بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع تخرج

التصميم الإنشائي لـ " مركز خدمات ريف دورا المشترك ".

فريق العمل:

إيمان علي البطمة

منار رسمي مخامرة

إشراف:

م. فهد صلاحات.

أيار – ٢٠١٩م

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع تخرج

التصميم الإنشائي لـ " مركز خدمات ريف دورا المشترك ".

فريق العمل:

إيمان علي البطمة

منار رسمي مخامرة.

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
م. فهد صلاحات.	م. فيضي شبانة.
.....	.....

أيار – ٢٠١٩م

الإهـــــــــــــداء

إلى من يبرق المستقبل في مقلتيه

إلى من تكسره حمول الأيام وفظاظتها

إلى من يلملم بعثرة خواطرنا عنا

"إلى أبي "

إلى من قُهرت مرات ومرات ولم تضل الطريق

إلى من عانت طويلاً وما بهتت يوماً

إلى من خاضت لأجلنا معارك وأشعلت لأجلنا حروب

" إلى أمي "

إلى من ينتظروني على خرائط الزمن

إلى حماة الدرب ودستور الطريق

" أخوتي وأخواتي "

إلى كل قلم ودفتر رفض الظلم وبقي صامداً في وجه التهويد

" خلة الضبع "

إلى كل من ضبط بوصلة قلبه تجاه الخان الأحمر في مواجه الطغيان

" الخان الأحمر "

شـ ـ ـ ـكـ ـ ـر وتـ ـ ـ ـقـ ـ ـ ـديـ ـ ـ ـر

ليس هناك شكر أعظم من الاعتراف بالجميل، وليس هناك مشكور أعظم من صاحب الفضل الذي لا ينقطع فضله ولا تنحصر نعمه، فحمدًا لله حمدا لا ينتهي عند حد ولا ينقطع عند أجل.

وفي هذا المقام لا يسعنا إلا أن نتقدم بجزيل شكرنا، وعظيم امتناننا وتقديرنا وعرفاننا؛ إلى كل من ساهم في إنجاز بحثنا هذا، متحدين معنا كل الصعاب فلهم جميعًا الشكر والتقدير كله.

ونخص بشكرنا وتقديرنا للأستاذ الفاضل المهندس " فهد صلاحات " المشرف والمعلم، الذي لم يتوان، ولم يتأخر عن تقديم ما آتاه الله من علم وحلم لنا، ونشكر طاقم دائرة الهندسة المدنية والمعمارية كل بمكانه الذين كرسوا وقتهم وجهدهم لمساعدتنا ومساعدة زملائنا طوال سنوات الدراسة.

كما نتقدم بشكرنا الى زملائنا وزميلاتنا الأعزاء الذين لولا وجودهم لما أحسسنا بمتعة البحث، ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

وختام القول مسك، فالشكر كل الشكر إلى أبآئنا وأمهاتنا وإخواننا الذين كان لهم الدور الأكبر في الوصول إلى ما وصلنا إليه، ولعلنا نوفيهم حقهم ببلوغنا رضاهم جميعاً.

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ " مركز خدمات ريف دورا المشترك ".

فريق العمل:

إيمان علي البطمة منار رسمي مخامرة.

إشراف:

م. فهد صلاحات.

أيار – ٢٠١٩م

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

يتكون المبنى من ثلاثة طوابق موزعة على ثلاث كتل، وتبلغ المساحة الإجمالية (٥٠٠٠) 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 الخراسانية، 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_14) ، ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل: -

AutoCAD (2014), Atir, Microsoft Office.

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.

وا ولي التوفيق.

Structural Design for Dura Rural Services Center

Prepared by:

Eman AlButtmah. **Manar Rasmi Makhamrah.**

Palestine Polytechnic University -2019

Supervisor

Eng. Fahed Salahat.

Abstract

The idea of this project can be summarized by preparing Dura Rural Services Center. Which consists of all facilities that should be available in any service center.

The project is consists of three floors , and the total area of the building is 5000 meter square, the design of the project is based on the multiplicity of spatial cluster and distributed consistently aesthetically and functional .

We used ACI-318-14 code and structural designing programs such, ATIR, AutoCAD (2014), and we studied some old graduation projects, and the project will include detailed structural study of identified and analysis of the construction elements and the expected various loads, and then the structural design of elements and the preparation of shop drawings based on the prepared design.

God grants success.

فهرس المحتويات

الموضوع	رقم الصفحة
تقرير المشروع	I
تقييم مشروع التخرج	II
الإهداء	III
الشكر والتقدير	IV
الملخص باللغة العربية	V
الملخص باللغة الانجليزية	VI
فهرس المحتويات	VII
List of abbreviations	X
فهرس الجداول	XII
فهرس الأشكال	XIII
الفصل الأول: المقدمة	١
١-١ المقدمة	٢
١-٢ أهداف المشروع	٢
١-٣ مشكلة المشروع	٣
١-٤ حدود مشكلة المشروع	٣
١-٥ المسلمات	٣
١-٦ فصول المشروع	٣
١-٧ إجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني: الوصف المعماري	٥
٢-١ مقدمة	٦
٢-٢ لمحة عامة عن المشروع	٦
٢-٣ موقع المشروع	٧
2-٣-١ أهمية الموقع	٨
2-٣-٢ المناخ	٨
٢-٤ وصف طوابق المشروع	٩
٢-٤-١ الطابق الأرضي	٩
٢-٤-٢ الطابق الأول	١٠
٢-٤-٣ الطابق الثاني	١١
٢-٥ الواجهات	١٢
٢-٥-١ الواجهة الرئيسة (الجنوبية)	١٢
٢-٥-٢ الواجهة الغربية	١٢
٢-٥-٣ الواجهة الشرقية	١٣
٢-٥-٤ الواجهة الشمالية	١٣
٢-٦ المقاطع الطولية	١٤
٢-٦-١ القطاع أ-أ	١٤
٢-٦-٢ القطاع ب-ب	١٤
٢-٦-٣ القطاع ج-ج	١٥
٢-٦-٤ القطاع د-د	١٥
٢-٧ وصف الحركة والمداخل	١٦
٢-٨ المداخل	١٦
الفصل الثالث: الوصف الإنشائي	١٧

٣-١ مقدمة ١٨
٣-٢ هدف من التصميم الإنشائي ١٨
٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي ١٨
٣-٤ الأحمال ١٩
٣-٤-١ الأحمال الميتة ١٩
٣-٤-٢ الأحمال الحية ١٩
٣-٤-٣ الأحمال البيئية ٢٠
٣-٤-٣-١ أحمال الرياح ٢٠
٣-٤-٣-٢ أحمال الثلوج ٢١
٣-٤-٣-٣ أحمال الزلازل ٢٢
٣-٥ الاختبارات العملية ٢٢
٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى ٢٢
٣-٦-١ العقدات ٢٢
٣-٦-١-١ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد ٢٣
٣-٦-١-٢ عقدات العصب ذات الاتجاهين ٢٣
٣-٦-١-٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد ٢٤
٣-٦-١-٤ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين ٢٥
٣-٦-٢ الأدراج ٢٦
٣-٦-٣ الجسور ٢٦
٣-٦-٤ الأعمدة ٢٧
٣-٦-٥ جدران القص ٢٨
٣-٦-٦ الأساسات ٢٩
٣-٧ فواصل التمدد ٣٠
٣-٨ برامج الحاسوب ٣٠

الفصل الرابع: التحليل والتصميم الانشائي ٣١
٤-١ Introduction ٣٢
٤-٢ Design Method and Requirements ٣٢
٤-٣ Check of Minimum Thickness of Structural Member ٣٣
٤-٤ Design of Topping ٣٤
٤-٥ Design of One Way Rib Slab ٣٦
٤-٦ Design of Beam ٤٥
٤-٧ Design of Tow Way Rib Slab ٥٠
٤-٨ Design of One Way solid Slab ٦١
٤-٩ Design of Tow Way solid Slab ٦٥
٤-١٠ Design of Column ٧٠
٤-١١ Design of Footing ٧٣
4-12 Design of Shear Wall 78
4-13 Design of Stair ٨٣

الفصل الخامس: النتائج والتوصيات ٩١

٥-١ المقدمة ٩٢
٥-٢ النتائج ٩٢
٥-٣ التوصيات ٩٣

List of Abbreviations

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

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

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
١-١	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٨/٢٠١٩)	٤
١-٣	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١٩
٢-٣	الأحمال الحية المبنى	١٩
٣-٣	سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني DIN1055-5	٢٠
٤-٣	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢١
4-1	Check Of Minimum Thickness Of Structural Member	٣٣
4-2	Dead load calculation of Topping	٣٤
4-3	Dead load calculation of Rib (R1,GF)	39
4-4	Dead load calculation of Beam (B30*, GF)	٤٧
4-5	Dead load calculation of Rib	53
4-6	Dead Load Calculation of Solid slab (Basement)	62
4-7	Dead Load Calculation of Solid slab (S1)	66
4-8	Dead Load Calculation of Flight	84
4-9	Dead Load Calculation of Middle Landing	87

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢-١	خارطة الموقع الجغرافي لقرية المجد	٧
٢-٢	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	٩
٢-٣	المسقط الأفقي للطابق الأول	١٠
٢-٤	المسقط الأفقي للطابق الثاني	١١
٢-٥	الواجهة الجنوبية	١٢
٢-٦	الواجهة الغربية	١٢
٢-٧	الواجهة الشرقية	١٣
٢-٨	الواجهة لشمالية	١٣
٢-٩	Section A-A	14
٢-١٠	Section B-B	14
٢-١١	Section C-C	15
٢-١٢	Section D-D	15
٣-١	تأثير الرياح على المباني من حيث الارتفاع	٢١
٣-٢	تأثير الرياح على المباني من حيث البيئة المحيطة به	٢١
٣-٣	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٣
٣-٤	عقدة ذات العصب باتجاهين	٢٤
٣-٥	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٢٤
٣-٦	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٢٥
٣-٧	الدرج	٢٦
٣-٨	أنواع الجسور	٢٧
٣-٩	أنواع الاعمدة	٢٨
٣-١٠	جدار قص	٢٨
٣-١١	أساس مفرد	٢٩
4-1	Topping Load.	٣٤
4-2	One Way Rib Slab (R1,GF)	37
4-3	Statically System and Loads Distribution of Rib(R1,GF)	38
4-4	Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R1,GF)	40
4-5	Statically System and Loads Distribution of Beam (B30*,GF)	45
4-6	Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B30*,GF)	46
4-7	Tow way ribbed slab	50
4-8	Section in tow way ribbed slab	50
4-9	Statically System and Loads Distribution of Solid Slab(Basement).	61
4-10	Shear and Moment Envelope Diagram of Solid Slab(Basement).	62
4-11	two solid slab panel	63
4-12	Column section	70
4-13	Foot Section.	78
4-14	Shear Wall.	78
4-15	Shear Diagram of Shear Wall.	79
4-16	Moment Diagram of Shear Wall.	79
4-17	Stair Plan..	83
4-18	Statically System and Loads Distribution 0f Middle Landing.	84
4-19		85
4-20		88
4-21		88

Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landing

١

الفصل الأول

المُقَدِمَة

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 إجراءات المشروع.

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 والخبرة 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-318-14) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir12 , Safe , Etabs , SAP2000)
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 والتوصيات.

١-٧ إجراءات المشروع:

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي وعامل الأمان.

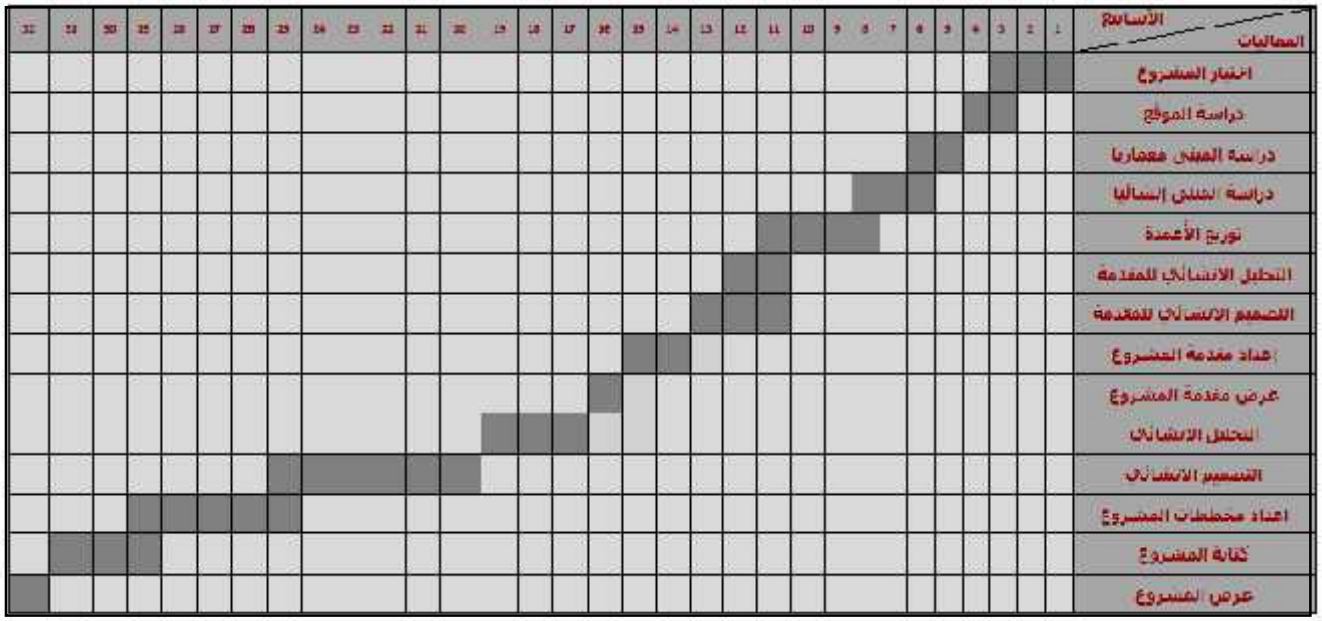
٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

٤) تصميم بعض العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) استخدام بعض برامج التصميم المختلفة في بعض الحسابات.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط:

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٨ -٢٠١٩)م



٣

الفصل الثالث

الوصف الإنْشَائِي

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 للمبنى.

