*50.27 = 251.35mm^2/m
$As_{provided}$ = 251.35 mm^2/m > As_{req} = 144 mm^2/m ……. ok
S = 200 mm < S_{max} = 240mm …….. ok

4.5 Design of One Way Rib Slab

Requirements For Ribbed Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

bw ≥ 10cm……**ACI(8.13.2)**

Select bw=12 cm

h ≤ 3.5*bw ……..…**ACI(8.13.2)**

Select h=35cm<3.5*12= 49 cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……..**ACI(8.13.6.1)**

Select tf=8cm

❖ **Material :-**

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

❖ **Section :-**

⇒ B = 520 mm
⇒ Bw= 120 mm
⇒ h= 350 mm
⇒ t= 80 mm
⇒ d=350-20-10-12/2= 314 mm

✓ Statically System and Dimensions:-

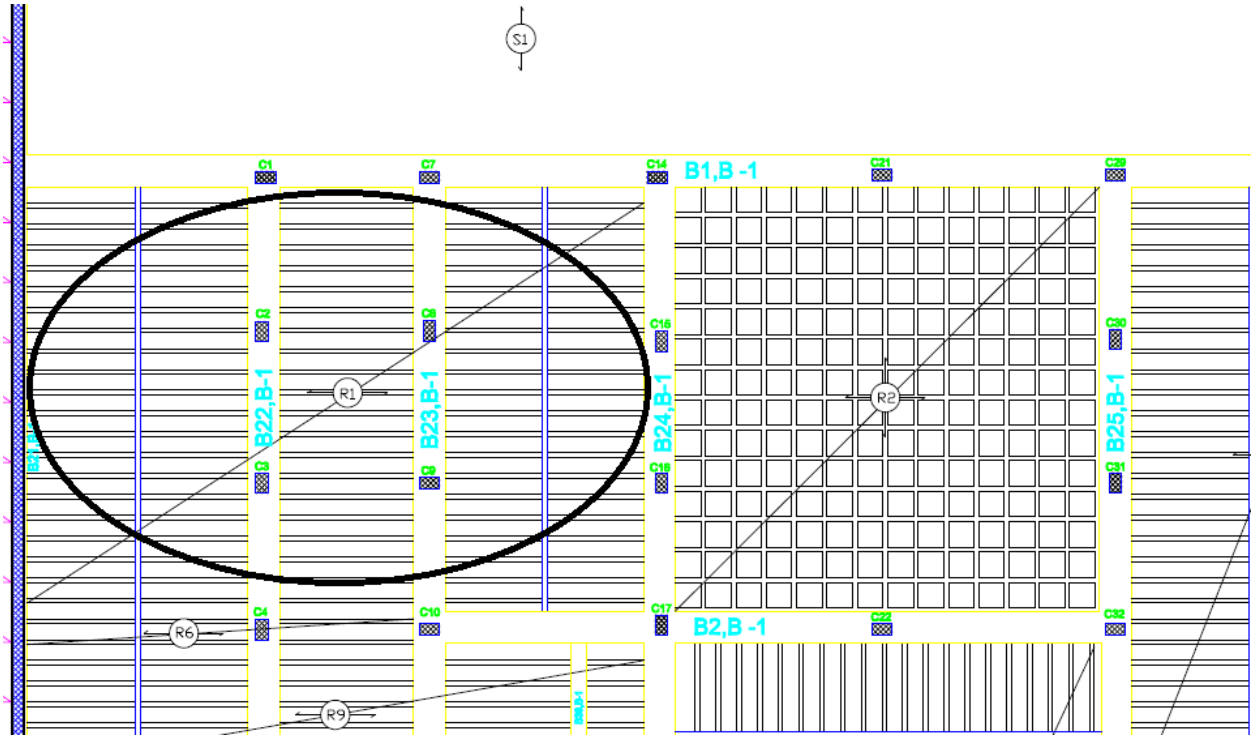
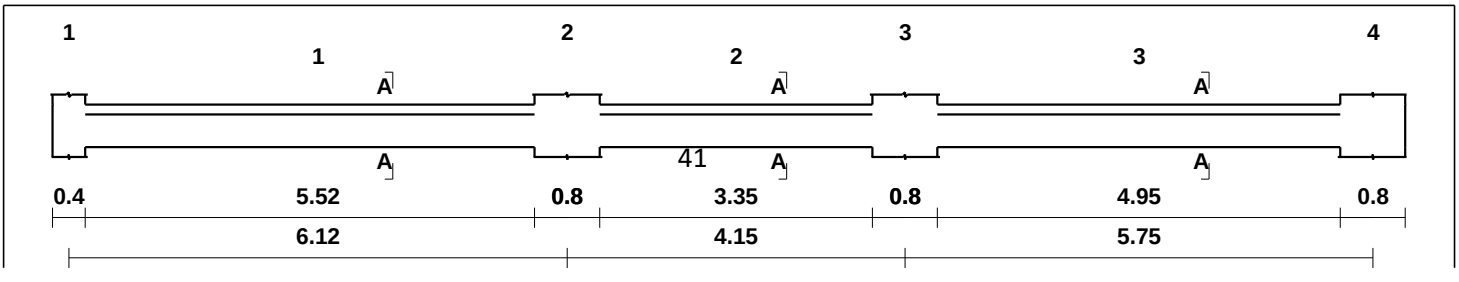


Fig 4.2: One Way Rib Slab (R1).

Geometry Units:meter,cm



Loading

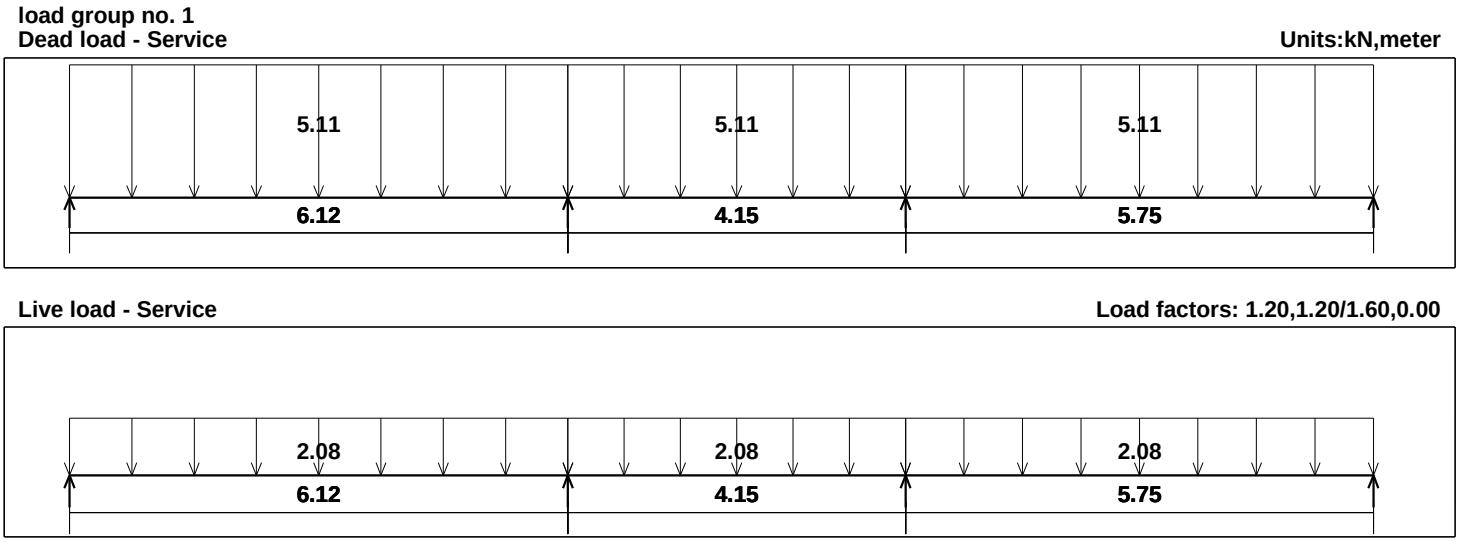


Fig 4.3: Statically System and Loads Distribution of Rib (R1).

✓ Load Calculation:-

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 = 0.359 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22*0.52 = 0.229 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*17*0.52 = 0.620 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25*0.52 = 1.04 KN/m/rib

5	**RC. Rib**	0.27*25*0.12 = 0.81 KN/m/rib
6	**Hollow Block**	0.27*10*0.4 = 1.08 KN/m/rib
7	**plaster**	0.02*22*.52= 0.229 KN/m/rib
8	**partions**	1.5*0.52= 0.78 KN/m/rib
		Sum = 5.11 KN/m/rib

Table (4.3): Dead Load Calculation of Rib(R1).

Dead Load /rib = 5.11 KN/m

Live Load:-

Live load = 4 KN/M^2

Live load /rib = 4 KN/m^2 × 0.52m = 2.08 KN/m.

- Effective Flange Width (b_E):- **ACI-318-11 (8.10.2)**

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

b_E = L / 4 = 335/ 4 =83.75 cm

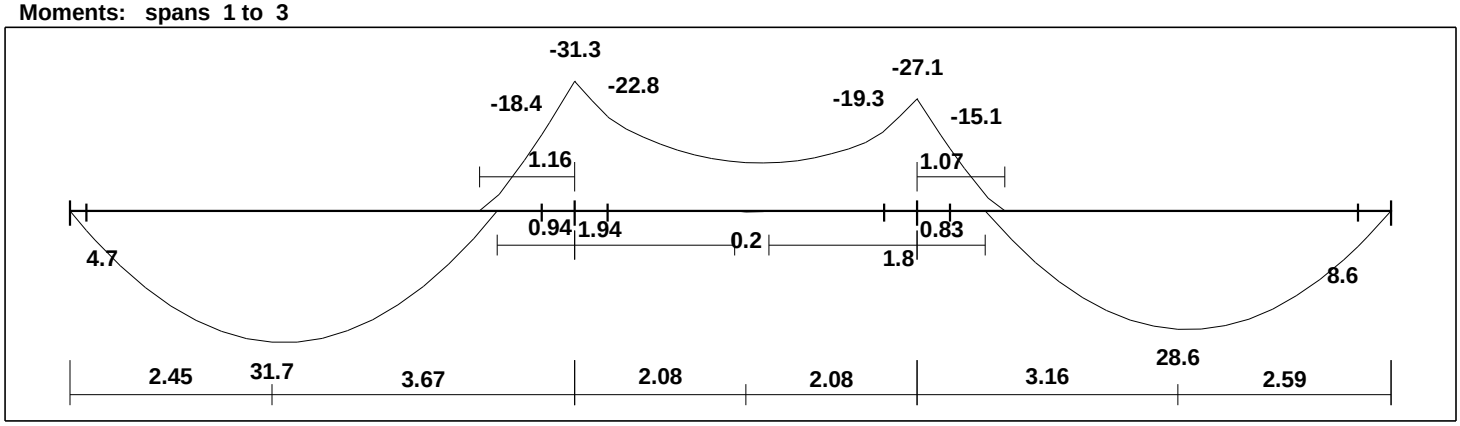
b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = b_e ≤ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm. ***Control***

b_E **For T-section = 52cm .**

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

Moments: spans 1 to 3



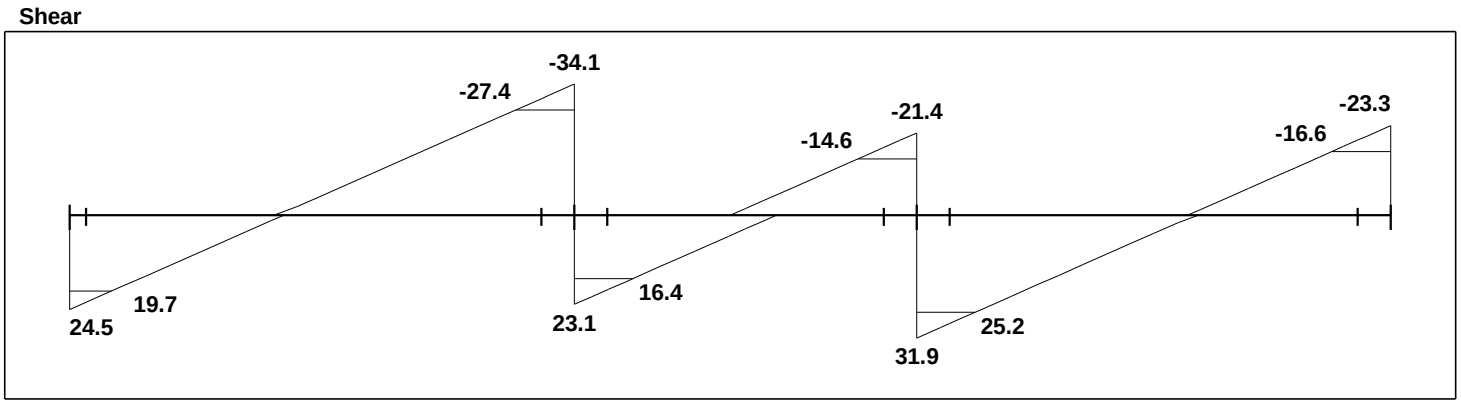


Fig 4.4: Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R1).

✓ **Moment Design for (R 1):-**

Design of Positive Moment for (Rib1) :

* Mu=31.7 KN.m

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

Check if a>h_f to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

$M_{nf} = 0.85.\ f_c'.\ b_e.\ h_f.\ (d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 232.5$ KN. m

M_{nf} = 232.5 KN.m $\gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{31.7}{0.9}$ = 35.22 KN.m

the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{31.7 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 314^2} = 2.977\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.977}{420}}\right) = 0.005398$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.005398 ×520×314 = 290.06 mm^2

Check for As min:-

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$$ **- controls**

As_{req}= 290.06 mm^2 >As_{min}= 125.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø 14 , $A_{s,provided}$ = 307.8 mm^2 >$A_{s,required}$ = 290.06 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times14)}{1} = 32\ mm > d_b = 14 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{307.8\times420}{0.85\times520\times24} = 52.809\ mm$$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f_c' \leq 28$ Mpa

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.809}{0.85} = 62.128\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -62.128}{62.128}\right) = 0.01216 > 0.005$$ ***0k***

Design of Positive Moment for (Rib1) :-

*Mu = 28.6 KN.m

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{28.6\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 2.686\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.686}{420}}\right) = 0.006883$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.006883×520×314 = 259.33 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2 \quad \textbf{- controls}$$

As_{req}= 290.06 mm^2 >As_{min}= 125.6 mm^2 …… **OK**

Use 2 ø 14 , $A_{s,provided}$ = 307.8 mm^2 > $A_{s,required}$ = 259.33 mm^2 … Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times14)}{1} = 32\ mm > d_b = 14 > 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{307.8\times420}{0.85\times520\times24} = 52.809\ mm$$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f'_c \leq 28$ Mpa

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.809}{0.85} = 62.128\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{314-62.128}{62.128}\right) = 0.01216 > 0.005 \quad \boldsymbol{0k}$$

Design of Negative Moment for (Rib1) :-

*Mu = - 22.8 KN.m

Assume bar diameter ø 12 for main negative reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{22.8\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 2.141\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.141}{420}}\right)=0.005398$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.005398×120×314 = 203.4 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_s\ \min=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314)=110mm^2$$

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

$$A_s\ \min=\frac{1.4}{420}(120)(314)=125.6mm^2$$ **- controls**

As_{req} = 203.4 mm^2 >As_{min}= 125.6 mm^2 **..... OK**

Use 2 ø 12 , $A_{s,provided}$ = 226.1 mm^2 > $A_{s,required}$ = 203.4 mm^2… Ok

$$S=\frac{140-40-20-(2\times12)}{1}=56\ mm>d_b=12>25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a=\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'}=\frac{226.1\times420}{0.85\times120\times24}=38.792\ mm$$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f_c' \leq 28$ Mpa

$$c=\frac{a}{\mathcal{B}_1}=\frac{38.792}{0.85}=45.637\ mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-c}{c}\right)=0.003\left(\frac{314-45.637}{45.637}\right)=0.017641>0.005$$ ***0k***

Design of Negative Moment for (Rib1) :-

*Mu= - 19.3KN.m

Assume bar diameter ø 12 for main negative reinforcement

d =h - cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{19.3\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 1.812\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.812}{420}}\right) = 0.004526$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.004526 \times120\times314 = 170.55\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 m^2$

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

$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ **- controls**

$As_{req} = 170.55\ mm^2 > As_{min} = 125.6\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø12 , $A_{s,provided} = 226.1\ mm^2 > A_{s,required} = 170.55\ mm^2$… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{226.1\times420}{0.85\times120\times24} = 38.792\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f_c' \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{38.792}{0.85} = 45.637\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{284 - 45.637}{45.637}\right) = 0.017641 > 0.005$ ***0k***

✓ Shear Design for (R 1):-

V_u at distance d from support= 27.4 KN

Shear strength V_c, provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs.**(ACI, 8.13.8).**

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 33.84\ KN$

ϕV_c =0.75×33.84 =25.38 KN

$\phi V_c < V_u$

$Vs_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}bw\ d \geq \frac{1}{3}\ bw\ d$

$Vs\ min = \frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 314 = 11.54kn$

$Vs_{min} = \frac{1}{3}\ bw\ d = \frac{1}{3} * 120 * 314 = 12.56kN$ - control

$\phi(V_c+Vs_{min})$= 0.75(33.84+12.56)=34.8kN

$\phi(V_c+Vs_{min}) > V_u > \phi V_c$

Case 3 :

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8@150 mm , $A_v = 2 \times 50.24 = 100.5\ mm^2$

$Av_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3}\frac{b_w s}{fyt}$

Av_{min}=100.5 $= \frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.145m$

$100.5 = \frac{1}{3}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.055m$

S max$\rightarrow \frac{d}{2} = 157mm - control$

S max $\rightarrow \leq$600mm

Take (2 leg closed stirrups) ø 8 @ 150 mm

$A_v = \frac{2*50.3}{0.15} = 670.67\ mm^2/m_{strip}$

4.6 Design of Beam

❖ Material :-

⇒ concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

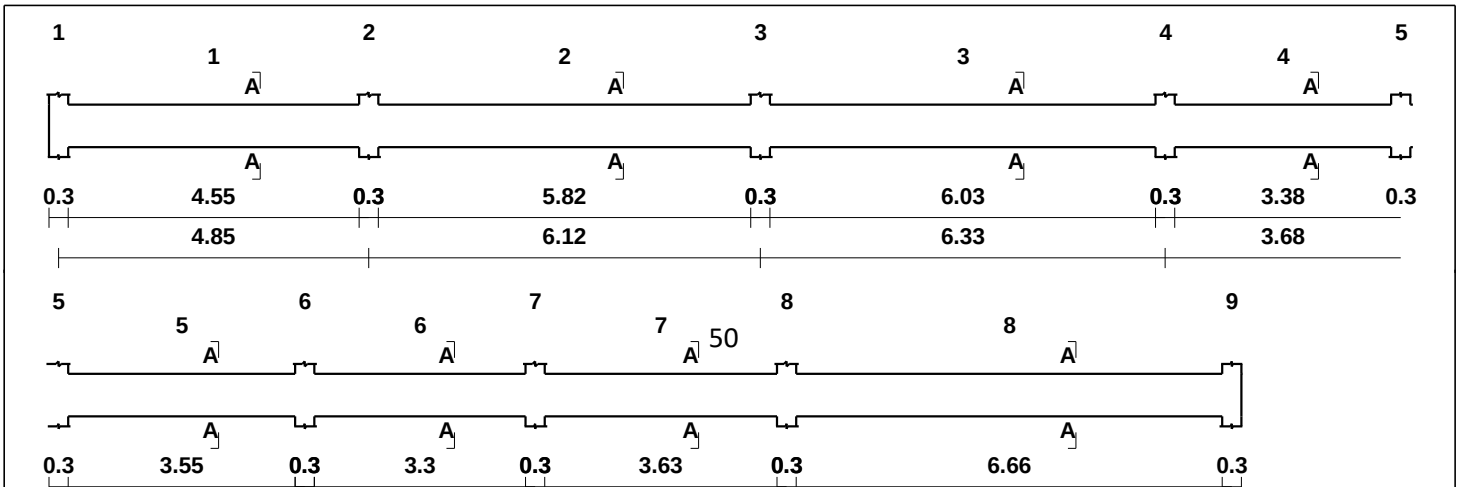
❖ Section :-

⇒ B = 80 cm

⇒ h= 40 cm

⇒ d=450-40-10-18/2= 391 mm

✓ Statically System and Dimensions:-



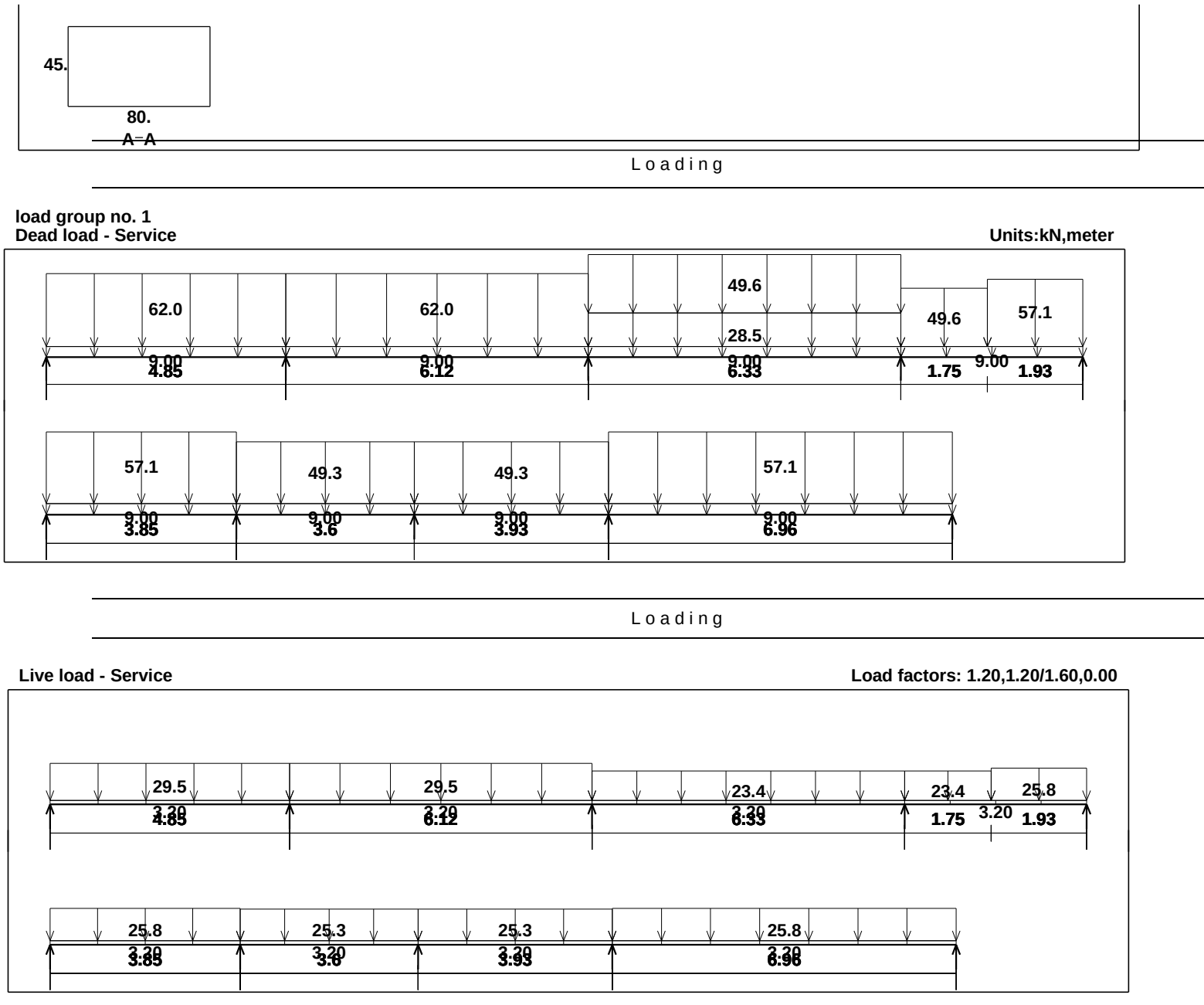


Fig 4.5: Statically System and Loads Distribution of Beam (B4,B-1) .

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

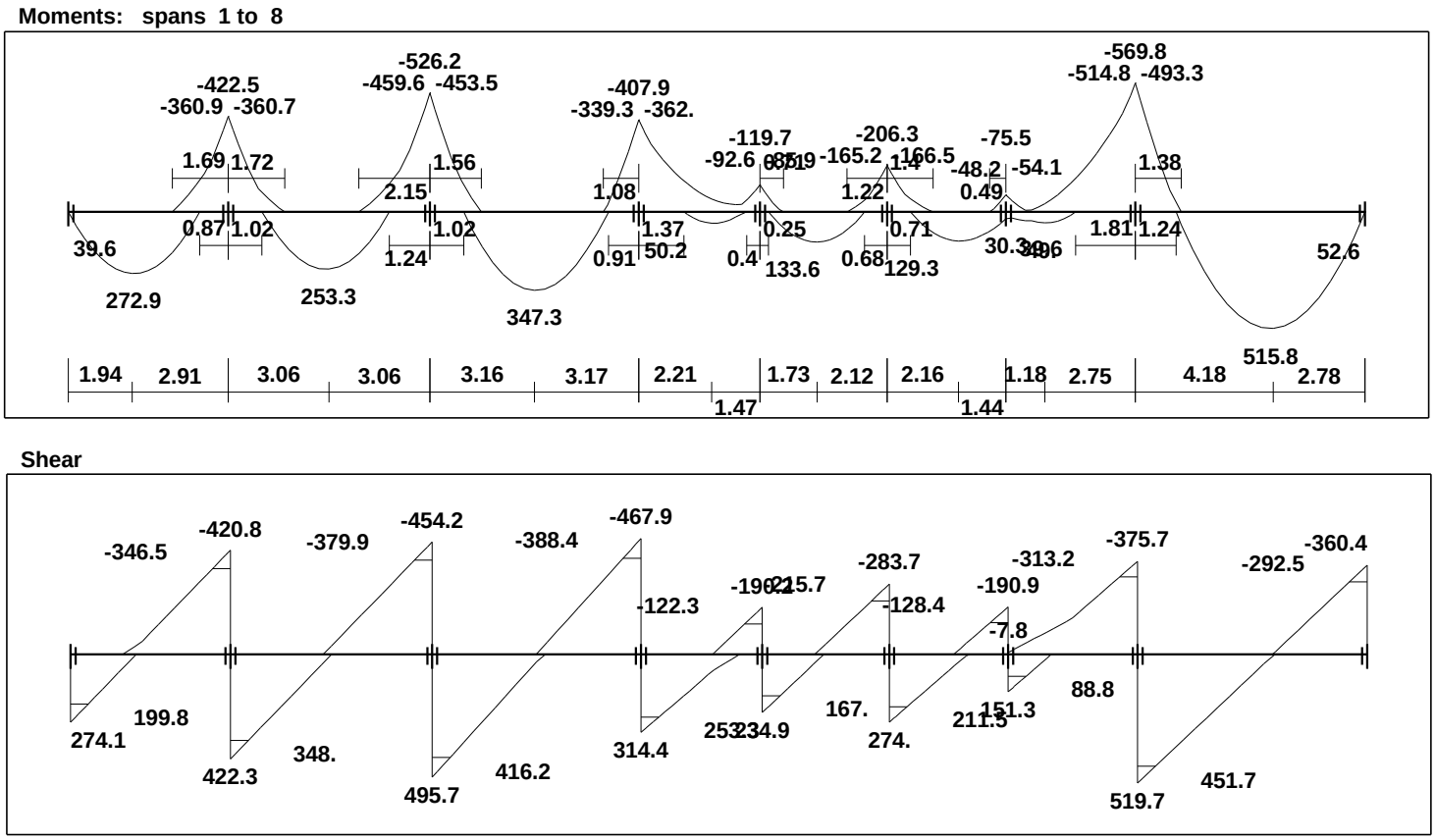


Fig 4.6: Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B4.B-1).