٣-٧فواصل التمدد.

٣-٨برامج الحاسوب.

٣-١ مقدمة:-

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا دقيقا، 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 آمن، ونحافظ على التصاميم المعمارية.

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي: -

التصميم الإنشائي 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: -

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

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي: -

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

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.

المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تمّ اختياره 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 (١-٣) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع .

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	المونة والقصارة	٢٢
2	الرمل	١٦
3	الخرسانة	25
4	الطوب	4.5
5	البلاط	23
٦	القواطع	١

جدول (١-٣) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

٣-٤-٢ الأحمال الحية:-

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

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مكاتب للاستعمالات الخفيفة	٢.٥
2	الممرات والمداخل والأدراج وسطلت الأدراج والممرات المرتفعة	٤

جدول (٣-٢): الأحمال الحية للمبنى.

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،ويمكن اعتبارها 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 الأخرى.

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

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (KN/m2)	0.50	0.80	1.1	1.30

جدول (٣–٣) سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني DIN 1055-5

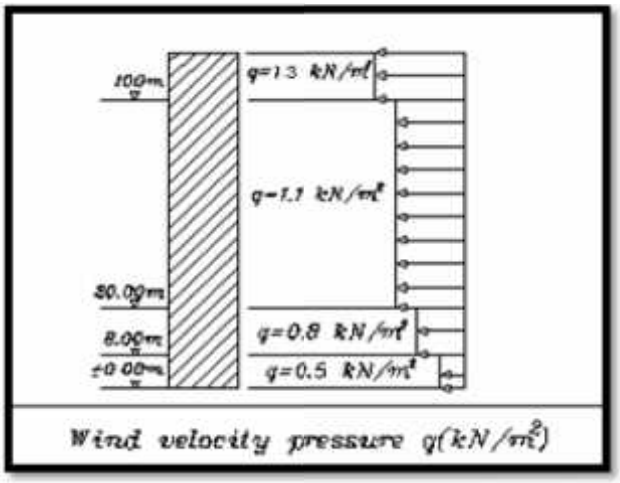
$$q = \frac{v^2}{1600}$$

حيث أن:

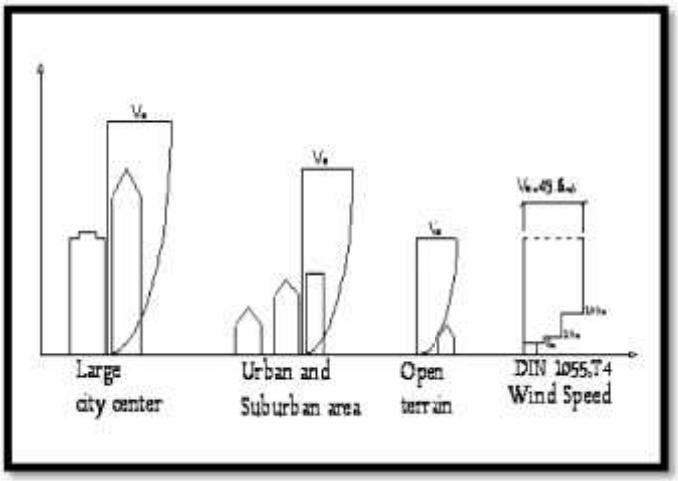
q: (wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/m^2).

V : السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

ويبين الشكل التالي تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به



الشكل (٣-١) تأثير الرياح على المباني من حيث الارتفاع



الشكل (٣-٢) تأثير الرياح على المباني من حيث البيئة المحيطة به

٣-٤-٣-٢ أحمال الثلوج:

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

والجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر مأخوذا من كود البناء الأردني.

أحمال الثلوج (KN /M²)	علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)
0	h < 250
(h-250) /1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h – 812.5)/ 250	2500 > h > 1500

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

استنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر الذي يساوي (483م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالاتي:-

$$s_L = \frac{h - 250}{1000}$$

$$s_L = \frac{483 - 250}{1000}$$

$$s_L = 0.223(KN/m^2)$$

٣-٤-٣-٣ أحمال 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. الذي ستستخدم من أجله،لتجنبالآثار الناتجة عن الزلازل مثل :

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

٣-٥ الاختبارات العملية:

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى ، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى 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 (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى.

٣-٦ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل:العقدات،والجسور،والأعمدة، وجدران القص،والأدراج، والأسلس. ويحتوي المشروع العناصر التالية:

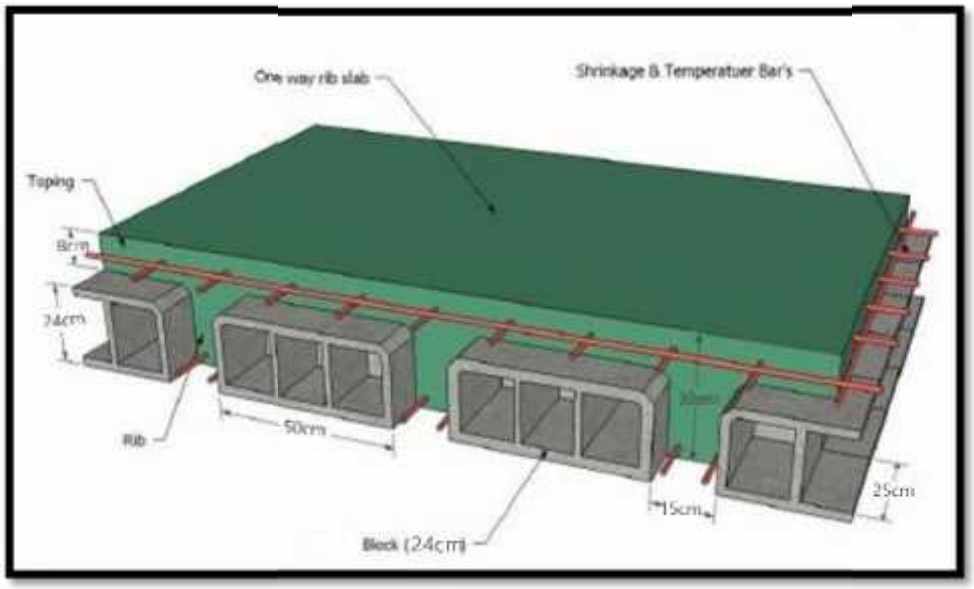
٣-٦-١ العقدات

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

١. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
٢. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
٣. العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد(One way solid slab).
٤. العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Tow way solid slab)

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

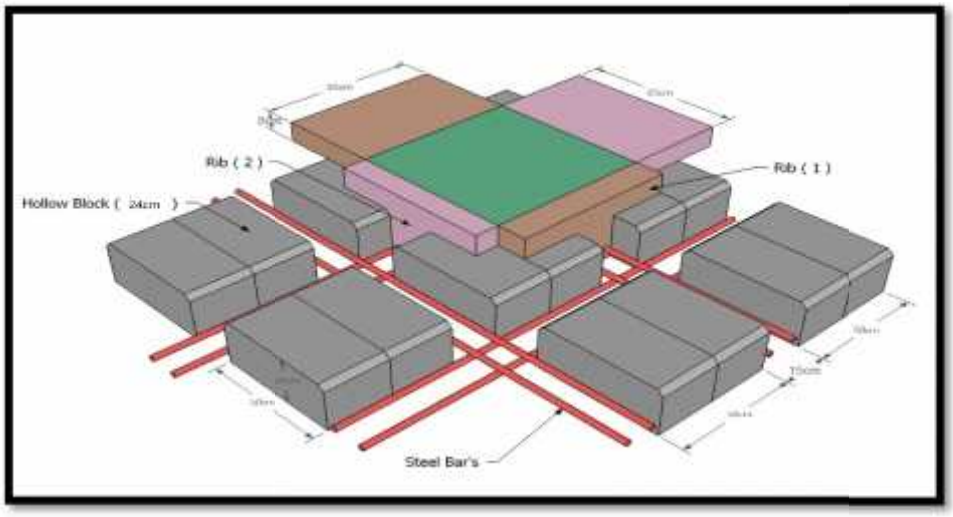
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليهاالعصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٣).



الشكل (٣ – ٣)عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

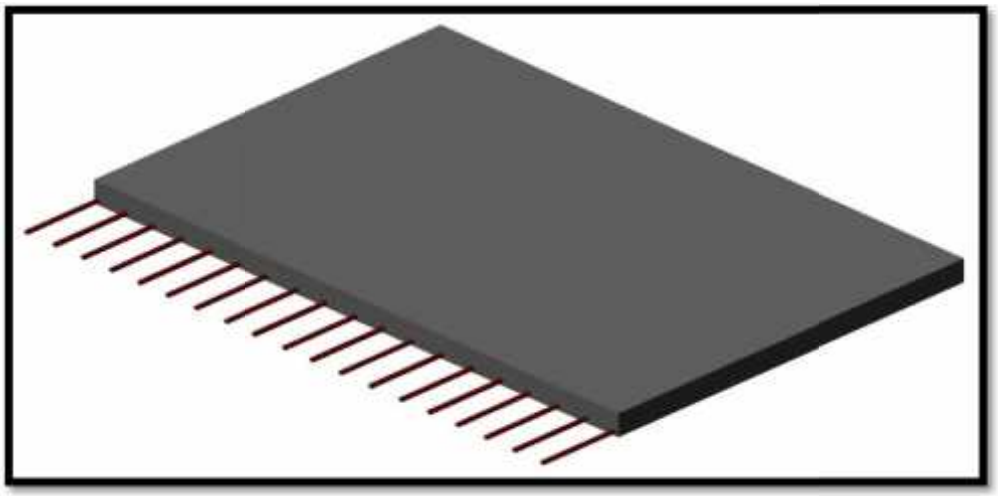
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين **وعصب في** الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٤-٣):



الشكل (٣ – ٤) القدة ذات العصب باتجاهين.

٣-١-٦-٣ القدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

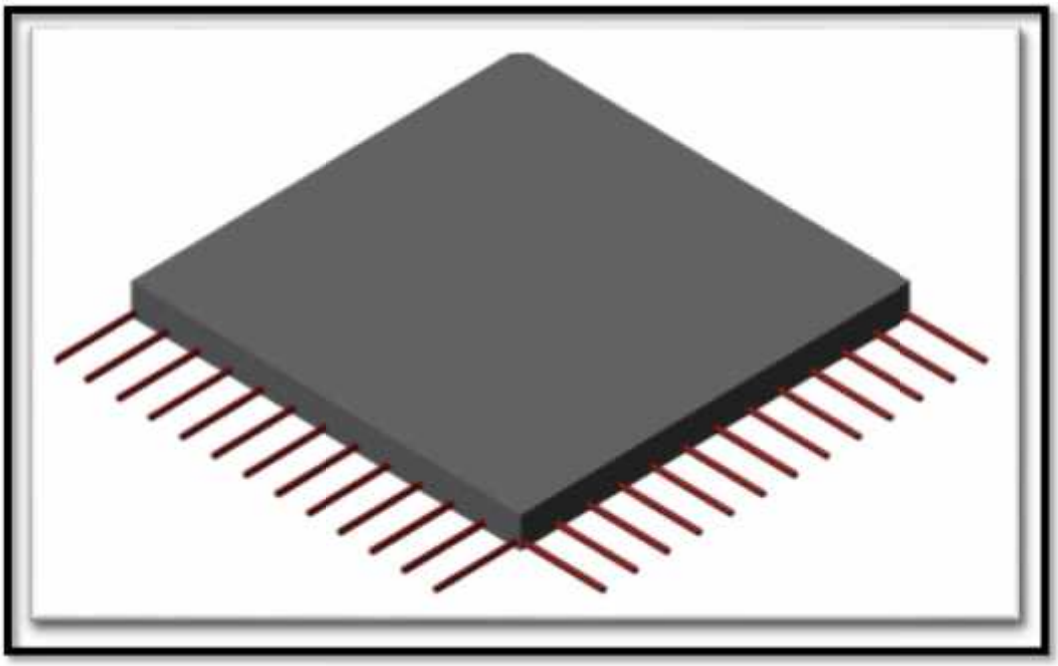
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، كما في الشكل (٥-٣): -