✓ Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam (B4,B-1) :-

The distributed Dead and Live loads acting upon Beam 4 can be defined from the support reactions of the R12،R13، R14، and R15.

From Rib12

The support reaction from Dead Loads and live load for R12 upon B4 is 22.57 KN and 14.35 KN respectively.

The service distributed Dead Load and Live load from the R12 on B4 in span 1,2 .

DL = (32.26 KN / 0.52) = 62.03 KN / m

LL = (14.35 KN/ 0.52) = 29.52 KN / m

From Rib 13

The support reaction from Dead Loads and live load for R13 upon B4 is 25.8 KN and 12.21 KN respectively.
The service distributed Dead Load and Live load from the R12 on B4 in span 3,4 .
DL = (25.8 KN / 0.52) = 49.61 KN / m
LL = (12.21 KN/ 0.52) = 23.48 KN / m

From Rib14

The support reaction from Dead Loads and live load for R14 upon B4 is 29.73 KN and 13.42 KN respectively.
The service distributed Dead Load and Live load from the R12 on B4 in span 4,5,8 .
DL =(29.73 KN / 0.52) = 57.17 KN / m
LL = (13.42 KN / 0.52) = 25.8 KN / m

From Rib15

The support reaction from Dead Loads and live load for R15 upon B4 is 25.68 KN and 13.17 KN respectively.
The service distributed Dead Load and Live load from the R12 on B4 in span 6,7 .
DL =(25.68 KN / 0.52) = 49.38 KN / m
LL = (13.17 KN / 0.52) = 25.32 KN / m

From concrete wall height = 3.8 m :

Dead load from the concrete wall act on span 3 on beam 4 :
DL = 25*0.3*3.8 = 28.5 KN/m

Self weight of the beam 4 :
DL = 25*0.8*0.45 = 9 kN/m

Live load acting directly upon the beam 4 :
LL = 4 kN/m^2
LL= 4*0.8 = 3.2 KN/m

✓ Moment Design for (B4,b-1):-

Determine of $M_{n,max}$ To decide id the beam will design singly or doubly :

d =450 – 40 -10 – 18\2 = 391 mm

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.391 = 167.57\ mm$$

$$a = \mathcal{B}.c = 167.57 * 0.85 = 142.44\ mm$$

Mn_{max}= 0.85∗ f'_c ∗a *b(d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*24*124.22*800*(391-142.44/2) *10^{-6}= 548.28 KN.m

Ø Mn_{max} = 0.82* 565.4= 531.59KN.m > Mu max 515.8 KN.m .

Design as singly reinforcement.

Flexural Design of Positive Moment for (B4):-

Mu=272.9KN.m

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{272.9 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 391^2} = 2.479Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.479}{420}}\right) = 0.006313$$

$A_s = \rho.b.d = 0.006313\times800\times391 = 1974.7782\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 391 = 912.1\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 391 = 1042.7\ mm^2$$ **- Controls**

As_{req} = 1974.7782 mm^2 >As_{min}= 1042.7 mm^2 **OK**

Use 5 ø 25 Bottom, $A_{s,provided}$ = 2454.37 mm^2 > As, required = 1974.7782 mm^2… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(5\times25)}{4} = 143.75\ mm > d_b = 25 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{2454.37 \times 420}{0.85\times800\times24} = 63.16\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f'_c \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{63.61}{0.85} = 74.31\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-74.31}{74.31}\right) = 0.012785 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of Positive Moment for (B4):-

Mu=253.3 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{253.3 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 391^2} = 2.301Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.301}{420}}\right) = 0.005829$

$A_s = \rho.b.d = 0.005829\times800\times391 = 1823.2216\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ **- Controls**

$As_{req} = 1823.2216\ mm^2 > As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **OK**

Use 4 ø 25 Bottom, $A_{s,provided}$ = 1963.495 mm^2 > As, required = 1974.7782 **mm^2… Ok**

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(4\times25)}{3} = 200\ mm > d_b = 25 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{1963.495 \times 420}{0.85\times800\times24} = 50.531\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f'_c \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{63.61}{0.85} = 59.448\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-59.448}{59.448}\right) = 0.0167314 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of Positive Moment for (B4):-

Mu=347.3 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{347.3 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 391^2} = 3.155\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.155}{420}}\right) = 0.008205$

$A_s = \rho.b.d = 0.008205\times800\times391 = 2566.6224\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ **- Controls**

$As_{req} = 2566.6224\ mm^2 > As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **OK**

Use 6 ø 25 Bottom, $A_{s,provided}$ = 2945.243 mm^2 > As, required = 2566.6224 mm^2… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(6\times25)}{5} = 110\ mm > d_b = 25 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2945.243\times420}{0.85\times800\times24} = 75.797\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f_c' \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{75.797}{0.85} = 89.173\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-89.173}{89.173}\right) = 0.010154 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of Positive Moment for (B4):-

Mu=133.6 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{133.6\times10^6}{0.9\times800\times391^2} = 1.214\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.214}{420}}\right) = 0.002981$

$A_s = \rho.b.d = 0.002981\times800\times391 = 932.556\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ **- Controls**

$As_{req} = 932.556\ mm^2 < As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **- not OK**

Take $As_{req} = As_{min} = 1042.7\ mm^2$

Use 4 ø 20 Bottom, $A_{s,provided} = 1256.6\ mm^2 > As,\ required = 1042.7\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(4\times20)}{3} = 206.66\ mm > d_b = 20 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1256.6\times420}{0.85\times800\times24} = 32.34\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f_c' \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{32.34}{0.85} = 38.047\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-38.047}{38.047}\right) = 0.0278 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of Positive Moment for (B4):-

Mu=129.3 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{129.3\times10^6}{0.9\times800\times391^2} = 1.175\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.175}{420}}\right) = 0.002882$

$A_s = \rho.b.d = 0.002882\times800\times391 = 901.594\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ **- Controls**

$As_{req} = 932.556\ mm^2 < As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **- not OK**

Take As_{req} = < As_{min} = 1042.7 mm^2

Use 4 ø 20 Bottom, $A_{s,provided}$ = 1256.6 mm^2 > As, required = 1042.7 mm^2… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(4\times20)}{3} = 206.66\ mm > d_b = 20 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1256.6\times420}{0.85\times800\times24} = 32.34\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f_c' \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{32.34}{0.85} = 38.047\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-38.047}{38.047}\right) = 0.0278 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of Positive Moment for (B4):-

Mu=515.8 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{515.8\times10^6}{0.9\times800\times391^2} = 4.686\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times4.686}{420}}\right) = 0.012859$

$A_s = \rho.b.d = 0.0012859\times800\times391 = 4022.3532\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ **- Controls**

$As_{req} = 4022.3532\ mm^2 > As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **OK**

Use 7 ø 28 Bottom, $A_{s,provided}$ = 4310.3 mm² > As, required = 4022.3532 mm²… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(7\times28)}{6} = 84\ mm > d_b = 28 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{4310.3 \times 420}{0.85\times800\times24} = 110.927\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f'_c \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{110.927}{0.85} = 130.502\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-130.502}{130.502}\right) = 0.05988 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of negative Moment for (B4):-

Mu= -360.9 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{360.9 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 391^2} = 3.279\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.279}{420}}\right) = 0.008561$

$A_s = \rho.b.d = 0.008561\times800\times391 = 2677.8342\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ - **Controls**

$As_{req} = 2677.8342\ mm^2 > As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **OK**

Use 6 ø 25 Top , $A_{s,provided}$ = 2945.243 mm² > As, required = 2677.8342 mm²… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-6\times25)}{5} = 110\ mm > d_b = 28 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2945.243 \times 420}{0.85\times800\times24} = 75.797\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f_c' \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{110.927}{0.85} = 89.173\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-89.173}{89.173}\right) = 0.0101542 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of negative Moment for (B4):-

Mu= -459.6 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{459.6 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 391^2} = 4.175\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times4.175}{420}}\right) = 0.011242$

$A_s = \rho.b.d = 0.011242\times800\times391 = 3516.6328\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ **- Controls**

$As_{req} = 3516.6328\ mm^2 > As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **OK**

Use 6 ø 28 Top, $A_{s,provided} = 3694.512\ mm^2 > As, required = 3516.6328\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-6\times28)}{5} = 53.6\ mm > d_b = 28 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{3694.512 \times 420}{0.85\times800\times24} = 95.079\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f'_c \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{95.079}{0.85} = 111.858\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-111.858}{111.858}\right) = 0.00748651 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of negative Moment for (B4):-

Mu= -362 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{362 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 391^2} = 3.289\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.289}{420}}\right) = 0.008590$

$A_s = \rho.b.d = 0.008590\times800\times391 = 2686.8725\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ **- Controls**

$As_{req} = 2686.8725\ mm^2 > As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **OK**

Use 6 ø 25 Top, $A_{s,provided}$ = 2945.243 mm^2 > As, required = 2686.8725 mm^2… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-6\times25)}{5} = 110\ mm > d_b = 28 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{2945.243 \times 420}{0.85\times800\times24} = 75.797\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f'_c \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{110.927}{0.85} = 89.173\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-89.173}{89.173}\right) = 0.0101542 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of negative Moment for (B4):-

Mu= -92.6 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{92.6 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 391^2} = 0.841\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.814}{420}}\right) = 0.002046$

$A_s = \rho.b.d = 0.002046\times800\times391 = 640.0110\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ **- Controls**

$As_{req} = 640.0110\ mm^2 < As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **- not OK**

Take $As_{req} = < As_{min} = 1042.7\ mm^2$

Use 4 ø 20 Top, $A_{s,provided} = 1256.6\ mm^2 > As,\ required = 1042.7\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(4\times20)}{3} = 206.66\ mm > d_b = 20 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1256.6\times420}{0.85\times800\times24} = 32.34\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f_c' \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{32.34}{0.85} = 38.047\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-38.047}{38.047}\right) = 0.0278 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of negative Moment for (B4):-

Mu= -166.5 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{166.5\times10^6}{0.9\times800\times391^2} = 1.513\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times31.513}{420}}\right) = 0.003746$

$A_s = \rho.b.d = 0.003746\times800\times391 = 1171.7201\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ **- Controls**

$As_{req} = 1171.7201\ mm^2 > As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **OK**

Use 4 ø 20 Top, $A_{s,provided}$ = 1256.6 mm^2 > As, required = 1171.7201 mm^2… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(4\times20)}{3} = 206.66\ mm > d_b = 20 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{1256.6 \times 420}{0.85\times800\times24} = 32.34\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f'_c \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{32.34}{0.85} = 38.047\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-38.047}{38.047}\right) = 0.0278 > 0.005$ **0k**

Flexural Design of Negative Moment for (B4):-

Mu=514.8 KN.m

$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{515.8 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 391^2} = 4.677\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times4.677}{420}}\right) = 0.01283$

$A_s = \rho.b.d = 0.001283\times800\times391 = 4013.1547\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*391 = 912.1\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*391 = 1042.7\ mm^2$ **- Controls**

$As_{req} = 4013.1547\ mm^2 > As_{min} = 1042.7\ mm^2$ **OK**

Use 7 ø 28 Top, $A_{s,provided}$ = 4310.3 mm^2 > As, required = 4013.1547 mm^2… Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(7\times28)}{6} = 84\ mm > d_b = 28 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{4310.3 \times 420}{0.85\times800\times24} = 110.927\ mm$

$\mathcal{B}_1 = 0.85$ for $f_c' \leq 28$ Mpa

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{110.927}{0.85} = 130.502\ mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{391-130.502}{130.502}\right) = 0.05988 > 0.005$ ***0k***

✓ Shear Design for (B4,B-1):-

1. V_u = 346.5 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 391 = 255.4$ KN

Φ V_c= 0.75*255.4 =191.55 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*800*391*10^{-3} = 78.2 KN – **Controls**

Φ Vsmin ≥0.75 $(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 800 * 391*10^{-3} = 71.83 KN

Φ (Vc+Vs_{min}) = 269.75 KN

Φ (Vc+Vs_{min}) < Vu

Calculate $v_{s'}$

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 391$ = 518.638 KN

$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

0.75(255.4 + 104.26) < 346.5 < 0.75(255.4 + 518.638)

269.745<346.5<580.528

Case 4 :

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 12

As =226 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{346.5}{0.75} - 255.4 = 206.6$ KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{226 * 420 * 391}{206.6 * 1000} = 179.64\ mm \qquad \boldsymbol{control}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{391}{2} = 195.5\ mm$$

$$or \qquad s_{max} \leq 600\ mm$$

Use 2 leg Φ 12 @150mm

2- V_u = 379.9 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\, b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 391 = 255.4$ KN

Φ V_c= 0.75*255.4 =191.55 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*800*391*10^{-3} = 78.2 KN – **Control**

Φ Vsmin ≥0.75 $(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 800 * 391*10^{-3} = 71.83 KN

Φ (Vc+Vs_{min}) = 269.75 KN

Φ (Vc+Vs_{min}) < Vu

Calculate $v_{s'}$

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\, b_w\, d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 391 = 518.638$ KN

$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

0.75(255.4 + 104.26) < 379.9 < 0.75(255.4 + 518.638)

269.745<379.9<580.528

Case 4 :

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 12

As =226 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{379.9}{0.75} - 255.4 = 251.13$ KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{226 * 420 * 391}{251.13 * 1000} = 147.78\, mm \qquad \boldsymbol{control}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{391}{2} = 195.5\, mm$$

$$or \qquad s_{max} \leq 600\, mm$$

Use 2 leg Φ 12 @125mm

3-V_u = 416.2 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\, b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 391 = 255.4$ KN

Φ V_c= 0.75*255.4 =191.55 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*800*391*10^{-3} = 78.2 KN – **Controls**

Φ Vsmin ≥0.75 $(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 800 * 391*10^{-3} = 71.83 KN

Φ (Vc+Vs_{min}) = 269.75 KN

Φ (Vc+Vs_{min}) < Vu

Calculate $v_{s'}$

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\, d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 391 = 518.638$ KN

$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

0.75(255.4 + 104.26) < 416.2 < 0.75(255.4 + 518.638)

269.745<416.2<580.528

Case 4 :

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 12

As =226 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{416.2}{0.75} - 255.4 = 299.53$ KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{226 * 420 * 391}{299.53 * 1000} = 123.9\, mm \qquad \boldsymbol{control}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{391}{2} = 195.5\, mm$$

$$or \qquad s_{max} \leq 600\, mm$$

Use 2 leg Φ 12 @120 mm

4-V_u = 313.2 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 391 = 255.4$ KN

Φ V_c= 0.75*255.4 =191.55 KN

Φ Vsmin≥ $0.75\,(\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75 * (\frac{1}{3}) * 800 * 391 * 10^{-3} = 78.2$ KN – **Controls**

Φ Vsmin ≥$0.75\,(\frac{\sqrt{fc'}}{16}) * bw * d = 0.75 * (\frac{\sqrt{24}}{16}) * 800 * 391 * 10^{-3} = 71.83$ KN

Φ ($Vc+Vs_{min}$) = 269.75 KN

Φ (Vc+Vs_{min}) < Vu

Calculate $v_{s'}$

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\, d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 391$ = 518.638 KN

$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

0.75(255.4 + 104.26) < 313.2 < 0.75(255.4 + 518.638)

269.745<313.2<580.528

Case 4 :

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 12

As =226 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{313.2}{0.75} - 255.4 = 162.2$ KN

$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{226 * 420 * 391}{162.2 * 1000} = 288.81\, mm$ ***control***

$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{391}{2} = 195.5\, mm$

$or \quad s_{max} \leq 600\, mm$

Use 2 leg Φ 12 @175 mm

5-V_u = 451.7 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 391 = 255.4$ KN

Φ V_c= 0.75*255.4 =191.55 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*800*391*10^{-3} = 78.2 KN – **Controls**

Φ Vsmin ≥0.75 $(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 800 * 391*10^{-3} = 71.83 KN

Φ (Vc+Vs_{min}) = 269.75 KN

Φ (Vc+Vs_{min}) < Vu

Calculate $v_{s'}$

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\, d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 391$ = 518.638 KN

$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

0.75(255.4 + 104.26) < 451.7 < 0.75(255.4 + 518.638)

269.745<451.7<580.528

Case 4 :

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 12

As =226 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{451.7}{0.75} - 255.4 = 346.86$ KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{226 * 420 * 391}{346.86 * 1000} = 106.99\ mm \qquad \boldsymbol{control}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{391}{2} = 195.5\ mm$$

$or \qquad s_{max} \leq 600\ mm$

Use 2 leg Φ 12 @100 mm

6-V_u = 128.4 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 391 = 255.4$ KN

Φ V_c= 0.75*255.4 =191.55 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d =0 .75* ($\frac{1}{3}$)*800*391*10^{-3} = 78.2 KN – **Controls**

Φ Vsmin ≥0.75 ($\frac{\sqrt{fc'}}{16}$) * bw * d = 0.75*($\frac{\sqrt{24}}{16}$) * 800 * 391*10^{-3} = 71.83 KN

Φ Vc > Vu > 0.5 Φ Vc

191.55 > 128.4 > 95.77

Case 2 :

minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8@150 mm , $A_v = 2 \times 50.24 = 100.5\ mm^2$

$Av_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3}\frac{b_w s}{fyt}$

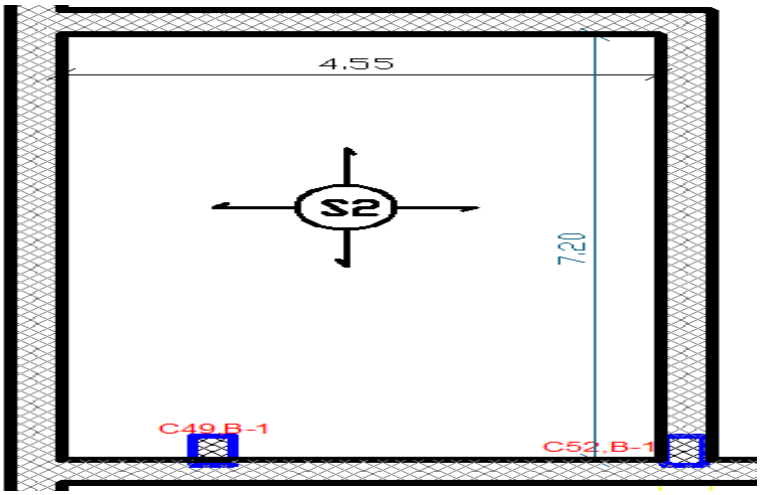
$Av_{min}=100.5 = \frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{800s}{420} \rightarrow s = 0.172m$

$100.5 = \frac{1}{3}\frac{800s}{420} \rightarrow s = 0.158\ m$

S max$\rightarrow \frac{d}{2} = 157mm - control$

S max $\rightarrow \leq$600mm

4. 7 Design of Two Way Solid Slab:



Fig(4-7):Plan Of Solid Slab

(4.12.2) Dead load calculations:

Table(4-4) calculation of the Dead load solid

Dead load from:	δ×γ	KN/m
Tiles	0.03×23×1	0.69
Mortar	0.03×22×1	0.66
Coarse sand	0.07×17×1	1.19
Slab	0.2×25×1	5
Plaster	0.02×22×1	0.44
Partitions	1.5*1	1.5
		9.48

Dead load =9.48 KN/m^2.

Live load = 4 KN/m^2.

WuD = 1.2*Dead load = 1.2*9.48 = 11.38 KN/m^2.

WuL = 1.6*live load = 1.6*4 =6.4 KN/m^2.

Wu = 11.03+6.4 = 17.8 KN/m^2

(4.12.3) Shear Design :

l_a/l_b = 0.63

W_b = 0.28

Wa = 0.72

The total load on the panel being (7.2*4.55*17.43) = 571.01 KN

The load at face of the long beam is (0.72×571.1/(2*7.2))=28.55 KN

Assume the Φ 16

d=200-20-12\2=174mm

V_c =(√24 *1000*174*10^-3)\6 =145KN

ø$V_{c = 0.75}$ × 145= 108.75 KN

V_u< ø V_c.

The thickness of the slab is adequate enough

(4.12.4) Flexural Design:

(l_a/l_b=0.632)

Positive moments :

Cda=0.068

Cla=0.073

Cdb=0.0132

Clb=0.0127

$M_{a+ve,Dl}$ = C_a*W* L_a^2 =0.068*11.38*4.55 ^{2}= 16.05 KN.m\m

$M_{a+ve,L}$ = C_a*W* L_a^2 =0.073*6.4*4.55 ^{2}= 9.67KN.m\m

M_{a+ve} = $M_{a+ve,L}$ + $M_{a+ve,D}$ = 25.8KN.m\m

$M_{b+ve,D}$ = C_b*W* L_b^2 = 0.0132*11.38*7.2 ^{2} = 7.78 KN.m\m

$M_{b+ve,L}$ = C_b*W* L_b^2*b = 0.0127*6.4*7.2 ^{2} = 4.21KN.m\m

M_{b+ve} = $M_{b+ve,L}$ + $M_{b+ve,D}$ = 12 KN.m/m

(4.12.5) Positive Moment:

***Mu,b = 25.8KN.m/m**

Assume the d_{Bar} =14 mm

d = h- cover - (d_{Bar}\2) = 200-20-7 = 173mm

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{25.8*10^6 / 0.9}{1000*173^2} = .958MPa \ .$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{17.64}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*17.64*1.25}{420}}\right) = 0.002234$$

As_{req} = 0.00229*1000*173 =404.33mm^2/m

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360mm2 / m$

As = 404.33 mm2 ≥ $As_{\min}$ = 360mm2/m

Use 4Φ 12with As = 452.4mm^2/m

***Mua = 12 KN.m/m**

Assume the d_{Bar} =12 mm

d =h- cover - (d_{Bar}\2) = 200-20-6 = 174mm

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{12\times10^6}{0.9\times1000\times174^2} = 0.4403\ Mpa$

$$m = \frac{fy}{0.85\times fc'} = \frac{420}{0.4403\times 24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.4403}{420}}\right) = 0.00105$$

As_{req} = 0.002 *1000*174 = 183mm^2/m

$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*200 = 360mm2/m$

As = 183mm2 < $As_{\min}$ = 360mm2/m

As = 360mm2/m

Use 4 Φ 12 As = 452.38 mm^2/m

(4.12.5) Negative Moment:

***Mu,a = 26.05 KN.m/m**

Assume the d_{Bar} =14 mm

d =h- cover - (d_{Bar}\2) =200-20-7=173mm

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{26.05\times10^6}{0.9\times1000\times173^2} = 0.97\ Mpa$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.97}{420}}\right) = 0.00237$$

$As_{req} = 0.00224 * 1000 * 173 = 409.6 mm^2/m$

$As_{min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 mm2 / m$

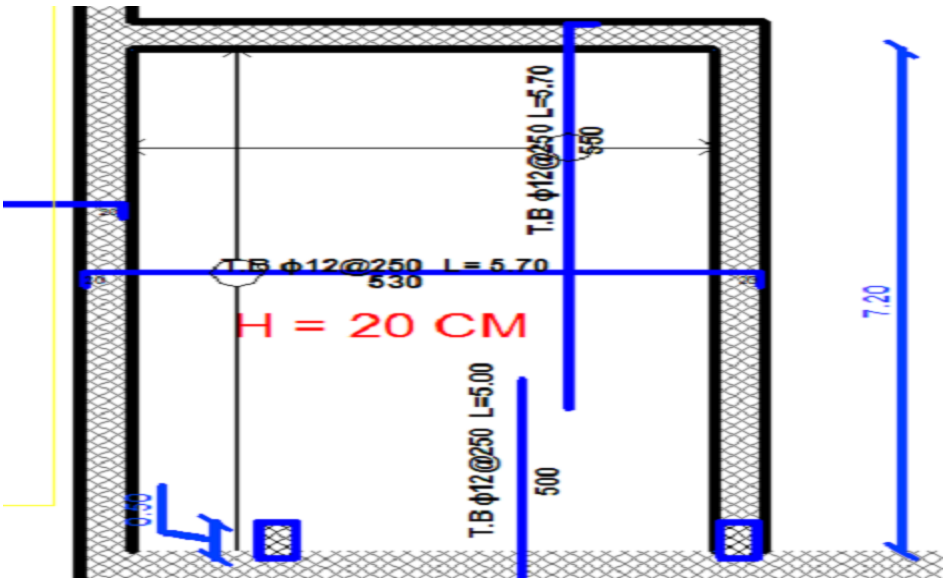
$As = 409.5 mm2 \geq As_{min} = 360 mm2/m$

Use4 Φ 12 As = 452.4mm^2/m

Note: other moments requires areinforcement less than minimum, Use Φ 8 \ 12.5cm with As=400 mm^2/m

Check the max spacing:

1. **3h=3*20=60**
2. **450mm**
3. **S=380*(280/FS)-2.5Cc=330….Control.**



Fig(4-8) : Reinforcement of solid slab

4.8 Design of two way ribbed slab (R5)

4.8.1 Minimum thickness for Waffle (R2) slab h= 35 cm:

Check for the minimum thickness of the slab:

-All Exterior and interior beams have a rectangular section of 60 cm width and 60 cm depth:

$$I_b = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.8 * 0.35^3}{12} = 28.58 * 10^{-4}\, m^4$$

The moment of inertia for the ribbed slab:

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

$$I_{rib} = 52 * \frac{11.66^3}{3} - 40 * \frac{3.66^3}{3} + 12 * \frac{23.33^3}{3} = 77616.86 cm^4$$