الشكل (٣ -٥) القدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

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

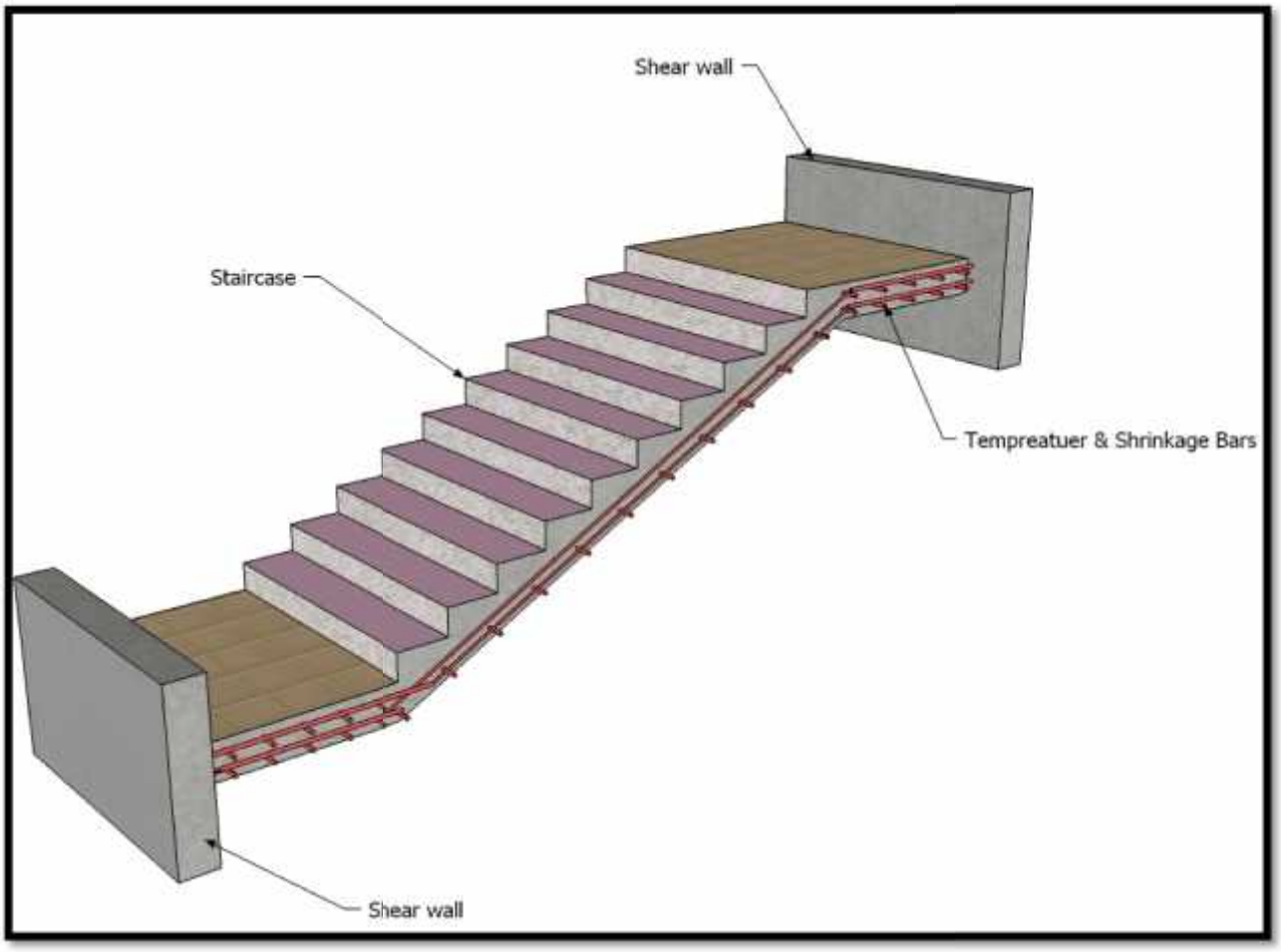
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليحالرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٦-٣).



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

٣-٦-٢ الأدراج:

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابقالمبنى، للشكل (٧-٣).



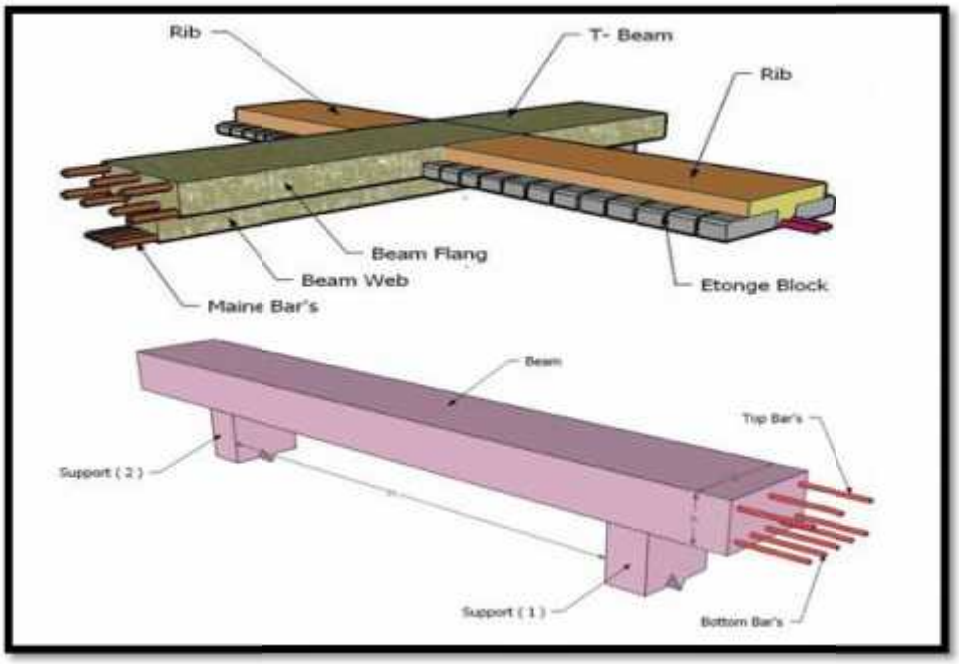
الشكل (٣ – ٧):- الدرج .

٣-٦-٣ الجسور: -

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

١- جسور (Rectangular) .
٢- جسور (T-section) .
٣- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (٨-٣) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



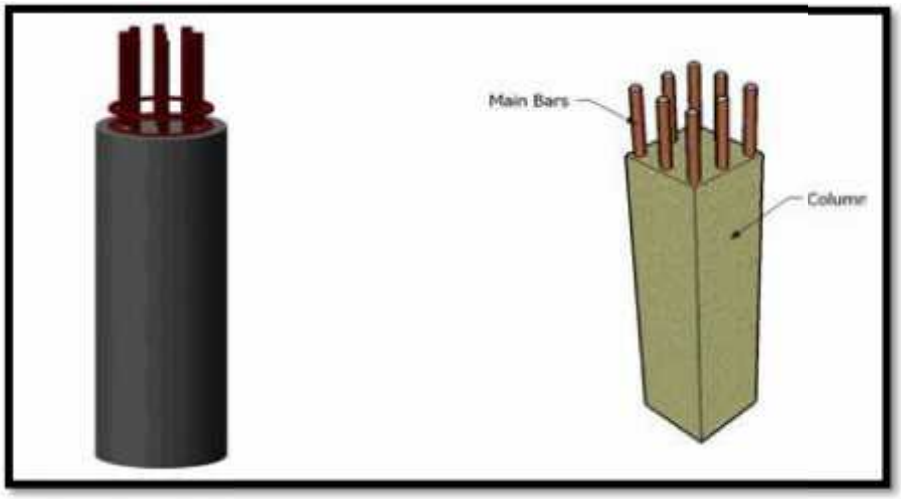
الشكل (٣ –٨) -أنواع الجسور.

٣-٦-٤ الأعمدة:

هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب 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).

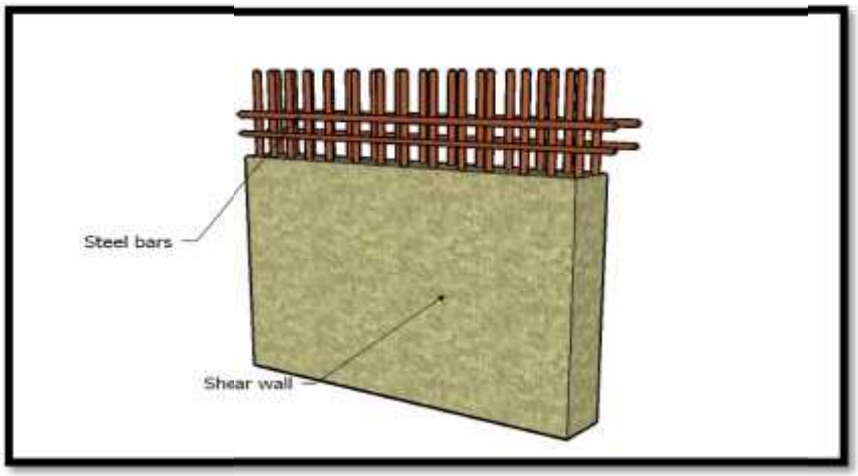
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فالمشروع يحتوي على نوع من أنواع من الأعمدة وهي المستطيلة كما في الشكل (٩-٣).



الشكل (٣ – ٩): -أنواعالأعمدة.

٣-٦-٥ جدران 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 التالي يبين جدار قص مسلح الشكل (١٠-٣).



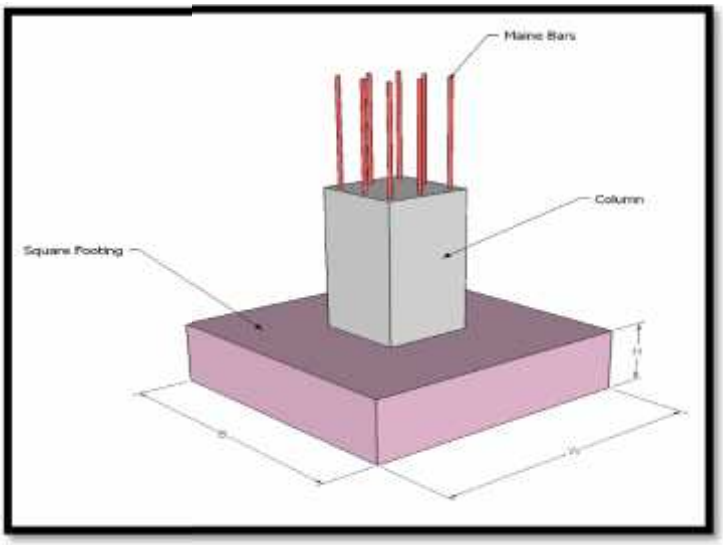
الشكل (٣-١٠) جدار قص.

٣-٦-٦ الأساسات:

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 مفصلة (Isolated footing)
٢- أساسات مزدوجة (Compound footing)
٣- أساسات شريطية(Strip footing)
٤- أساسات الحصيرة (Mat footing)

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



الشكل (٣ –١١)أساس مفرد.

٣-٧فواصل التمدد (Expansions Joints)

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

- من ٤٠ إلى ٤٥ م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين.
- من ٣٠ إلى ٣٥م في المناطق الحارة.
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش والتمدد والزحف.
- وفي حالة أعمال الخرسانة الكتليةكالحوائطالاستناديةوالأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل واخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد.

٣-٨ برامج الحاسوب التي تم استخدامها:

١. AutoCAD (2014) for Drawings Structural and Architectural.
٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.
٣. Atir 12.
٤. Safe 2016 .

٢

الفصل الثاني

الوصف المِعمَـاري

٢-١ مقدمة .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع .

٢-٣ موقع المشروع .

٢-٤ وصف طوابق المشروع .

٢-٥ الواجهات .

٢-٦ المقاطع الطولية .

٢-٧ وصف الحركة و المداخل .

٢-8 المداخل.

٢-١ مقدمة :

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

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

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

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

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

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :

تشكل مدينة دورا والقرى التسع والستين التابعة لها جزء لا يتجزأ من مدينة الخليل وتحتوي المدينة على بلدية تقوم بتوفير الخدمات لسكانها ولكن القرى خارج حدود البلدية ، بعض هذه القرى لها مجلس قروي يقوم بتقديم الخدمات لسكانها بكل طاقاته ، ولكن المجلس القروي لا يمتلك الصلاحيات الإدارية التي يمكن أن تريح سكان القرية وتسعى هذه القرى لكي يصبح لها جهة إدارية تمتلك المزيد من صلاحية تقديم الخدمات التي يمكن تقديمها للسكان لتسهيل حياتهم ، هذا بالإضافة إلى حاجة هذه القرى إلى أفرع لمديريات حكومية عامة حيث يلتقى السكان حالياً الخدمات الحكومية العامة بالذهاب للمدينة للحصول على خدماتهم منها .

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 وعلاقاتها 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.

تقع قطعة الأرض المخصصة لبناء المشروع الي الجنوب الغربي لمركز مدينة دورا في بداية قرية **المجد، تقع** على مفترق يوصل قرى الشمال والجنوب في المنطقة المنخفضة والشرق مع القرى المرتفعة.

الشكل (١-٢) خارطة الموقع الجغرافي لقرية المجد .

٢-٣-١ أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع:

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مركز للخدماتلا تقام بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقام 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 اختيار ارض لمركز الخدمات في ريف مدينة دورا :

١.جغرافيةالموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكلعام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.

٢شبكةالمواصلات: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.وكيفية تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه،ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت.

٢-٣-٢المناخ:

مناخ دورا يتأثر بمناخ فلسطين الذي بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ دورا رغم صغرها يتباين تبعاً للتضاريس ، الرياح التي تهب على دورا هي الرياح الجنوبية الغربية التي تجلب المطر إضافة إلى الرياح الشرقية التي تكون بادرة وجافة شتاءً، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات لتساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية والتي تعتبر جزء من محافظة الخليل حيث أن أمطار ظهر الهضبة في دورا تتراوح ما بين (٤٠٠-٦٠٠ ملم) سنوياً، أما منحدرات الجنوب فتتراوح ما بين ٣٠٠-٤٠٠ ملم سنوياً والشمال أمطاره بين ٣٠٠-٤٠٠ ملم، والمنطقة الجنوبية من التلال ٢٥٠-٣٠٠ ملم سنوياً، أما المنطقة المحاذية لشمالي القب فتتراوح بين ١٥٠-٢٥٠ ملم سنوياً .