$Short\ direction\ l = 10.6\, m = 1060\, cm$

$Long\ direction\ l = 10.63\, m = 1063 cm$

$$I_{s1} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + bw)}{b_f} = \frac{77616.86 * 610}{52} = 910505.47$$

$$I_{s2} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + bw)}{b_f} = \frac{77616.86 * 611.5}{52} = 912744.42$$

$$I_{s3} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + bw)}{b_f} = \frac{77616.86 * 1140}{52} = 1701600.392$$

$$I_{s4} = \frac{I_{rib} * (\frac{l}{2} + bw)}{b_f} = \frac{77616.86 * 1143}{52} = 1706078.288$$

$$\alpha_{f1} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{285833.33}{910505.47} = 0.314$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{285833.33}{1706078.288} = 0.167$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{285833.33}{1701600.392} = 0.167$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{285833.3}{1706078.288} = 0.1675$$

$$\alpha_m = \frac{(3 * 0.1675 + 0.314)}{4} = 0.204 < 2.0$$

The minimum slab thickness will be:

$$h = \frac{L_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} = \frac{10.63 * (0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * \frac{10.63}{10.6} * (0.204 - 0.2)} = 0.3246\ m$$

$$h = 35\ cm > 32.46\ cm\ - OK$$

4.8.2 Load calculation for (R5):

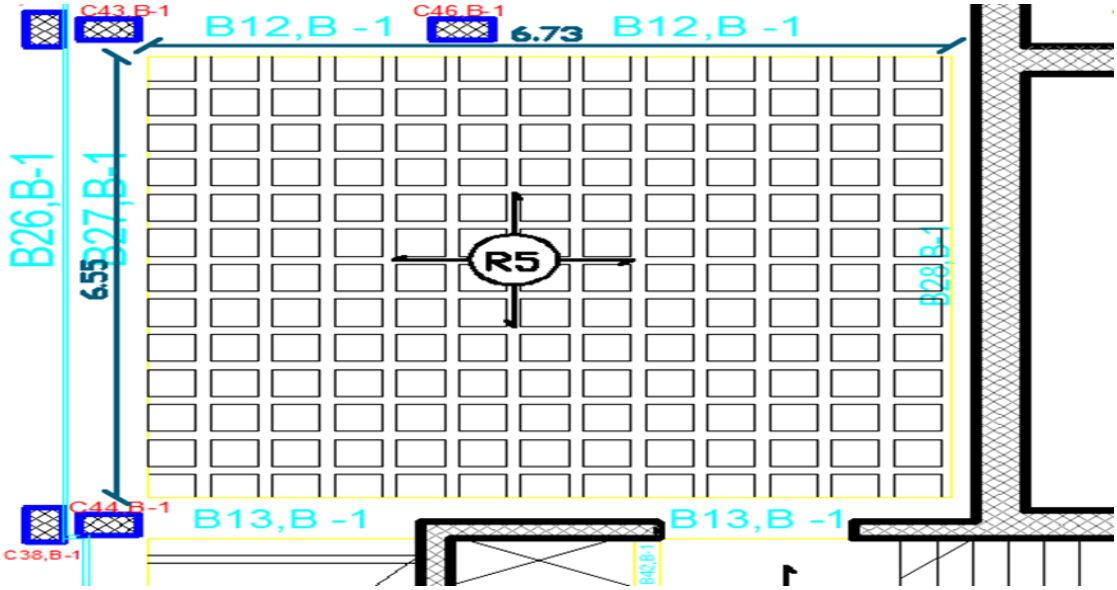


fig.(4.9): Two way Ribbed slab.

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

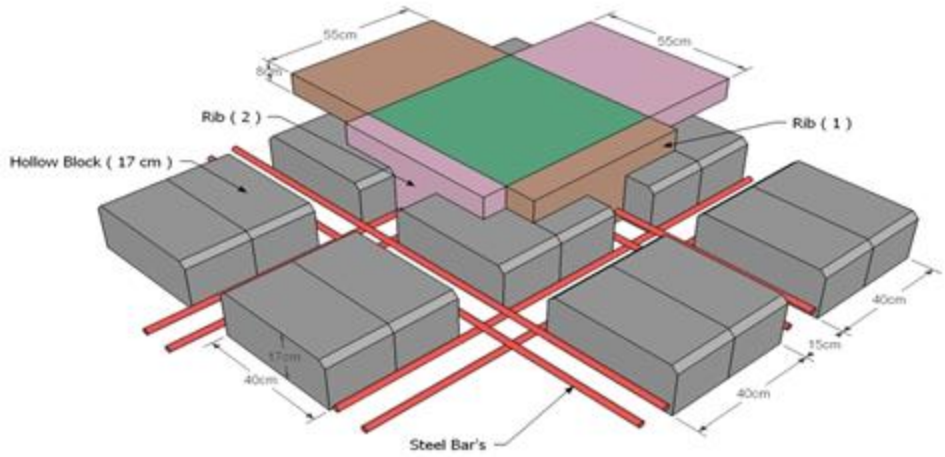


Fig.(4.10): Two way ribbed slab

Table (4-3) Calculation of the total dead load for two way rib slab (25). **Table (4**

No.	Material	Quality Density KN/m^3	Calculation
1	**Topping**	25	0.52×0.52×0.08×25 = 0.54
2	**Rib**	25	(0.4+0.52)0.27×0.12×25 = 0.745
3	**Sand**	16	0.52×0.52×0.07×17= 0.322
4	**Mortar**	22	0.52×0.52×0.02×22 =0.119
5	**Tile**	22	0.52×0.52×0.03×23 =0.1866
6	**Plaster**	22	0.52×0.52×0.02×22 =0.119
7	**Block**	9	0.4×0.4×0.27×9 = 0.388
8	**Partitio**	1.5	1.5×0.52*.52 = 0.41
		∑ =	2.8267 KN/unit

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{2.8267}{0.52 * 0.52} = 10.45 KN/m^2$$

$$w_D = 1.2 * 10.45 = 12.54 KN/m^2$$

$$LL = 4\ KN/m^2$$

$$w_L = 1.6 * 4 = 6.4\ KN/m^2$$

$$w = 12.54 + 6.4 = 18.85\ KN/m^2$$

4.8.3 Moments calculations:

Ratio = 6.55/6.73 = 0.973

$$Ma = Ca\ wla^2bf \quad and \quad Mb = Cb\ wlb^2bf$$

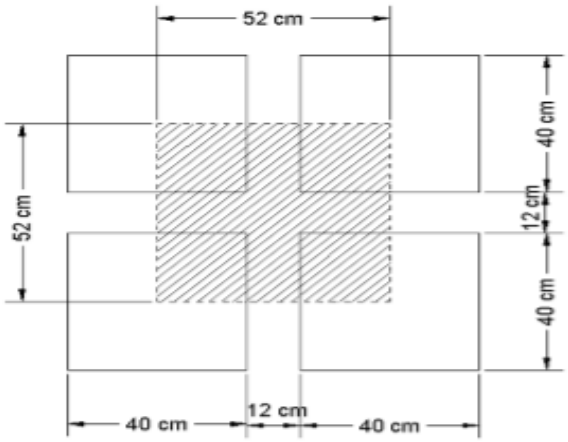


Fig.(4.11): Two way ribbed slab

***Negative moment**

$C_{a,neg} = 0.075$

$\mathrm{M_{a,neg}} = (0.075 * 18.83 * 6.55^2) * 0.52 = 31.5\ \mathrm{KN.m}$

***Positive moment**

$C_{aD,pos} = 0.0345$

$C_{bD,pos} = 0.0255$

$C_{aL,pos} = 0.0365$

$C_{bL,pos} = 0.0305$

$\boldsymbol{M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.0345 * 12.54 * 6.55^2 + 0.0365 * 6.4 * 6.55^2) * 0.52 = 14.86\ KN.m}$

$\boldsymbol{M_{b,pos,(dl+ll)} = (0.0255 * 12.54 * 6.73^2 + 0.0305 * 6.4 * 6.73^2) * 0.52 = 12.13\ KN.m}$

Design of positive moment

*Short direction ($Mu = 14.86\ KN.m$)

bf = 520 mm

Assume bar diameter $\phi 14$ for main positive reinforcement.

$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 313\ mm.$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{14.86 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 313^2} = 1.4\ MPa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.4}{420}}\right) = 0.00345$

$As = \rho.b.d = 0.00345 \times 120 \times 313 = 129.8\ mm^2$

$Check\ for\ As, min..$

$As, min = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$

$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 313 = 109.53\ mm^2$

$$As,min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 313 = 125.2\, mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control.}$$

$As,required = 129.6\, mm^2 > As,min = 125.2\, mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø12, with As = 227 $\boldsymbol{mm^2} > \boldsymbol{As,required} = \boldsymbol{129.9\, mm^2}$

Check for strain: ($\boldsymbol{\varepsilon_s \geq 0.005}$)

Tension = Compression

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

$$227 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 37.388\, mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = = \frac{52.48}{0.85} = 43.98mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{313-43.98}{43.98}\right) = 0.018 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \ldots OK.$$

Long direction ($\boldsymbol{Mu = 12.1\, KN.m}$) -

$$\boldsymbol{bf = 520\, mm}$$

Assume bar diameter ϕ12 for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 313\, mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{12.1 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 313^2} = 1.14\, MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.14}{420}}\right) = 0.00279$$

$$As = \rho.b.d = 0.00248 \times 120 \times 313 = 104.968\, mm^2$$

- $Check\ for\ As,min$

..

$$As,min\ = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w * d$$

$$As,min\ = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 313 = 109.53\ mm^2$$

$$As,min\ = \frac{1.4}{420} * 120 \times 310 = 125.2\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control.}$$

$$As,\min = 125.2\ mm^2 \quad > As,required\ = 104.83\ mm^2\ \text{..ok}$$

Use 2Ø12, with As = 227 mm^2 > $Asmin\ = 125.2\ mm^2$

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

Tension = Compression

$$As\ *\ fy\ =\ 0.85\ *\ f'_c\ *\ b\ *\ a$$

$$227 * 420\ =\ 0.85\ * 24\ *\ 120 * a$$

$$a\ = 38.9\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1}\ =\ \frac{38.9}{0.85} = 45.82\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * (\frac{d-x}{x})$$

$$= 0.003 * \left(\frac{313-45.82}{45.82}\right) = 0.017\ > 0.005\ \ \therefore \phi\ = 0.9\ \ldots\ OK.$$

Design of negative moment ($Mu = 31.5\ KN.m$)

$$bf = 520\ mm$$

Assume bar diameter ϕ14 for main positive reinforcement.

$$d\ = h -\ cover\ -\ d.stirrups\ -\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{16}{2} = 312\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{31.5 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 312^2} = 3MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.59\times 3}{420}}\right) = 0.00776$$

$$As = \rho.b.d = 0.00773 \times 120 \times 312 = 273.3\, mm^2$$

$$heck\ for\ As, min..$$

$$As, min = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{25}}{420}\ 120 \times 312 = 111.43\, mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 312 = 125\, mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

$$As, required = 273.3\, mm^2 \quad > As, min = 125.2\, mm^2 \ldots OK$$

Use 2Ø18, with As = 508.9 mm^2 > $As, required = 273.3\, mm^2$

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

Tension = Compression

$$As * fy = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$402.1 * 420 = 0.85 * 25 * 120 * a$$

$$a = 66.22\, mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = = \frac{52.48}{0.85} = 78\, mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003 * \left(\frac{312-78}{78}\right) = 0.009 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \ \ldots\ OK.$$

Check shear strength: 4.8.4

$$W_a = 0.73$$

$$W_b = 0.27$$

Short direction

$$Au_a = 18.83 * 6.55 * 6.73 * 0.75 * 0.5 * \frac{0.52}{6.73} = 24.1\ KN$$

$$Vu = Au_a - W * 0.52 * Wa = 24.1 - 18.83 * 0.52 * 0.73 = 17\ KN$$

$$\emptyset * V_c = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = 1.1 * \frac{0.75}{6} * \sqrt{25} * 120 * 313 = 25.82\ KN$$

$$Case\ 1$$

$$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$$

$$V_u = 17.KN > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 13.KN \ \ldots\ \boldsymbol{Not\ OK}$$

$$Case\ 2$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$$

$$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 13.KN < V_u = 17.\ KN < \phi * V_c = 25.82\ KN - \boldsymbol{OK}$$

provide minimum shear reinforcement

$Vs_{min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * bw * d = \frac{1}{16} * \sqrt{25} * 120 * 313 * 10^{-3} = 11.73$ KN.

$\phi Vs\ min = 8.8$

$\leq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 0.12 * 0.313 * 10^3 = 12.52$ KN

$\phi Vs,min = 8.8$…….. control

$\phi Vc = 25.82$ KN $<$ Vu = 17 KN $\leq \phi(Vc+Vs_{min}) = 25.8$ KN …… satisfy

∴Case (3) is satisfy shear reinforcement is required.

Use 2 Legϕ8 for stirrups with Av = 100.53mm2

$$Vsmin = \frac{\phi Vsmin}{\phi} = \frac{8.8}{0.75} = 11.73$$

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vsmin} = \frac{100.53 * 420 * 313}{11.73} * 10^{-3} = 1126.6Vmm$$

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{313}{2} = 157$ mm. $\leq$ 600 mm.

Select 2 leg ϕ8 @ 15cm

4-9 Design of Stair

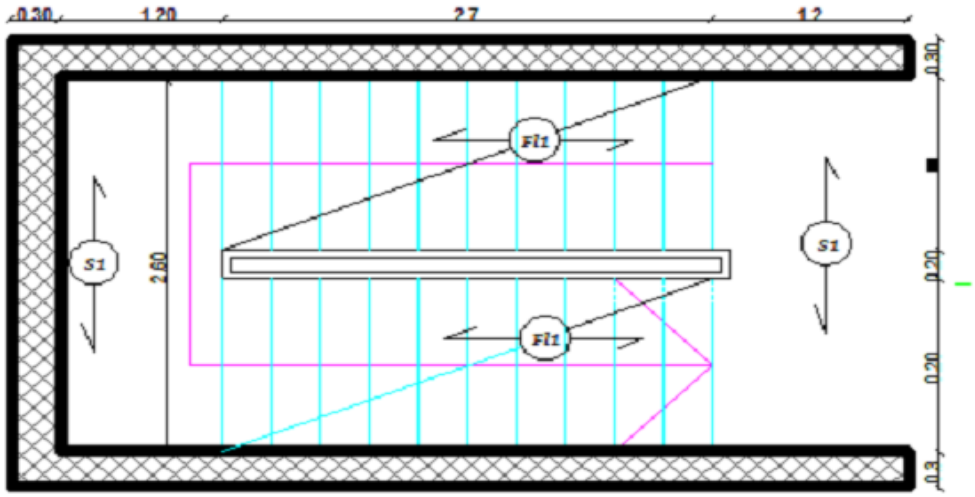


Fig 4.12: Stair Plan.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

1- Design of Flight :-

✓ Determination of Thickness:-

h_{min} = L/20

h_{min} = 520/20 = 26 cm

Take h = 30 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(17/30) = 28.07^{o}$

✓ Load Calculation:-

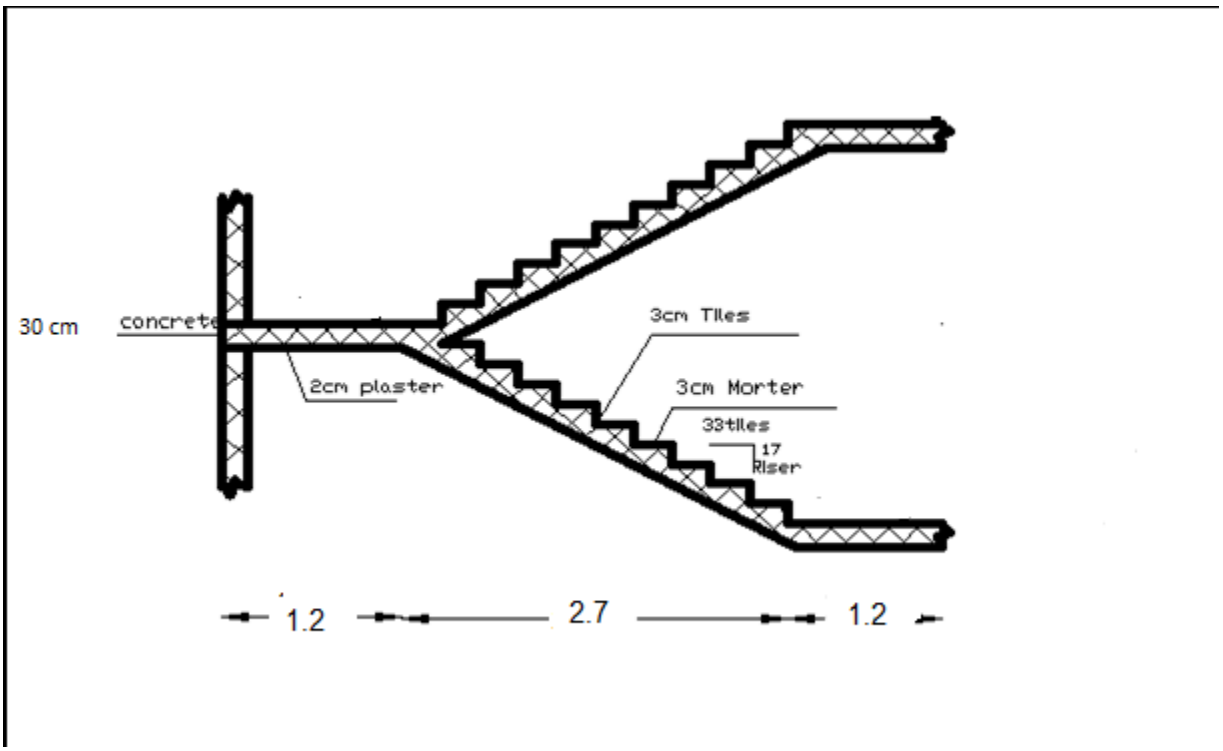


Fig 4.13: Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*(0.35+0.16)/0.3) = 1.173 KN/m	
2	Mortar	22*0.03*1*(0.3+0.16)/0.3) = 1.012 KN/m	
3	Stair	25/0.3*(0.3*0.16/2)*1 = 2 KN/m	
4	R.C	25*0.3*1 / cos 28.07 = 8.5 KN/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos 20.07 = 0.499 KN/m	
		Sum	13.184 KN/m

Table (4.5): Dead Load Calculation of Flight.

Live Load For Landing For 1m Strip = 4*1 = 4 KN/m

Factored Load For Flight :-

W_U = 1.2 ×13.184+ 1.6×4 =22.22KN/m

✓ System of Flight:-

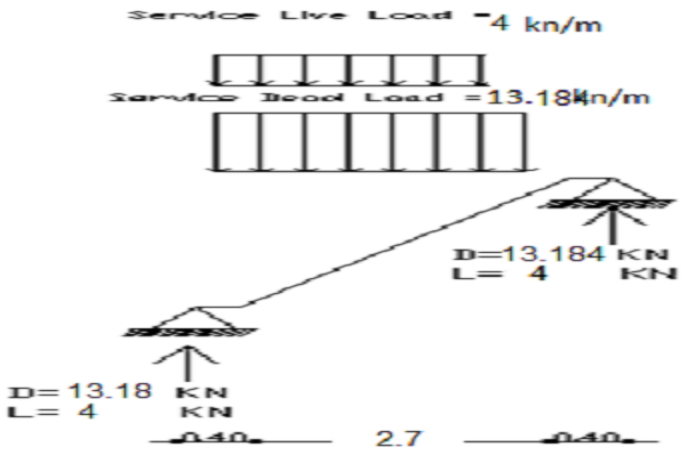
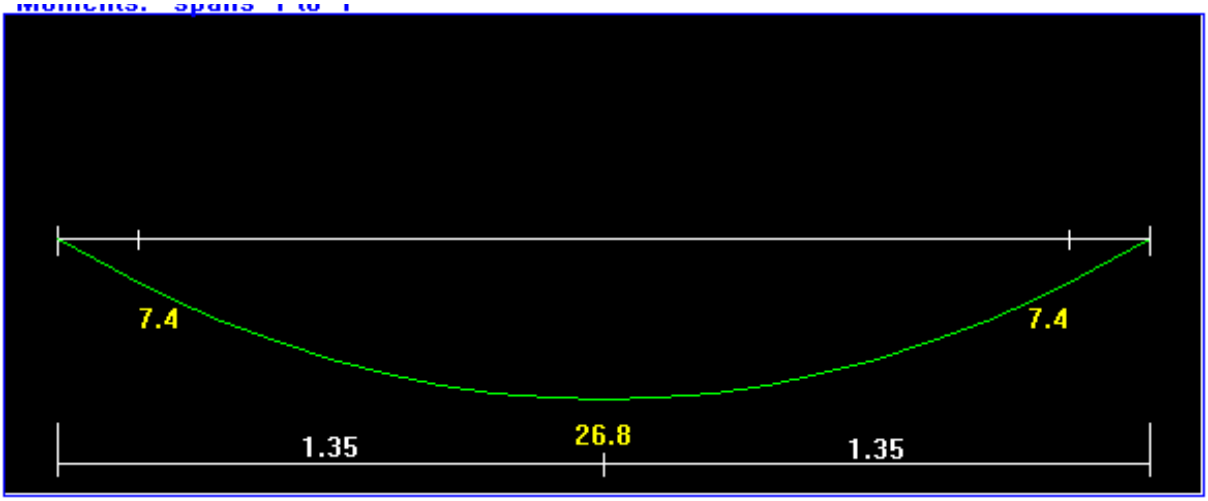


Fig 4.14: Statically System and Loads Distribution of Flight.



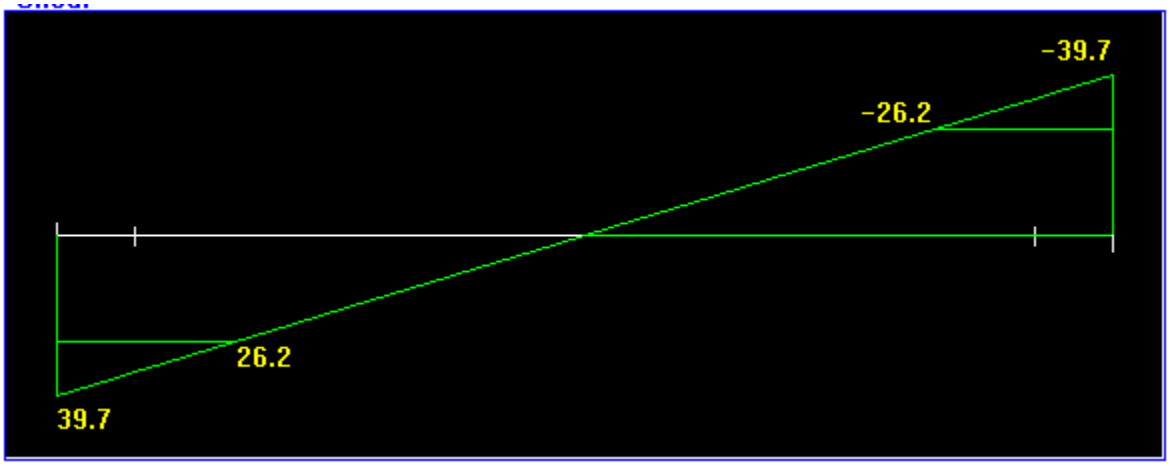


Fig 4.15: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight

1- Design of Shear for Flight :- (Vu=42.5 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 274\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 274 = 224$KN

$\Phi V_c = 0.75*224 = 167.7$ KN > Vu = 28 KN…… **No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=27KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{27\times10^6}{0.9\times1000\times274^2} = .399\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.65}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times.399}{420}}\right) = 0.0012$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00123×1000×274 = 262.9 mm^2

$A_{s,min}$= 0.0018*1000*300 = 540 mm^2

As=540 mm^2…… **is ok**

Use 12 @ 150mm , $A_{s,provided}$= 678.558mm^2>$A_{s,required}$= 540mm^2… Ok

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

S = 450 mm

S = 450 mm **…… is control**

Use ø14 @ 150mm ,

Check for strain:-

a = $\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{678.5\times420}{0.85\times1000\times24} = 14\ mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{14}{0.85} = 16.5mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{274-16.5}{16.5}\right) = 0.0468 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

3- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*300 = 540mm^2

Use ø10@ 150mm , $A_{s,provided}$= 5.65mm^2>$A_{s,required}$= 540mm^2… Ok

Table (4.6): Dead Load Calculation of Landing.

No.	Parts of Landing	Calculation
1	Tiles	22*0.03*1= 0.66 KN/m
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66 KN/m
4	R.C	25*0.3*1= 7.5KN/m
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44 KN/m
	Sum	9.3KN/m

2- Design of Landing :- (For First One Meter)

Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.1/20 = 15.5$ cm

Take h = 30 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For Landing For 1m Strip:-
Live Load For Landing For 1m Strip = 4*1 =4 KN/m