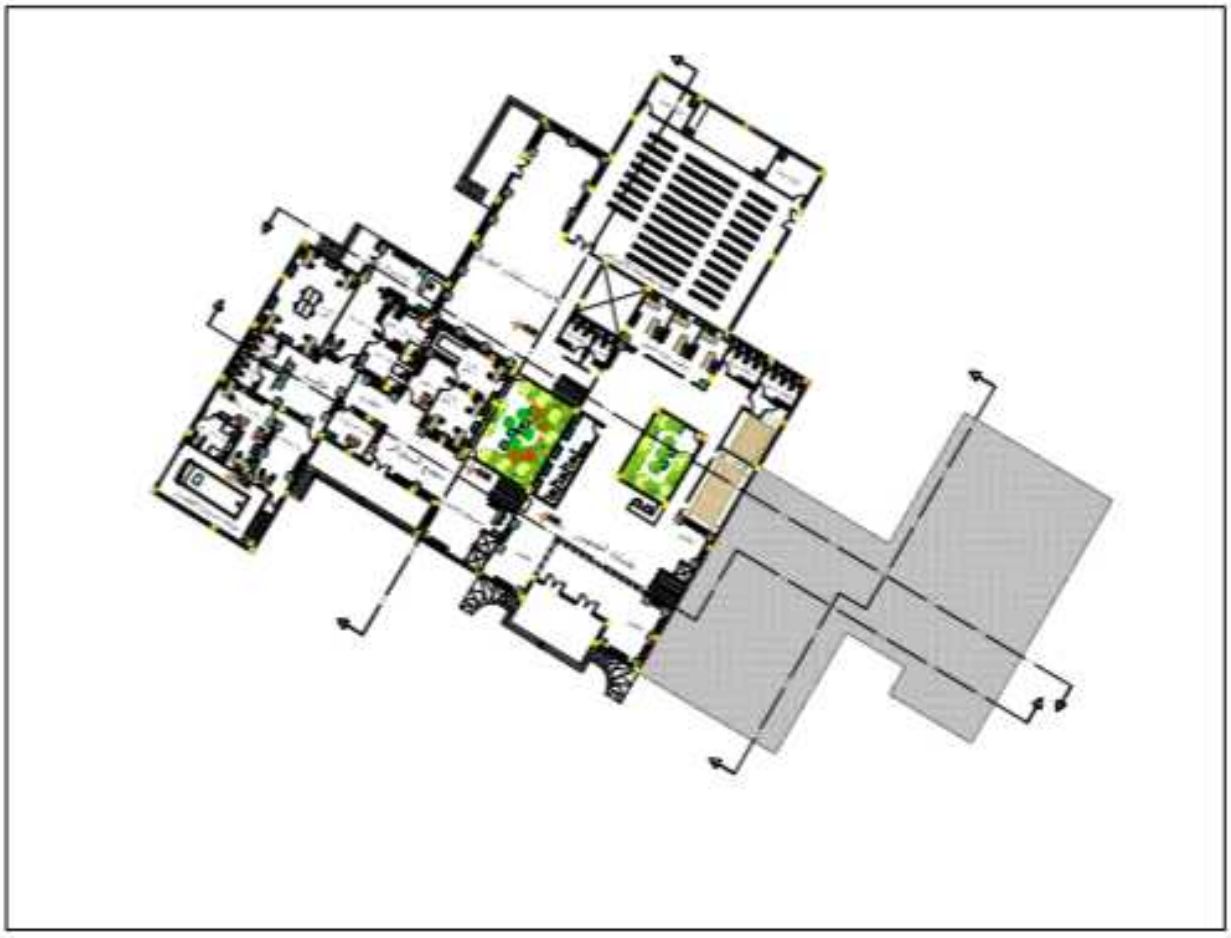
٢-٤ وصف طوابق المشروع: -

يتكون المشروع من ثلاثة طوابق موزعة على ثلاثة كتل، وهو عبارة عن مؤسسة معقدة ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بعدم التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى صعوبة في التصميم الإنشائي للمشروع.

٢-٤-١ الطابق الأرضي:-

(يقع على منسوب ٠.٠٠ وأجزاء منه على منسوب ٢.٠٠٠- وأجزاء أخرى على منسوب ٤.٠٠٠-) بمساحة تقدر بـ ٢٢٠٧م^{٢}

يتكون الطابق الأرضي من قسم للدفاع المدني، قسم لخدمات الجمهور، قاعة متعددة الاستخدامات، قسم للشرطة، وقسم للكهرباء، ومرافق عامة، كما هو موضح في الشكل (٢-٢).



الشكل (٢-٢): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

٢-٤-٢ الطابق الأول:-

(تقع أجزاء منه على منسوب +٢.٠٠ وأجزاء أخرى على منسوب +٤.٠٠)بمساحة ٢٢٥٠م^{٢}

يتكون الطابق الأرضي مقسم للإرشاد الزراعي والثروة الحيوانية،مكتب البريد، مكتب العمل، مكتب التربية والتعليم،مكتب الأوقاف،مجلس الخدمات،مرافق عامة، قسم الخدمات، قسم الهندسة،كما هو موضح في الشكل (٢-٣).

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

٢-٤-٣ الطابق الثاني: -

(منسوب +٦.٠٠م) بمساحة تقدرب ٥٤٥م^{٢}.

يتكون الطابق الثاني من قسم الصحة، قسم الأرشيف، قسم الكهرباء، قسم الأرشيف، كما هو موضح في الشكل(٢-٤).

الشكل (٤-٢): المسقط الأفقي للطابق الثاني.

٢-٥الواجهات: -

٢-٥-١ الواجهة الرئيسية (الجنوبية):

تظهر فيها المداخل الرئيسية.

الشكل (2-5): الواجهة الجنوبية.

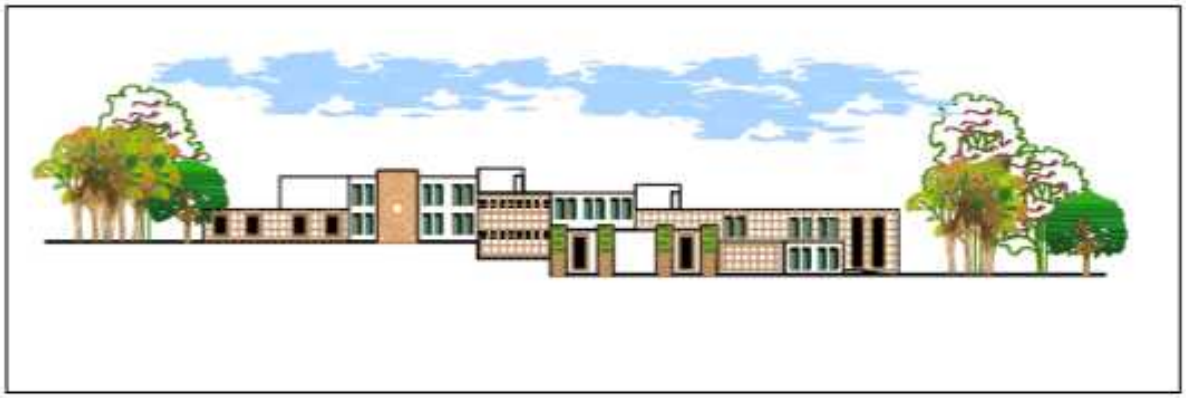
٢-٥-٢ الواجهة الغربية:

الشكل (2-6):الواجهة الغربية.

٢-٥-٣ الواجهة الشرقية:

الشكل (2-7) :الواجهة الشرقية.

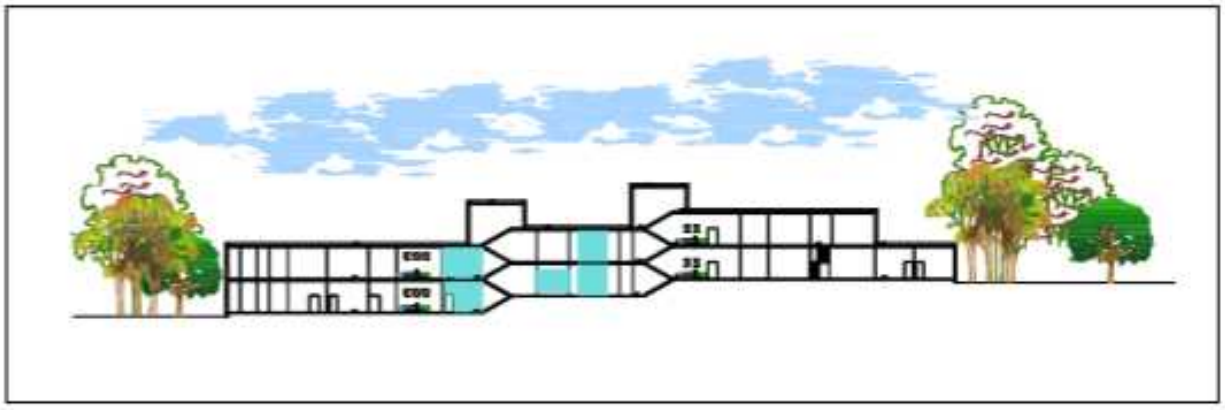
٢-٥-٤ الواجهة الشمالية:



الشكل (2-8):الواجهة الشمالية.

٢-٦ المقاطع الطولية: -

٢-٦-١ القطاع أ - أ:



الشكل (2-9): القطاع أ-أ

٢-٦-٢ القطاع ب -ب:

الشكل (2-10): القطاع ب –ب

٢-٦-٣ القطاع ج – ج :

الشكل (2-11): القطاع ج – ج

٢-٦-٤ القطاع د - د:

الشكل (2-12): القطاع د - د

٢-٧ وصف الحركة والمداخل: -

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية وسهولة التنقل بين أجزاءالمبنى وطوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى ووجود Ramp في المداخل لتسهل عملية تنقل ذوي الاحتياجات الخاصة. و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل .

٢-٨المداخل: -

يحتوي المشروع على:

١. ثلاثة مداخل من الجهة الجنوبية وهي المداخل الرئيسية.
٢. مدخلين فرعيين في الجهة الغربية.

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 (R1,GF).

4-6 Design of Beam (B30*, GF).

4-7 Design of Tow Way Rib Slab .

4-8 Design of One Way solid Slab

4-9 Design of Tow Way solid Slab

4-10 Design of Column (C93)

4-11 Design of Footing (F3,from column 59)

4.12 Design of Shear Wall (w11)

4-13 Design of Stair (Stair#2)

4.1 Introduction:

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

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

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

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

Structural concrete can be classified into:

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

4-2 Design Method and Requirements

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI_code (318_08).

✓ 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 ٢٠١٤

UBC

- ✓ **Material:-**

Concrete:-B300

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

But for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24\,MPa$).

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 Checkof MinimumThicknessof Structural Member:

MinimumThicknessofNon prestressedBeam or One-Way Slabs UnlessDeflectionsare Calculated. **(ACI 318M-11)**.

Table (4.1): Checkof Minimum Thicknessof Structural Member.

Minimumthickness(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

For Rib :-

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=5.91/18.5=31.9 cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=5.29/21=25 cm

Take h = 32 cm

24 cm block + 8 cm topping = 32cm

For Beam:-

$H_{min}$for(one endcontinuous)=L/18.5=11.7/18.5=56.8cm

$H_{min}$for(both end continuous)=L/21=11.8/21=30.3cm

$H_{min}$for(Simplysupported)=L/16=7.28/16= 45.5cm

Take h =60 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.

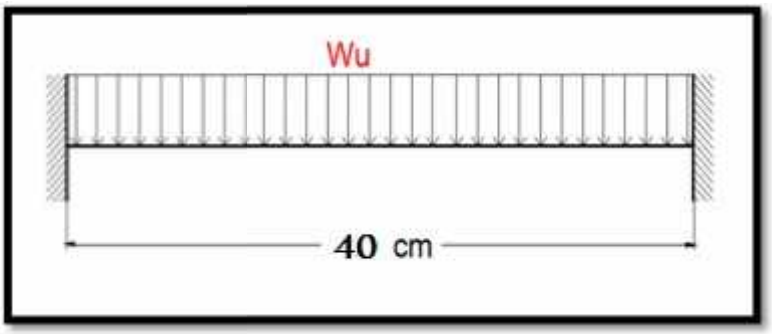


Fig 4.1: Topping Load.

✓ Load Calculations:-

Dead Load:-

Table (4.2): Dead Load Calculation of Topping.

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m	
2	Mortar	0.03*22*1 = 0.66 KN/m	
3	Coarse Sand	0.07*16*1 = 1.12 KN/m	
4	Topping	0.08*25*1 = 2 KN/m	
5	Interior partitions	1*1=1 KN/m	
		Sum =	5.47KN/m

Live Load :-

L_L =4 KN/m^2

L_L =4 KN/m^2×1m=4 KN/m

Factored Load :-

W_U = 1.2 ×5.47 + 1.6×4 =12.96 KN/m

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

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

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

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.3$KN. m (negative moment)

$M_u = \frac{w_u L^2}{24} = 0.15$ KN. m (positive moment)

$\emptyset M_n >> M_u = 0.3$ 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.

$\rho_{shrinkage} = 0.0018$ **ACI 7.12.2.1**

$A_s = \rho \times b \times h_{topping} = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144$ 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 $\frac{280}{f_s} - 2.5C = 380 \frac{280}{\frac{2}{3}420} - 2.5 .20 = 330$mm**ACI 10.6.4**

Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm <S_{max} = 240 mm … OK

4.5 Design of One-Way Rib Slab (R1)

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=32cm<3.5*12= 42 cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……..**ACI(8.13.6.1)**