Reaction From Flight:-

DL =29.63 KN/m
LL = 11 KN/m

Total Dead Load = 9.3 + 29.63 = 38.93 KN/m

Total Live Load =4 + 11 = 15 KN/m

Factored Load For Landing :-

W_U = 1.2 ×38.93+ 1.6×15=69.6KN/m

- ✓ **System of Landing:-**

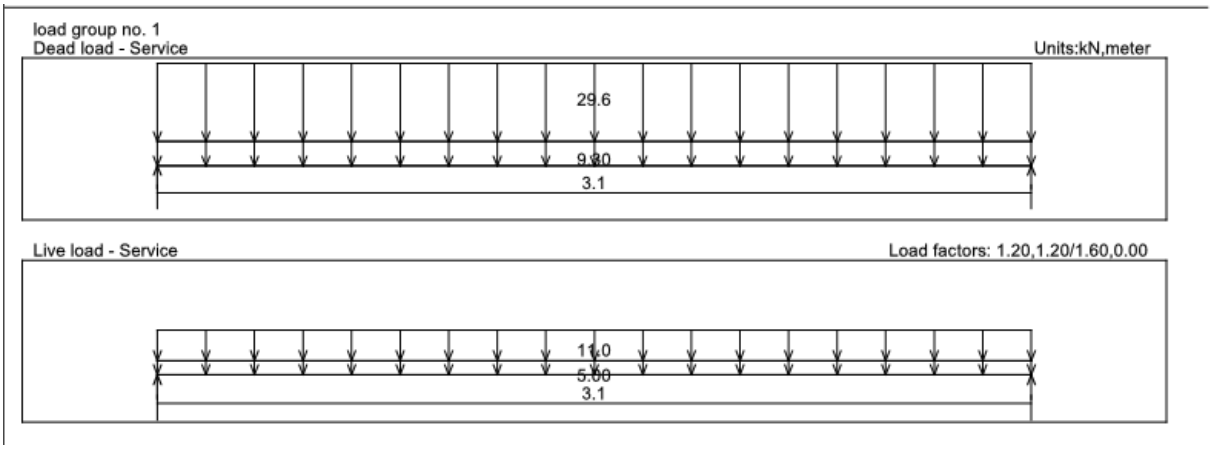


Fig 4.16: Statically System and Loads Distribution At First 1m 0f Landing

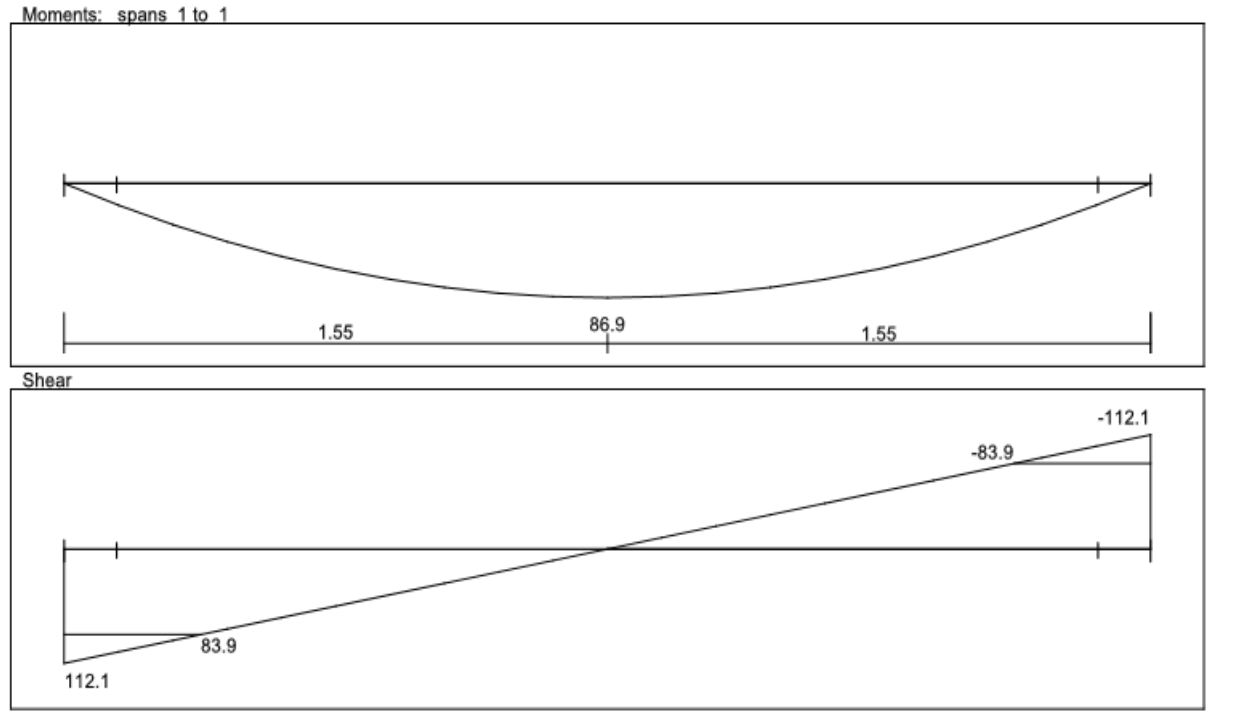


Fig 4.17: Shear and Moment Envelope Diagram At First 1m of Landing.

1- Design of Shear:- (Vu=83.9 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 274\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 1000 * 274 = 242$ KN

Φ* V_c = 0.75* 242 = 181.5 KN > Vu = 83.9 KN**….. No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment :- (Mu=86.9 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d = h- cover $-\frac{d_b}{2} = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 274\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{83.9\times10^6}{0.9\times1000\times274^2} = 1.242\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.59\times1.242}{420}}\right) = 0.003039$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.003039×1000×274 = 832.58 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*1000*300 = 540 mm^2

$A_{s,req}$ = 832.58 mm^2

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

S = 450 mm**…… is control**

Use ø12@ 125mm , $A_{s,provided}$= 904.8 mm^2>$A_{s,required}$= 832.58 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{855.5\times420}{0.85\times1000\times28} = 15.1\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.1}{0.85} = 17.765mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{274-17.76}{17.76}\right) = 0.0433 > 0.005 \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

1- Lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

$A_{s,req} = A_{s,min}$ =0.0018*1000*300= 540mm^2

Use ø10@ 150 mm , $A_{s,provided}$= 549.7 mm^2>$A_{s,required}$= 540mm^2… Ok

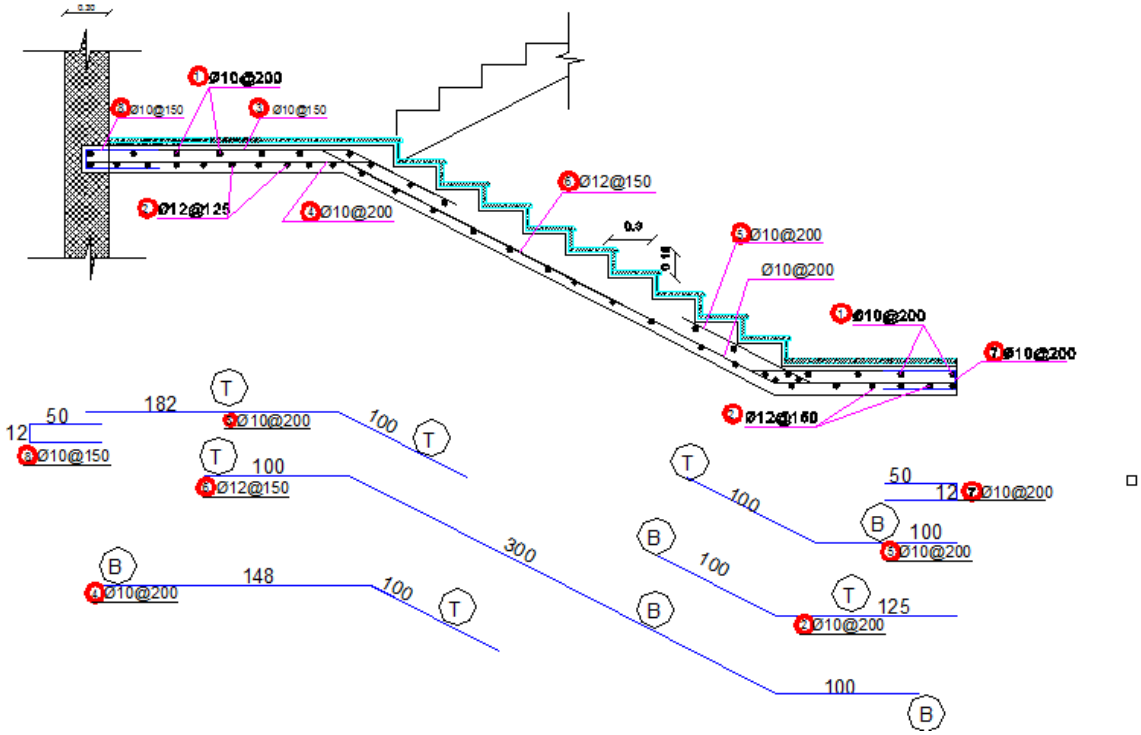


Fig 4.18: Stair Reinforcement

4.10 Design of Column

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ **Load Calculation:- (From Column Group H)**

Service Load:-

Dead Load = 2146 KN
Live Load = 225 KN

Factored Load:-

$P_U = 1.2 \times 2146 + 1.6 \times 225 = 3703$ KN

✓ Dimensions of Column:-

$Assume \rho g = 0.01$

$\phi * Pn = 0.65 \text{ x } 0.8 \times Ag \{0.85\ fc'(1-\rho g) + \rho g * Fy\}$

$3707 * 1000 = 0.65 \text{ x } 0.8 \times Ag \{0.85 * 28 (1-0.01) + 0.01 * 420\}$

Ag= 248784.315 mm2

Assume square colum with a=500 mm

✓ Check Slenderness Parameter:-

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h ……For rectangular section

Lu = 4.1m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

about X-axis (b= 0.7m)

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

$$\frac{1 \times 3.2}{0.3 \times 0.5} = 21.33 < 22$$

Column Is Short About X-axis and y- axis

$$3707*1000 = 0.65 \text{ x } 0.8\times 500*500\{0.85*28(250000-As)+As*420\}$$

$As=2120mm^2$

$AS_{min} = 0.01*500*500=2500\ mm^2$

$AS_{min} \geq AS_{req}$ so use As = 2500 mm^2

Use 8 Φ 20 with As= 2513 mm²

✓ **Design of the Stirrups:-**

Use Φ 10 for ties

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :-

$$spacing \leq 16\times d_b = 16\times 20.0 = 32.0\ cm$$
$$spacing \leq 48\times d_s = 48\times 1.0 = 48\ cm$$
$$spacing \leq least\ \text{dim} = 50\ cm$$

$Use\ \phi 10@20\ cm$

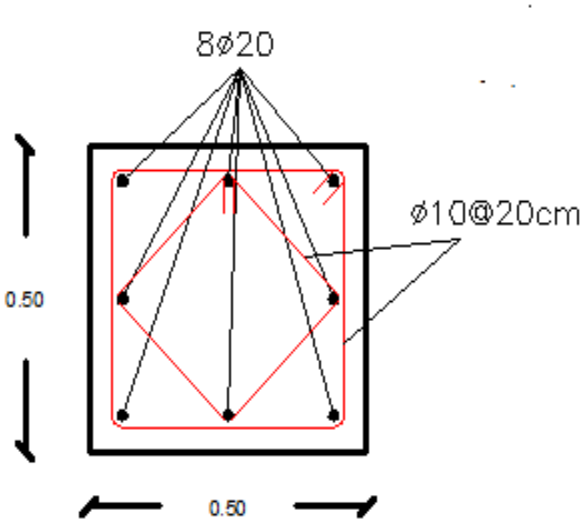


Fig 4.19: Column Reinforcement

4.12 Design of Footing

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' =28 /mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From foundation cat2)

Dead Load = 1180KN, Live Load = 177 KN

Total services load = 1180+ 177 = 1357 KN

Total Factored load = 1.2*1180+ 1.6*177= 1699.2 KN

Column Dimensions (a*b) = 30*50 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 500 KN/m2

Assume h = 55cm

$q_{net-allow}$ = 400 – 18 = 382.3kn/m2

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{1357}{382.} = 3.55m^2$$

Assume Square Footing

B required = 1.9 m

✓ Bearing Pressure :-

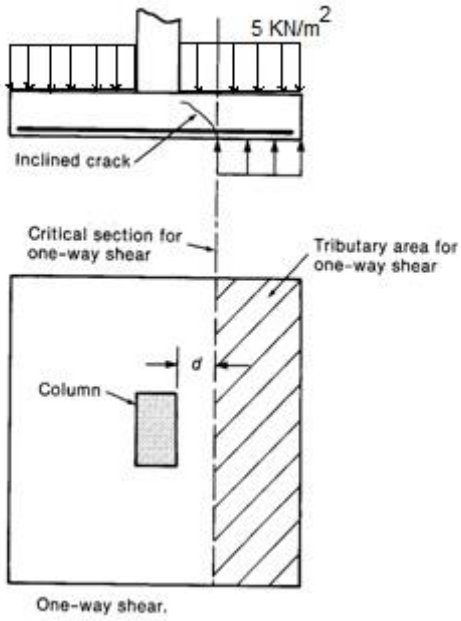
q_u = 1699.2/1.9*1.9= 470.7 Kn/m^2

✓ Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-

Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h =55cm , bar diameter ø 20 for main reinforcement and 7.5 cm Cover



d = 550 – 75 – 20 = 455 mm

$Vu = q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d\right) * L$

$Vu = 470.7 * \left(\frac{1.9-.3}{2} - 0.455\right) * 1.9 = 308.54Kn$

$$\phi.Vc = \phi.\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d$$

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 1900 * 455 = 571.81Kn$$

$$\phi.Vc = 571.81KN > Vu = 308.54Kn$$

$\therefore$ *Safe*

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$Vu = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * area\ of\ critical\ section$$

$$Vu = 470.7 - 1.9 * 1.9 - \left[(0.5 + 0.455) * (0.3 + 0.455)\right] = 1359.84Kn$$

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{30} = 1.67$$

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

$$b_o = 2*(.455+.5)+2*(.455+.3) = 3.42m$$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.67}\right)*\sqrt{24}*3420*455 = 2094.125Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*455}{3420}+2\right)*\sqrt{24}*3420*455 = 3488.44Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{28}*3744*511 = 1905.825Kn$$

ΦVc =1905.825 Kn>Vu=1359.84Kn ….safe .

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

Mu =470.7*1.9**.8*.8/2=286.2KN

$$R_n = \frac{M_u}{\phi bd^2} = \frac{286.2\times10^6}{0.9\times1900\times455^2} = .808\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.65\times1.147}{420}}\right) = .000196$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00196×1900×455 =1697.44 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*1900*550= 1881 mm^2

$A_{s,req}$ = 1881 mm^2

Use 13ø14 in Both Direction, $A_{s,provided}$ = 2001.2mm^2>$A_{s,required}$ = 1881 mm^2… Ok

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*55 = 165cm

S = 380*$\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right)$ – 2.5*75 = 192.5 cm

S = 450 cm **…… is control**

Use 13ø14 in Both Direction, $A_{s,provided}$ = 2001.2mm^2>$A_{s,required}$ = 1881 mm^2… Ok

Check for strain:-

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2001.2\times420}{0.85\times1900\times24} = 21.68mm$

c = $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.68}{0.85} = 25.51\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{511-30.58}{30.58}\right) = 0..05 > 0.005\ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

Critical Section at the Face of Column

Mu =470.7*1.9**0.7*0.7/2=219.11KN

R_n= $\frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{219.11\times10^6}{0.9\times1900\times455^2} = .6189\ Mpa$

m= $\frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.59$

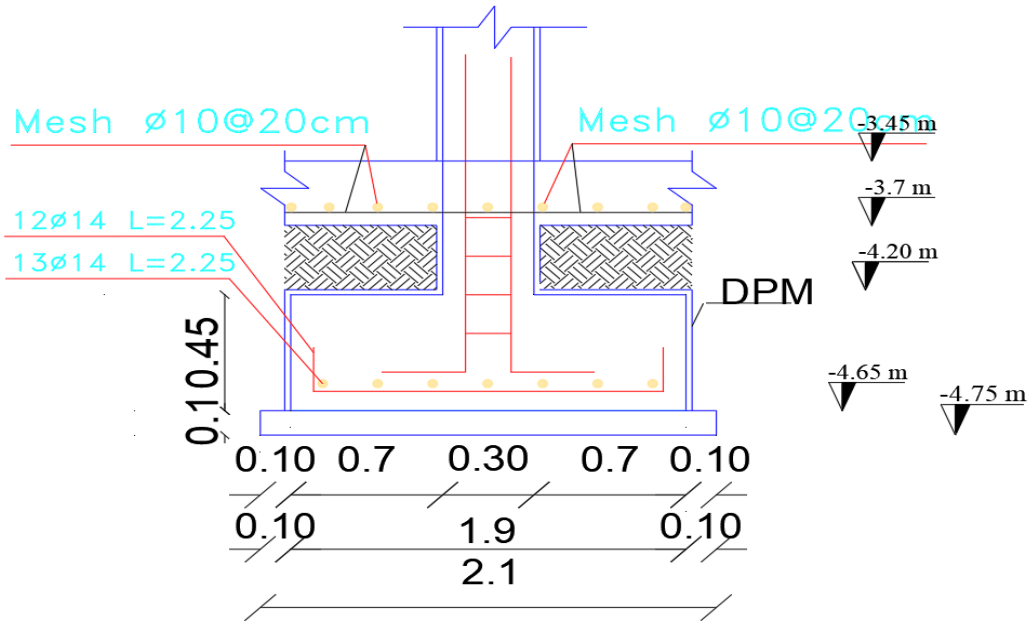
ρ= $\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.59\times.6189}{420}}\right) = .000149$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00196×1900×455 =1293.83 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*1900*550= 1881 mm^2

$A_{s,req}$ = 1881 mm^2

Use 13ø14 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 2001.2mm^2>$A_{s,required}$= 1881 mm^2… Ok



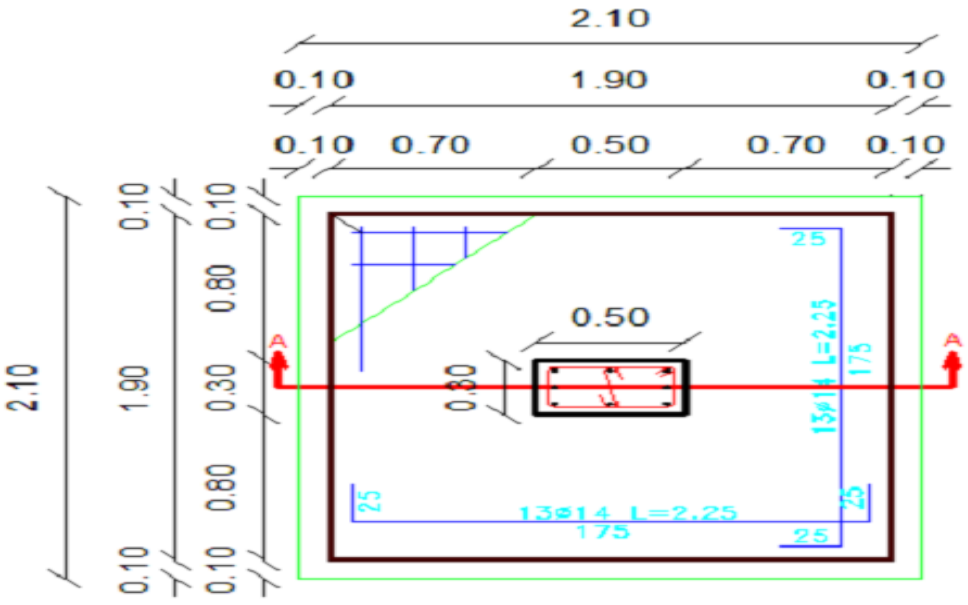


Fig 4.20 :Foot Reinforcement Details.

4.13 Design of Basement Wall:

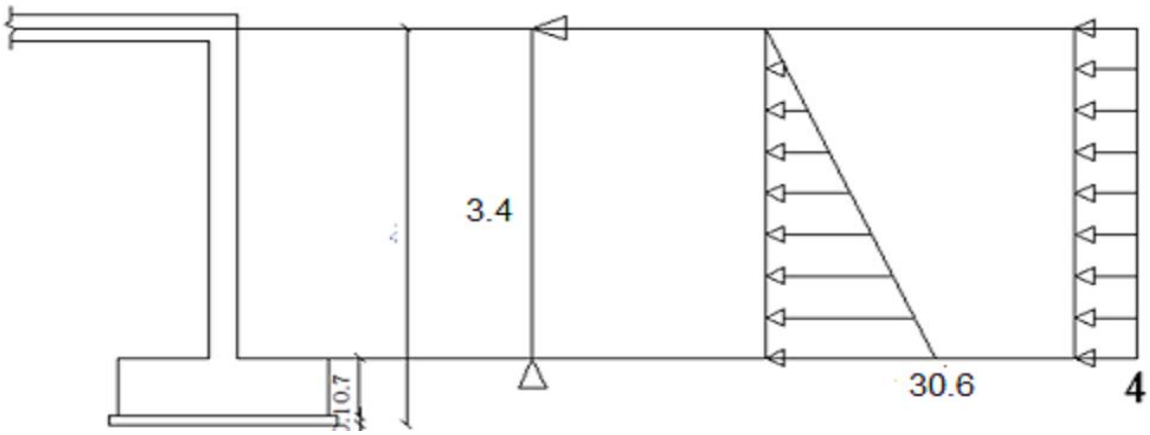


Figure (4-21): Geometry of basement.

Fc' = 24Mpa Fy = 420 Mpa
$\emptyset = 30°$ $\gamma = 18.00 KN/m^3$

$Ko = 1 - \sin \emptyset$
$= 1 - \sin 30$
$= 0.50$

4.11.1 Load on basement wall:

For 1m length of wall:
* **Weight of backfill:**

$q1 = Ko * \gamma * h$
= 0.50*18.0*3.4 =30.6 KN/m
$q_{1\ (Factored)}$ = 1.6 *30.6 = 48.96 KN/m

*** Load from live load (CAR) :**
LL=2.5 KN/m2
$q2 = Ko * LL$
= 0.50 * 2.5 =1.25 KN/m

$q_{2\ (Factored)}$ = 1.6 *1.25 =2.0 KN/m

4.11.2 Design of the shear force:

Assume h = 300 mm,

$d = 300 - 20 - 16 = 268$ mm

Vmax = 47.7 KN

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{24} * 1000 * 264}{6} = 161.66 KN$$

$Vu < \phi Vc$

No shear Reinforcement is required.

4.11.3 Design of bending moment:

Mu max =49.9 KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{49.9}{0.9} = 55.44\ KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{55.44 * 10^6}{1000 * 264^2} = 0.772\ Mpa$$

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

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

$$= \frac{1}{17.65} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.0468 * 17.65}{420}}\right)$$

$$= 0.00187$$

$$Asreq = \rho * b * d = 2.55 * 10^{-3} * 1000 * 266 = \mathbf{502.3 mm/m}$$

Amin $> Areq$

Select 4Ø16 Vertical reinforcement at compression face

A $Check\ for\ As,min$

$$As,min\ = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w * d$$

$$As,min\ = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 1000 \times 266 = 772.6\ mm^2$$

$$As,min\ = \frac{1.4}{420} * 120 \times 310 = 886.6\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

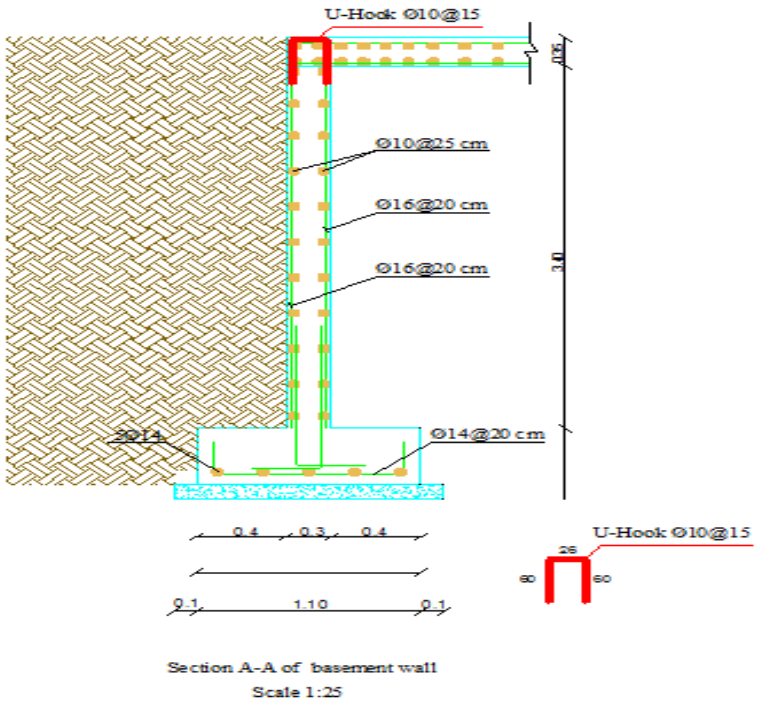
Amin $> Areq$

Select 5Ø16Vertical reinforcement at compression face:

4.10.4 Design of the horizontal reinforcement:

$$\text{Asmin}\ = 0.0012 * \text{b} * \text{h} = 0.002 * 1000 * 300 = 360\text{cm}^2/\text{m}$$

SelectØ10@20cm/m, in two layer.



Section A-A of basement wall
Scale 1:25

4.14 Design of shear wal

❖ Material and Sections:- (From Shear Wall 2)

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 25 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 6 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 29.5 m

✓ Design of Horizontal Reinforcement:-

$\sum Fx = Vu = 3850.8 \ KN$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2}=\frac{29.5}{2}=3m$$
$$\frac{hw}{2}=\frac{29.5}{2}=14.75m$$
$$storyheigh(Hw)=29.5m.....Control$$

$$d=0.8\times Lw=0.8\times 6=4.8m$$

$$\emptyset V_{nmax}=\emptyset\frac{5}{6}\sqrt{f_c'}hd$$
$$=0.75*0.83*\sqrt{28}*250*4800\ =3952.8\,KN>V_u\ =3850.8KN$$

$V_c$is the smallest of :

$$1-\ V_c=\tfrac{1}{6}\sqrt{f_c'}hd=\tfrac{1}{6}\sqrt{28}*250*4800=1058.3\ \text{…….. Control}$$
$$2-\ V_c=0.27\sqrt{f_c'}hd+\frac{N_u d}{4l_w}=0.27\sqrt{28}*250*4800+30.4=1617.9KN$$
$$3-\ V_c=\left[0.05\sqrt{f_c}+\frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'}+0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}}\right]hd=3239.41KN$$

$$\frac{6123.1-3637.3}{3.6}=\frac{M_u-3637.3}{3.6-2.75}\Longrightarrow M_u=4224.22KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}=\frac{32457.2*10\text{^}3}{3850.8}-\frac{6000}{2}=5428.69\,mm$$

Vc =1058.3KN
$\emptyset*vc+\emptyset vs=vu$
$\emptyset*vs$=vu-$\emptyset*vc$
Vs=vu/$\emptyset-vc$
Vs=3850.8/0.75-1164.2= -3723.33kn **No need reinforcement**

Minimum shear reinforcementis required:
Min(Avh/Sh)=0.0025*h
=0.0025*250=0.625

Select Ø10@200mm , two layers
Av,h=2*π*10^2/4=157 mm^2

157/Sh=0.625

Sh=157/0.625=251.2

Select Sh=200mm≤Smax=Lw/5=600/5=120 cm.

=3*h =3*25=75 cm.

✓ Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025\right)\right] * 250$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{29.5}{6}\right)\left(\frac{157}{200*250} - 0.0025\right)\right] * 250$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.736$$

Select Ø10 in Two Layer

$A_{vh} = \frac{2*\pi*10^2}{4}$ = 157 mm2

$$\frac{157}{S_v} = 0.621375$$

S_v= 252 mm

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{6000}{3}$ = 2000 mm

3*h = 3*250 = 750mm

450 mm ……. Control

Use ϕ14/200 mm for two layers

✓ Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{6000}{200}\right) * 2 * 79 = 4710\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4710}{6000 * 250}\right)\frac{420}{28} = 0.0471$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0471 + 0}{2 * 0.0471 + 0.85 * 0.85} = 0.0576$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{2l_w})\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 4710 * 420 * 6000(1 + 0)(1 - 0.0576/2)] = 5170.223\ KN$$
$$\geqq 32457.2 KN.m$$

Mub=Mu-ØMn=$32457.2 - 5170.223$= -69.83 KN.m

X≥ $\frac{lw}{600*\frac{\Delta h}{hw}}$=$\frac{6000}{600*.007}$=1428.57 mm

Lb≥ $\frac{X}{2} = 714\ mm$

Mub (moment carried by boundary steel)=27287 KN.m

Asb=Mn/{Fy*(Lw-Lb)}= $\frac{(27287*10\text{^}6)/0.9}{420*(6000-750)}$ = 1375 mm^2

select 8Ø 16 with As=1608 mm^2 for each boudary element

5

الفصـــــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 مقدمة .

2-5 النتائج.

3-5 التوصيات.

1-5 مقدمة

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الأمور, بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمبنى عمارة الجوهرة المقترح بناؤها في مدينة الخليل .

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

2-5النتائج

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 الإعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $400KN/m^2$.
5. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة(Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ, كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) في مناطق بيت الدرج و عقدات بئر الماء، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة، و تم استخدام waffle slab في عقدات الكراج نظرا للمسطح الكبير و البحور الطويلة للجسور.
6. برامج الحاسوب المستخدمة:-

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:-

a. AUTOCAD (2007+2014+2017) :- و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b. ATIR:- للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c. SAFE :- لتصميم البلاطات و العقدات المختلفة
d. Microsoft Office:- تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع, وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.
e. Google SketchUp :- تم استخدام هذا البرنامج لعمل مجسمات ثلاثية الأبعاد للبناية.

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 ـ من خلال هذه التجربة ـ 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 اختيار 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.