Select tf= 8 cm

✓ **Material :-**

⇒ concrete B300 fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

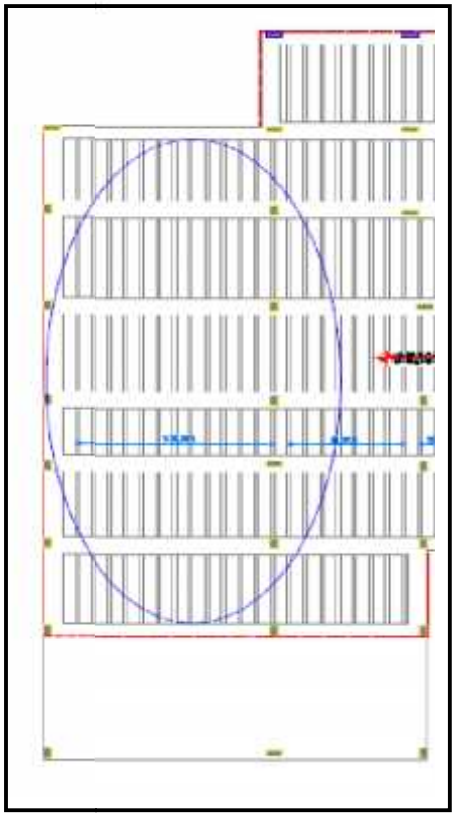
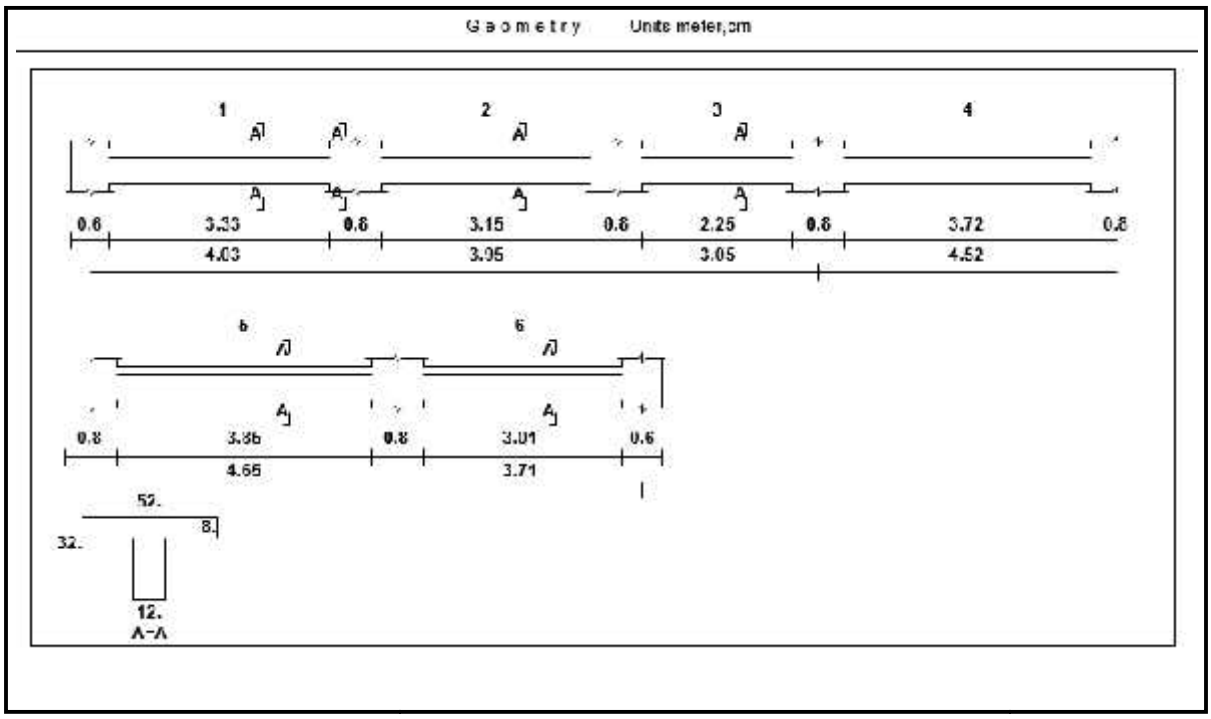


Fig 4.2: One Way Rib Slab (R1 ,GF).

✓ **Section :-**

⇒ B = 520mm
⇒ Bw= 120 mm
⇒ h= 320 mm
⇒ t= 80 mm
⇒ d=3٢0-20- ٨-1٠/2= 2٨٧ mm

✓ **Statically System and Dimensions:-**



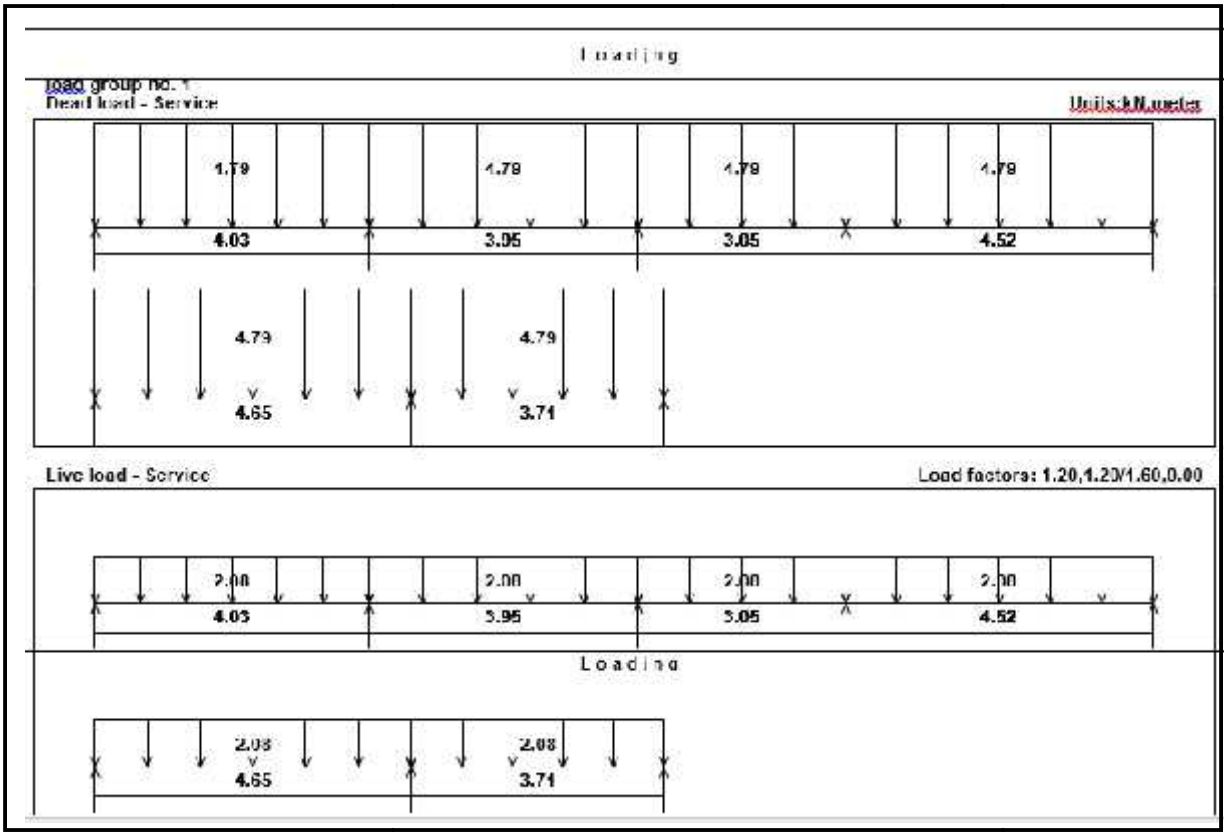


Fig 4.3: Statically System and Loads Distribution of Rib(R1 , GF).

✓ Load Calculation:-

Dead Load:-

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

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 = 0.36 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22*0.52 = 0.34 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*16*0.52 = 0.62 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25*0.52 = 1.04 KN/m/rib
5	**RC. Rib**	0.24*25*0.12 = 0.72 KN/m/rib
6	**Hollow Block**	0.24*10*0.4 = 0.96 KN/m/rib
7	**plaster**	0.02*22*0.52= 0.23 KN/m/rib
8	**partions**	1*0.52= 0.52 KN/m/rib
		Sum = 4.79 KN/m/rib

Dead Load /rib = 4.79 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 = 527/ 4 =131.75cm

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 .**

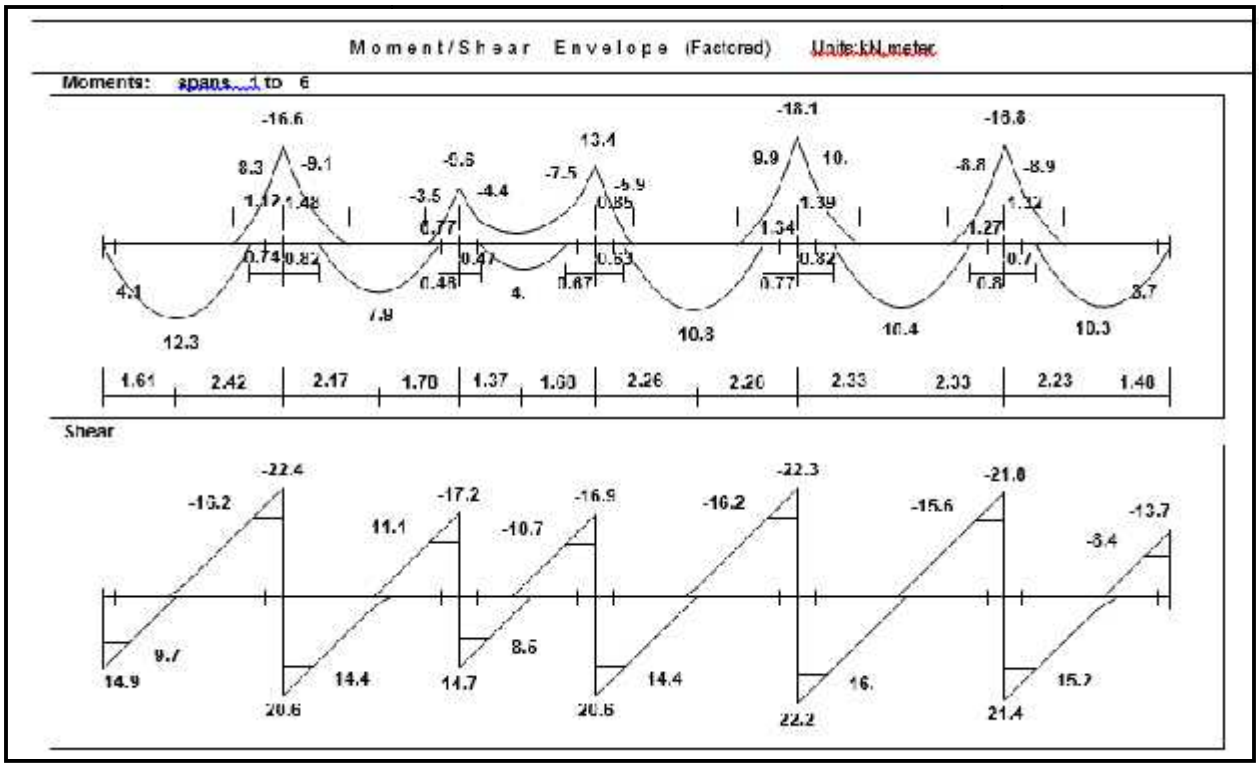


Fig 4.4: Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R1,GF).

✓ Moment Design for (R1,GF):-

Design of Positive Moment for (Rib1,GF):-(Mu=12.3KN.m)

Assume bar diameter ø 12for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups}-\frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 286\ mm$

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

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

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(286 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 208.77$ KN. m

M_n $\frac{M_u}{\varphi} = \frac{12.3}{0.9}$= 13.67KN.m , the section will be designed as rectangular section withb$_e$ =5۲0 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{12.3\times10^6}{0.9\times520\times286^2} = 0.32\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.32}{420}}\right) = 0.00077$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00077\times5٢\cdot\times286 = 114.51\ mm^2$

Check for As min:-

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

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100.1 mm^2$

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

$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4 mm^2$ **controls**

$As_{req} = 114.51 mm^2 > As_{min} = 114.4\ mm^2$ **OK**

<u>Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided} = 226mm^2 > A_{s,required} = 114.51\ mm^2$ …. Ok</u>

$S = \frac{120-40-16-(2\times12)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times520\times24} = 8.95\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{E}_1} = \frac{5.95}{0.85} = 10.53\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{286\ -10.53}{10.53} = 0.078 > 0.005 \qquad \textbf{0}k$$

Design of Negative Moment for(Rib1,GF):- (Mu=-18.1KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 286\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{18.1\times10^6}{0.9\times120\times286^2} = 2.05\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.05}{420}} = 0.00515$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00515×١٢0×28٦ = 176.75 mm^2

Check for As min:-

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

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100.1mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4mm^2\ \textbf{controls}$$

As_{req} =176.75 mm^2 >As_{min}= 114.4 mm^2**OK**

Use 2 ø 12,$A_{s,provided}$= 226 mm^2>$A_{s,required}$= 176.75mm^2… Ok

$S = \frac{120-40-16-(2\times12)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85b f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times120\times24} = 38.77mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.77}{0.85} = 45.6\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{286-45.6}{45.6} = 0.0158 > 0.005 \qquad \textbf{0}k$$

✓ Shear Design for (R 1,GF):-

V_u at distance d from support= 16.2 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).**

$V_c = \frac{1.1}{6}\ \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 286 \times 10^{-3} = 30.82\ KN$

ØVc =0.75×30.82 =23.118KN

0.5 ø V_c =0.5×23.118 =11.56 KN

Check for items:

1- V_u < 0.5 ØVc

16.2> 11.56 (Not Ok)

2- 0.5 ØVc< V_u<ØVc

11.56 <16.2<23.115 (Ok) , minimum shear reinforcement is required .

S max min of :

1- $\frac{286}{2}$ = 143 mm control
2- 600 mm

$$A_{v,min} = \frac{1}{16}\ \sqrt{f'_c}\frac{bwS}{fyt} \geq 0.35\ \sqrt{f'_c}\frac{bwS}{fyt}$$

$$= \frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{120*143}{300} \geq 0.35\sqrt{24}\frac{120*143}{300}$$

17.5 ≤ 19.067

Select $A_{v,min}$= 19.067 mm^2

Use stirrups U-shape(2 leg stirrups) ø8 @ 150 mm, $A_v = 2 \times 50.24 = 100.48\ mm^2$

3-ØVc<V_u< Ø(Vc + $V_{s.\ min}$)

Vs.min is the max of :

Vs.min = $(\frac{1}{3})$ * bw * d = $(\frac{1}{3})$*120*268*10^{-3} = 11.44 KN **Control**

Vs.min =$(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = $(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 120 * 286*10^{-3} = 10.5 KN

ØVc< V_u <Ø (Vc + $V_{s.\ min}$)

23.115 < 31.9 <31.6 (Not Ok)

4-Ø (Vc + $V_{s.\ min}$)<V_u<Ø(Vc + V_S)

V_S = $(\frac{\sqrt{fc'}}{3})$*bw*d = $\frac{\sqrt{24}}{3}$ *120*286 *10^{-3}= 56.04 KN

31.6 < 31.9 < 65.15 (Ok)

Vs = $\frac{Vu}{ø}$ = $\frac{30.82}{0.75}$ = 41.09 KN

Vs. min < Vs. <V_S

10.5 < 41.09 < 56.04

S max min of :

3- $\frac{286}{2}$ = 143 mm control

4- 600 mm

Av = $\frac{S*Vs}{fy*d}$ = $\frac{143*41.09}{420*286}$ = 48.9 mm^2

Use stirrups U-shape(2 leg stirrups) ø8 @ 150 mm, $A_v = 2 \times 50.24 = 100.48\ mm^2$.

4.6 Design of Beam (B30*,GF)

✓ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

,

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

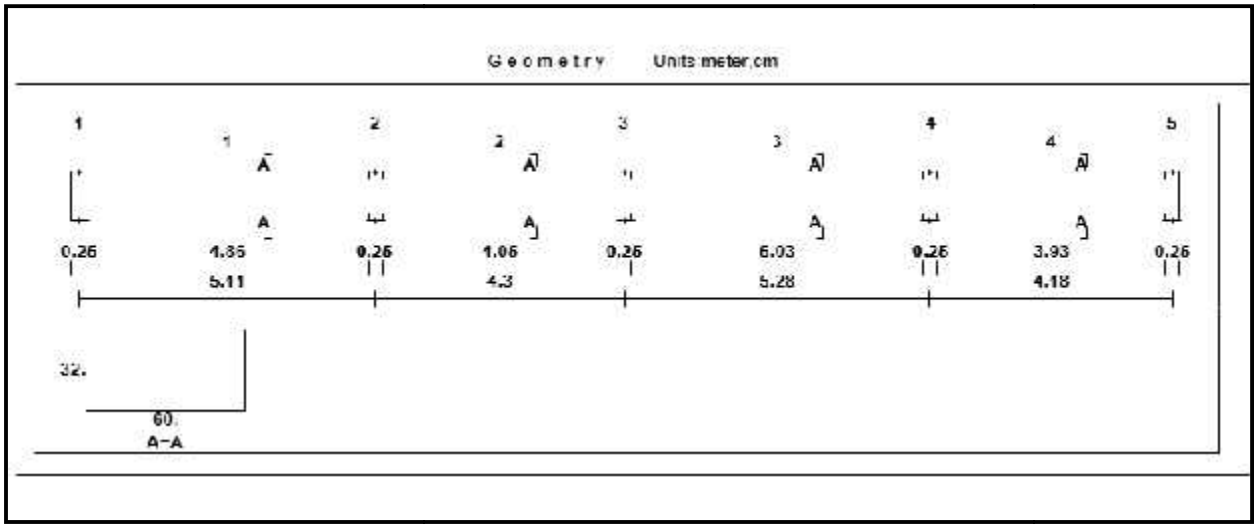
✓ **Section :-**

⇒ B = 60cm

⇒ h=32 cm

⇒ d=320-40-8-14/2= 265 mm

✓ **Statically System and Dimensions:-**



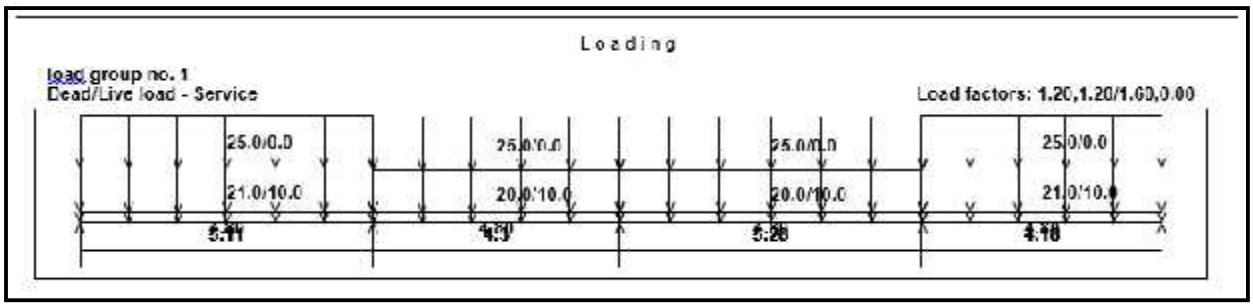


Fig 4.5: Statically System and Loads Distribution of Beam (B30*,GF).

✓ Load Calculations:-

- ✓ **Dead Load Calculations for Beam(B30*,GF):-**
- ✓ The distributed Dead and Live loads acting upon (B30*,GF) can be defined from the support reactions of the R1, R2 and R3.

Self-weight of beam = 4.8KN / m

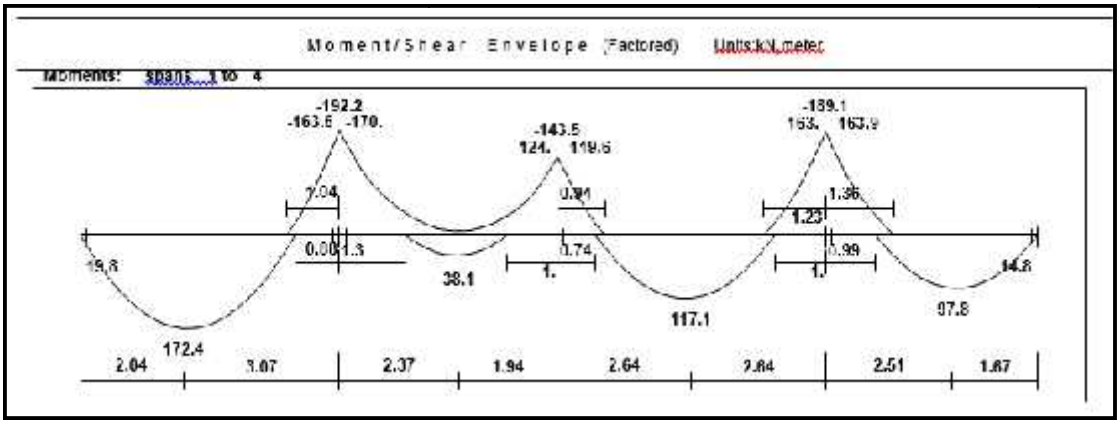
External wall = 25 KN/m

Load from Rib1 = 21 DL and 10 LL

Load from Rib6 = 20 DL and 10 LL

Load from Rib1 = 20 DL and 10 LL

Load from Rib5 = 21 DL and 10



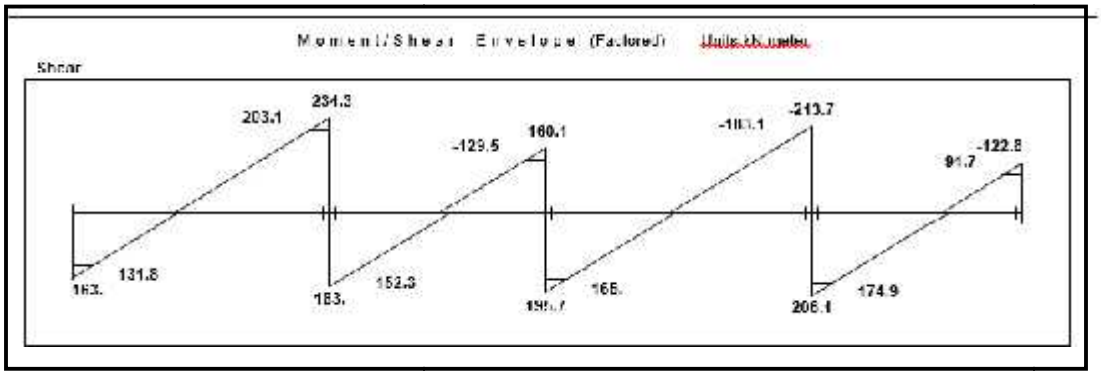


Fig 4.6: Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B30*,GF).

✓ Moment Design for (B30*,GF):-

Flexural Design of Positive Moment for (B30*, GF):-(Mu=172.4KN.m)

Determine of $M_{n,max}$

d =320 – 40 -8 – 14\2 = 265 mm

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 265 = 113.57\ mm$$

$$a = \mathcal{B}.c = 113.57 * 0.85 = 96.5\ mm$$

$Mn_{,max}$= 0.85$* f'_c$ *a *b(d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*24*96.5*600*(265-96.5/2) *10^{-6}= 341.4KN.m

Ø Mn_{max} = 0.82* 341= 279.91 KN.m> 172.4 KN.m .

Design as singly reinforcement :

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{172.4 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 265^2} = 4.55\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.55}{420}}\right) = 0.0124$$

A_s = ρ.b.d = 0.0124×600×265 = 1973.3 mm^2

Use 6ø 20 Bottom, $A_{s,provided}$= 1884 mm^2≈$A_{s,required}$= ١٩٧٣. ٣mm^2… Ok

Flexural Design of Negative Moment for(B٣٠*, GF):-(Mu=١٩٢.٢KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{192.2 \times 10^6}{0.9 \times 600 \times 265^2} = 2.068\ Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.068}{420}}\right) = 0.014$$

A_s = ρ.b.d = 0.014×600×٢٦٥ = 2245.3mm^2. **Control**

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*600*265 = 463.6\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*600*265 = 530 mm^2$$

$A_s = 2245.3 mm^2$

Use 7ø20 Top , $A_{s,provided} = 2198\ mm^2 \approx A_{s,required} = 2245.3 mm^2$ … Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{600-40*2-20-(7*20)}{6} = 60\ mm \geq 25 > d_b = 20 \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{2198\times420}{0.85\times600\times24} = 75.4\ mm$$

$$x = \frac{a}{E_1} = \frac{75}{0.85} = 88.7\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-x}{x} = 0.003\ \frac{265-88.7}{88.7} = 0.00596 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ **Shear Design for (B30*,GF):-**

V_u = 203.1 KN

$$V_c = \frac{1}{6}\ \sqrt{fc'} b_w d = \frac{1}{6}\sqrt{24}*600*265 = 129.82\ KN$$

$\Phi V_c = 0.75*129.82 = 97.36$ KN

$0.5\Phi V_c = 0.5 * 97.36 = 48.68$ KN

Check the items:

1- $V_u < 0.5 \emptyset Vc$

203.1>48.68 (Not Ok)

2- $0.5 \emptyset Vc < V_u < \emptyset Vc$

48.68 <203.1 >97.36(Not Ok)

3-$\emptyset Vc < V_u < \emptyset(Vc + V_{s.\,min})$

Vs.min is the max of :

$Vs.min = (\frac{1}{3}) * bw * d = (\frac{1}{3}) * 600 * 265 * 10^{-3} = 53$ KN **Control**

$Vs.min = (\frac{\sqrt{fc'}}{16}) * bw * d = (\frac{\sqrt{24}}{16}) * 600 * 265 * 10^{-3} = 48.68$KN

$\emptyset Vc < V_u < \emptyset (Vc + V_{s.\,min})$

٩٧.٣٦<٢٠٣.١>137.1 (Not Ok)

4-$\emptyset (Vc + V_{s.\,min}) < V_u < \emptyset (Vc + V_S)$

$V_S = (\frac{\sqrt{fc'}}{3}) * bw * d = \frac{\sqrt{24}}{3} * 600 * 265 * 10^{-3} = 259.6$ KN

Ø (Vc + Vs. min) < Vu < Ø (Vc + VS')

137.1<٢٠٣.١< 292.1 (Ok)

S max min of :

1- $\frac{265}{2} = 132.5$ mm **control**
2- 600 mm

$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc = \frac{203.1}{0.75} - 129.82 = 140.98$ KN

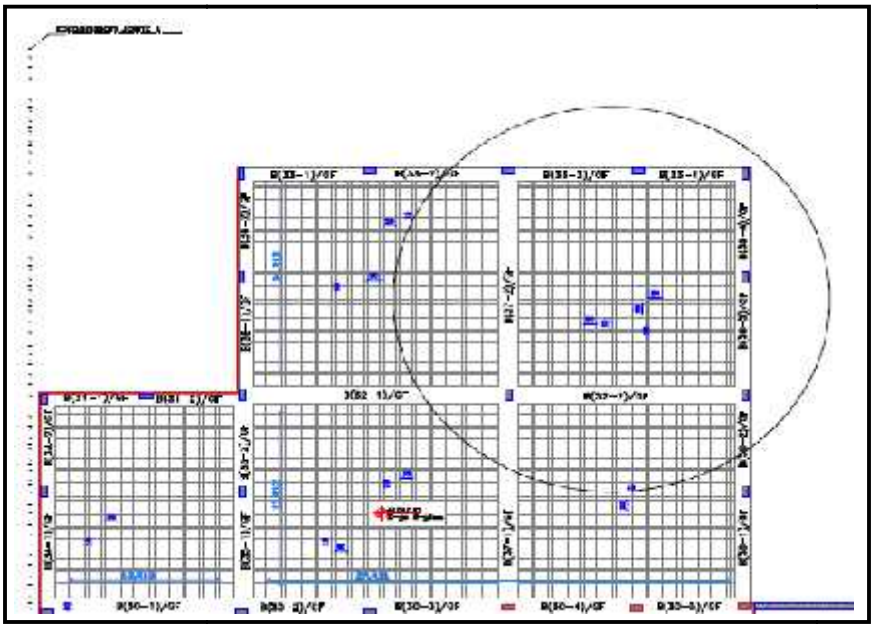
$Av = \frac{S * Vs}{fy * d} = \frac{132.5 * 140.98}{420 * 265} = 167.83\ mm^2$

Use stirrups U-shape(4 leg stirrups) Ø 8, $A_v = 4 \times 50.26 = 201\ mm^2$.

$$S = \frac{Av * fy * d}{Vs} = \frac{201 * 420 * 265}{140.98} = 158.7\ mm^2$$

Use stirrups U-shape(4 leg stirrups) ø10 @ 160 mm

4.7 Design of twoway Rib Slab:



Fig(4-7): two way rib slab

✓ **Calculations**:

1- h=38 cm

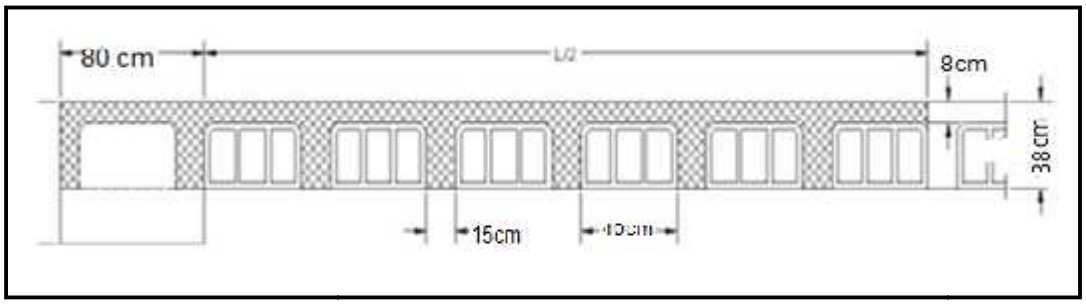
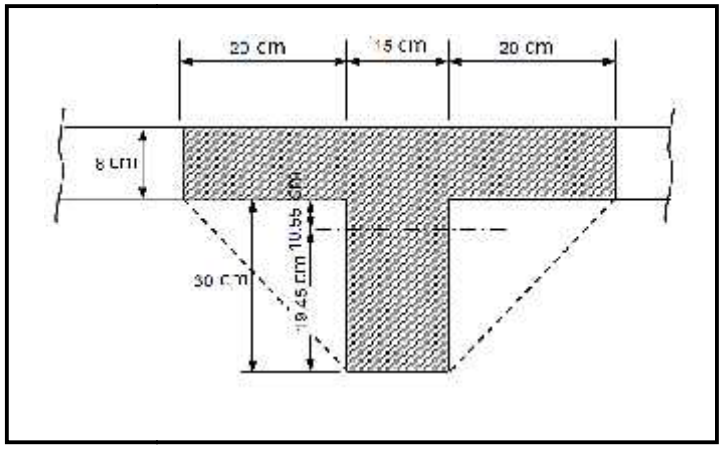


Fig (4-8):section in two way rib slab

$$y\,c = \frac{440*24+450*15}{440+450} = 19.45 \text{ cm}$$

$$I_b = \frac{b(h^3)}{12} = \frac{80*(38^3)}{12} = 365813.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{rib} = \frac{55*(8+10.55)^3}{3} - \frac{20*10.55^3}{3} = 109195.2 \text{ cm}^4$$



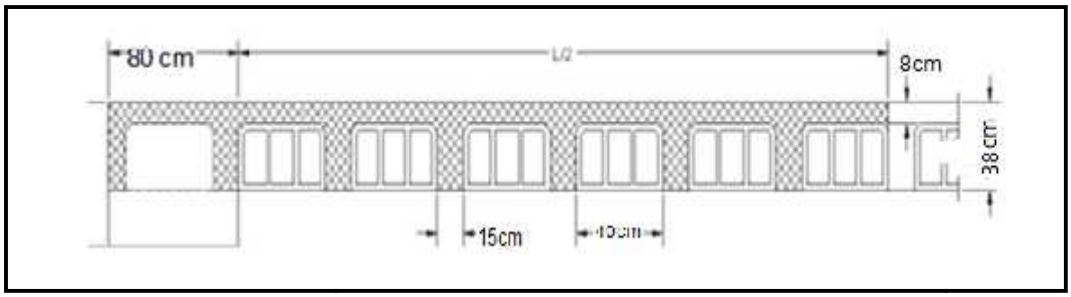
Exterior beam:

Short direction: L=868 cm

$I_s =$

Long direction L=930 cm

***slab section for interior beam:**

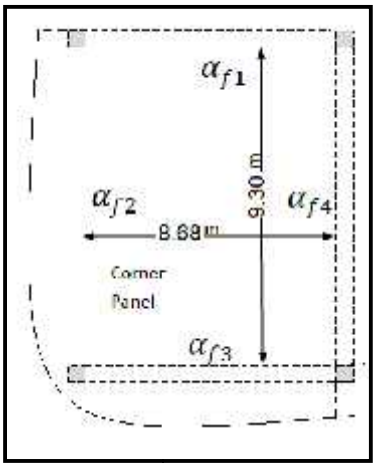


Short direction L=868 cm

$$I_s = \frac{I_{rib} * (b$$

Long direction L=924 cm

$$I_s = \frac{I_{rib} * (b$$



$\alpha f1=\frac{I_b}{I_s}=\frac{365813.3}{1082025.16}=0.34$

$\alpha f2=\frac{I_b}{I_s}=\frac{365813.3}{1882128.175}=0.19$

$\alpha f3=\frac{I_b}{I_s}=\frac{365813.3}{2005220.9}=0.18$

$\alpha f4=\frac{I_b}{I_s}=\frac{365813.3}{1020478.8}=0.36$

$\alpha_{fm}=\Sigma\frac{\alpha f}{4}=\frac{(0.34+0.19+0.18+0.36)}{4}=0.27\leq 2$

$h=\frac{\ln(0.8+{}^{Fy}/_{1400})}{36+5\beta(\alpha-0.2)}=\frac{9300(0.8+{}^{420}/_{1400})}{36+5*1.07(0.27-0.2)}=28.12\ Cm<35cm$ ok

$\beta=\frac{930}{868}=1.07$

2. load calculation:

Table (4-5): Dead Load Calculation of Rib(R1).

Type	$w=\gamma$ *v	KN
Tiles	0.03*23*0.55*0.55	0.208
Mortar	0.03*22*0.55*0.55	0.2
Sand	0.07*16*0.55*0.55	0.339
Topping	0.08*25*0.55*0.55	0.605
R.C rib	0.24*25*0.15*(0.55+0.4)	0.855
Hollow block	0.24*10*0.4*0.4	0.384
Plaster	0.02*22*0.55*0.55	0.133
Partition	1*0.55*0.55	0.30
Sum		**3.024**

- **Dead load of slab:**

$$DL = \frac{3.024}{0.55 * 0.55} = 10\ KN/m^2$$

$$WD = 1.2 * 10 = 12\ KN/m^2$$

- **Live load of slab:**

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

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

$$W = 12 + 6.4 = 18.4 KN/m^2$$

3.Moment calculation:

$$m = \frac{la}{lb} = \frac{8.68}{9.30} = 0.93$$

For Case 4:

(For Negative) $C_{a,neg} = 0.057 C_{b,neg} = 0.043$

(For Positive) C_{aDL}=0.0312C_{bDL}=0.0232

(For Positive)C_{aLL}=0.0366C_{bLL}=0.0278

- **Positive Moment:**

$M_{a,pos,dl}= C_{aDL} * W_{DL} * La^2 * bf$

$M_{a,pos,dl} = 0.0312 * 12 * 8.68^2 * 0.550 = 15.51$ KN. m

$M_{b,pos,dl} = 0.0232 * 12 * 9.30^2 * 0.550 = 13.24$ KN. m

$M_{a,pos,ll} = 0.0366 * 6.4 * 8.68^2 * 0.550 = 9.7$ KN. m

$M_{b,pos,ll} = 0.0278 * 6.4 * 9.30^2 * 0.550 = 8.46$ KN. m

$M_{a,pos} = 15.51 + 9.7 = 25.21$ KN. m

$M_{b,pos} = 13.24 + 8.46 = 21.7$ KN. m

- **Negative Moment**

$M_{a,neg} = 0.057 * 18.4 * 8.68^2 * 0.550 = 43.46$ KN. m

$M_{b,neg} = 0.043 * 18.4 * 9.30^2 * 0.550 = 37.64$ KN. m

✓ Design of negative Moment short direction (Mu= 43.64KN.m)

d =h- cover – $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 380 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 343\ mm$

$\frac{Mu}{\emptyset} = \frac{43.64}{0.9} = 48.5$ KN. m …OK

$Rn = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{48.5 \times 10^6}{150 \times 343^2} = 2.75\ Mpa$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.75}{420}}\right) = 0.00706$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.00706\times150\times343 = 363.05\ mm2$

- **Check for As min:-**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)}(150)(343) = 150.03 mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(150)(343) = 171.5 mm^2$$ **control**

$As_{req} = 363.05\ mm^2 > As_{min} = 171.5 mm^2$ **use As=363.05 mm^2**

Use 2 ø 16 ,$A_{s,provided} = 402.1\ mm^2 > A_{s,required} = 363.05\ mm^2$ Ok

- **Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{508.94\times420}{0.85\times150\times24} = 69.85\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{69.85}{0.85} = 82.18\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{343 - 82.18}{82.18} = 0.0095 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ Design of negative Moment long direction (Mu= 37.64KN.m)

d =h- cover – d $_{stirrups}$ $-\frac{d_b}{2} = 380 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 343\ mm$

$\frac{Mu}{\emptyset} = \frac{37.64}{0.9} = 41.82$ KN. m***Ok***

Rn$= \frac{M_n}{bd^2} = \frac{41.82\times10^6}{150\times343^2} = 2.37\ Mpa$

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

ρ$= \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times2.37}{420}} = 0.006$

As,req = ρ.b.d = 0.006×150×343= 309.5 mm2

Check for As min:-

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)}(150)(343) = 150.03 mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(150)(343) = 171.5 mm^2$$ **control**

As$_{req}$= 309.5mm^2 >As$_{min}$= 171.5 mm^2 **use As=309.5 mm^2**

Use 2 ø 16,A$_{s,\ provided}$= 402 mm^2>A$_{s,\ required}$= 309.5mm^2 Ok

- **Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\,f_c'} = \frac{402\times420}{0.85\times150\times24} = 55.18\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{55.18}{0.85} = 64.91\text{mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{343-64.91}{64.91} = 0.0129 > 0.005 \qquad \textbf{0k}$$

✓ Flexural Design of Positive Moment short direction (Mu=25.21KN.m)

Check if $M_{nf} > \frac{Mu}{\emptyset}$:

$d = h\text{- cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 380 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 343\ mm$

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

$M_{nf} = 0.85 \times 24 \times 550 \times 80\ \ 343 - 40\ \ \times 10^{-6} = 271.97\ \text{KN.m} > \frac{Mu}{\emptyset} = \frac{25.21}{0.9} = 28.01\ \text{KN.m}$ ...OK

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{25.21\times10^6}{0.9\times550\times343^2} = 0.43\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}} = \frac{1}{20.6}\ 1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.43}{420}} = 0.00103$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.001\cdot٣\times550\times٣٤٣ = ١٩٤.٣\ mm^2$

- **Check for As min:-**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)}(150)(343) = 150.03mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(150)(343) = 171.5mm^2$$ **control**

Use 2 ø ١٢ ,$A_{s,\ provided}$= ٢٢٦.٢ mm^2>$A_{s,\ required}$= ١٩٤.٣ mm^2*Ok*

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times550\times24} = ٨.٤٦mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.46}{0.85} = ٩.٩٦\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{343-9.96}{9.96} = 0.01 > 0.005 \qquad \textbf{0}k$$

✓ Flexural Design of Positive Moment long direction (Mu=21.7KN.m)

Check if $M_{nf} > \frac{Mu}{\emptyset}$:

$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 380 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 343\ mm$

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

$$M_{nf} = 0.85 \times 24 \times 550 \times 80\ \ 343 - 40\ \ \times 10^{-6} = 271.97KN.m$$

$$\frac{Mu}{\emptyset} = \frac{21.7}{0.9} = 24.1\ KN.m$$

$M_{nf} \geq \frac{Mu}{\emptyset}$ ***ok***

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{21.7\times10^6}{0.9\times550\times343^2} = 0.373\ Mpa$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.373}{420}}\right) = 0.000896$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00٠٨٩٦×٥٥٠×٣٤٣=١٦٩.١ mm^2

- **Check for As min:-**

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{(420)}(150)(343) = 150.03 mm^2$$

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

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(150)(343) = 171.5 mm^2$$ **control**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,\ provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,\ required}$= ١٦٩.١ mm^2 …. Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times550\times24} = 8.46\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.46}{0.85} = 9.96 mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{343 - 9.96}{9.96} = 0.01 > 0.005 \qquad \textbf{0k}$$

✓ Design for shear:

For area tributary using calculated slab the in shear the as shear strip 1m simply supported

V_{ud} = Wu* bf *($\frac{ln}{2} - d$)=18.٤*0.50*(4.60-0.٣٤٣)=٥٠.٥٣KN

$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{24} \times 150 \times 343 \times 10^{-3} = 46.2\ KN$

ϕV_c =0.75×٤٦.٢ =٣٤.٦٦ KN

Vs.min max of :

$V_{s\ min}$=1/16* $\sqrt{f'_c} b_w d$=1/16*$\sqrt{24}$*١٥٠*٣٤٣*10^{-3}=١٥.٧٥ KN

$V_{s\ min}$=1/3*١٥٠*٣٤٣*10^{-3}=١٧.١٥ control

ØVc ≤ V_{ud} ≤ Φ (Vc + Vs_{min})

٣٤.٦٦ ≤ ٥٠.٥٣ ≥ ٤٧.٥١ (Not Ok)

Ø (Vc + $V_{s.\ min}$)< V_u < Ø (Vc + V_S)

$V_S = (\frac{\sqrt{fc'}}{3})$ *bw*d = $\frac{\sqrt{24}}{3}$ *١٥٠*٣٤٣ *10^{-3} = ٨٤.٠ KN

٤٧.٥١ ≤ ٥٠.٥٣ ≤ ٩٧.٦٦(Ok)

Take Av = 2 Φ ٨= 2 * 50.27 = 100.54 mm^2

Provide minimum shear reinforcement

For stirrups 2 Φ 8 use

$\frac{100.54}{S} = \frac{1}{3} * (\frac{150}{412}) \rightarrow$ S=٨٢٨.٤٥ mm

Use 2-legΦ 8 @ ١٠ cm c/c

In the middle space:

Vu at 1 m=Wu*bf*($\frac{ln}{2}$–d)=18.4* 0.50*(4.60 -1)=36.94 KN

ØVc ≤ Vud ≤ Φ(Vc + Vs_{min})

34.66 ≤ 36.94 ≤ 47.51 (Ok)

Take Av = 2 Φ 8 = 2 * 50.27 = 100.54 mm^2

Provide minimum shear reinforcement

For stirrups 2 Φ 8 use

$\frac{100.54}{S} = \frac{1}{3} * (\frac{150}{412}) \rightarrow$ S=828.45 mm

Use 2-legΦ 8 @ 10 cm c/c

4.8 Design of One Way Solid Slab (Basement).

- ✓ **Material :-**
  - ⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
  - ⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2
- ✓ **Slabs Thickness = 300 mm**
  - ✓ **Statically System and Dimensions:-**

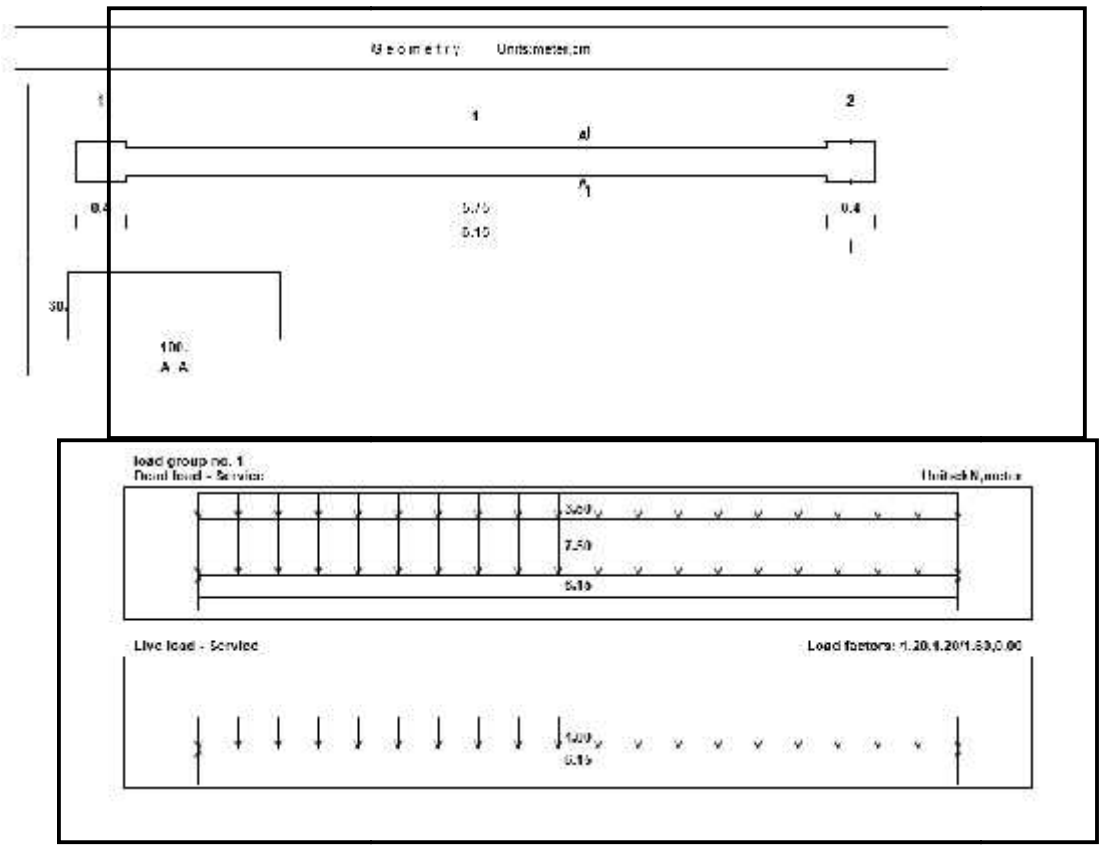


Fig 4.9: Statically System and Loads Distribution of Solid Slab(Basement).

✓ Load Calculations:-

Table (4.6): Dead Load Calculation of Solid slab (Basement)(for 1 m strip of slab) .

No.	Parts of Beam	Calculation
1	Tiles	0.025*23*1 = 0.575 KN/m
2	Mortar	0.025*22*1 = 0.55 KN/m
3	Coarse Sand	0.05*16*1 = 0.8KN/m
4	RC. Slab	0.30*25*1 = 7.5 KN/m
5	plaster	0.02*22*1= 0.44 KN/m
6	partions	1*1 = 1 KN/m
		Sum = 10.865 KN/m

DeadLoad:-DL=10.865KN/m .

Live Load:-LL= 4*1 = 4KN/m .

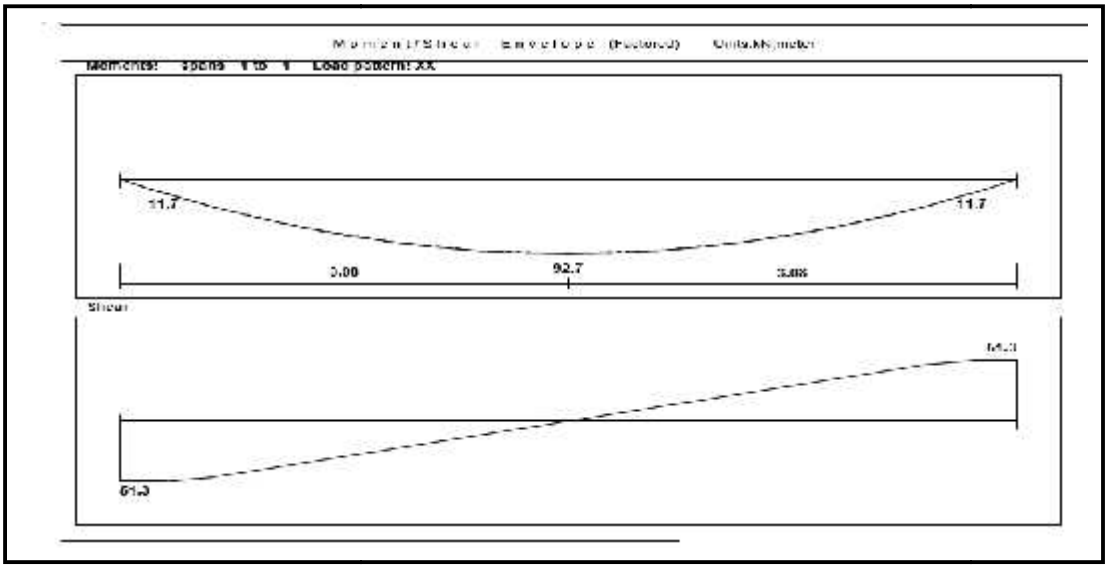


Fig 4.10: Shear and Moment Envelope Diagram of Solid Slab(Basement).

✓ Design of slab:-

Assume bar diameter Ø12 for main reinforcement.

$d = 300 - 20 - \frac{12}{2} = 274\ mm.$

- **For shear:**

Check whether thickness is adequate for shear:

$V_{u,max}$ = 21.2 KN/1m strip

$\emptyset Vc = \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{fc'} * bw * d$

$= \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 274 = 167.8$ KN \ 1m strip

$\frac{1}{2}\emptyset Vc = \frac{1}{2} * 167.8 = 83.9$ KN / 1m strip

$V_{u,max} \leq \frac{1}{2}\emptyset Vc - No\ shear\ reinforcment\ is\ required$

- **For positive Moment:**

Wu =1.2DL + 1.6LL = 1.2*10.865 + 1.6 *4 = 19.44 KN/m^2

Mu= $\frac{Wu * l^2}{8} = \frac{19.44*(6.15^2)}{8}$

Mu = 91.9*10^{-3}KN.m /m

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

Rn = $\frac{Mu / ¤}{b * d^2}$

Rn = $\frac{91.9 * 10^{-3} / 0.9}{1 * (0.274)^2}$ = 1.36 N/mm^2 (Mpa)

ρ = $\frac{1}{m}(1 - \sqrt{1 - \frac{2m * Rn}{fy}})$

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.36)}{420}}) = 0.00335 \geq °_{min} = 0.0018$

As=ρ * b * d = 0.00335* 1000 *274= 917.9mm²

Check Minimum Reinforcement:

As min...(ACI- 318M-14 – (10.5.1))

As min = $^{\circ}_{\min} * b * h$ $= 0.0018 * 1000 * 300 = 540 mm^2$ (control)

As > As min

917.9mm²>540 mm2 .OK .

⇒ Use Φ14 / 15 cm , As prov = 1026.25 mm2/m

Step (S) is the smallest of:-

$\leq 380 (\frac{280}{fs}) - 2.5 * C_c$

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

$\leq 300 (\frac{280}{fs}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) = 300 * (\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}) = 300$ mm (control)

$\leq 3 * h = 3 * 300 = 900$ mm

≤ 450 mm .

$$S = 15 \text{ mm} \leq S_{max} = 300\ mm$$

∴Use Φ14 @ 15 cm in main directions

4.9 Design of Two Way Solid Slab (S1).

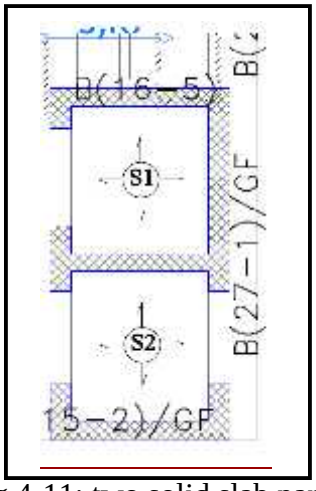


Fig 4-11: two solid slab panel

✓ **Material :-**

⇒ concrete B3·0 Fc' = 2٤ N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

✓ **Slabs Thickness = 3٢0 mm.**

check the minimum thickness of the slab :

$h_{min} = \frac{Panel\ Periameter}{180} = \frac{2(1.85+1.67)}{180} = 0.039m$

, take $h_{min} = 0.05$ m

I For edge Beam:

$I_b = \frac{(20+27)*$

I For int Beam:

$$y_c = \frac{(5*\ 20+27+27\ *\ 27+\ \frac{5}{2}\ +(20+27+\ \frac{27}{2}\ )}{(5*\ 20+27+27\ +(20*27)} = 20.005\,cm^4$$

$I_b = \frac{(20+27+$

I For edge slab:

- **Long Direction:**

$I_s = \frac{(20+\frac{185}{2})*5^3}{12} = 1171.875\,cm^4$

- **Short Direction:**

$I_s = \frac{(20+\frac{167}{2})*5^3}{12} = 1078.125\,cm^4$

I For int slab:

- **Short Direction:**

$$I_s = \frac{(20+\frac{167}{2}+\frac{167}{2})*5^3}{12} = 1947.9\,cm^4$$

- **Long Direction:**

$$I_s = \frac{(20+\frac{185}{2}+\frac{185}{2})*5^3}{12} = 2135.4\,cm^4$$

$$\alpha_{f1}=\alpha_{f3} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{897833}{1947.9} = 46.09$$

$$\alpha_{f2}=\frac{I_b}{I_s} = \frac{797442}{1171.875} = 67.87$$

$$\alpha_{f3}=\frac{I_b}{I_s} = \frac{797442}{1078.125} = 73.96$$

$$\alpha_{f4}=\frac{I_b}{I_s} = \frac{897833}{2135.4} = 42.05$$

$$\alpha_{fm} = \Sigma\,\alpha_f / 4 = \frac{46.09+67.87+73.96+42.05}{4} = 57.5 > 2$$

$$h=\frac{\ln(0.8+\frac{Fy}{1400})}{36+9B} = \frac{185(0.8+\frac{420}{1400})}{36+9(\frac{1.85}{1.67})} = 4.43 < 32cm$$ ok

✓ Load Calculations:-

Dead Load:-

Table (4.7): Dead Load Calculation of Solid slab (S1) .

No.	Parts of Beam	Calculation
1	Tiles	0.025*23*1 = 0.575 KN/m
2	Mortar	0.025*22*1 = 0.55 KN/m
3	Coarse Sand	0.05*16*1 = 0.8 KN/m
4	RC. Slab	0.32*25*1 = 8 KN/m
5	plaster	0.02*22*1= 0.44 KN/m
6	partions	1*1= 1 KN/m

Sum = 11.365 KN/m

Dead load of slab= 11.365 KN/m2

Live load of slab= 4 KN/m2

$W_D = 1.2 * 11.365 = 13.638 KN/m^2$

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

Wu == 13.638+ 6.4 = 20.038 KN/m^2

✓ Design of slab:-

• Positive Moment :

m = $\frac{la}{lb} = \frac{1.67}{1.85}$= 0.90

$C_{a,DL}$=0.039$C_{b,DL}$=0.021
$C_{a,LL}$=0.042$C_{b,LL}$=0.025

Long direction of D.L = $C_{bDL} * W_{DL} * Lb^2$

=0.021*13.365*1.85^2= 0.96KN.m

Short direction of D.L = $C_{aDL} * W_{DL} ** La^2$

=0.039*13.365*1.67^2 = 1.45KN.m

Long direction of L.L = $C_{bLL} * W_{LL} ** Lb^2$

=0.025*6.4*1.85^2= 0.55KN.m

Short direction of L.L = $C_{aLL} * W_{LL} * La^2$

=0.042*6.4*1.67^2= 0.75KN.m

$M_{a+ve} = 1.45 + 0.75 = 2.2\ KN.m$

$M_{b+ve} = 0.96 + 0.55 = 1.51\ KN.m$

• Negative Moment:

$M_{a-ve} = C_a * Wu * La^2$

$=0.079 * 20.038* 1.67^2 = 4.4KN.m$

$$M_{b-ve} = \frac{1}{3} M_{a+ve} = \frac{1}{3} * 2.2 = 0.733 \text{ KN. m}$$

Flexural Design of Positive Moment(Mu=2.2KN.m)

Assume Ø12 are used:

Check if $M_{nf} > \frac{Mu}{\emptyset}$:

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 320 - 20 - \frac{12}{2} = 294\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{2.2 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 294^2} = 0.028\ Mpa$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.028}{420}}\right) = 0.000067$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.000067 \times 1000 \times 294 = 19.7\ mm^2$

As,min = ρmin*b* h = 0.0018 * 1000 * 320 = 576 mm²

➔**$As_{min} > As_{req}$**➔ **(select As_{min})**

Use 12/17.5 cm ,$A_{s,\ provided} = 645.7\ mm^2 > A_{s,\ required} = 576\ mm^2$ …. Ok

- ***Step (S) is the smallest of :-***

S=150 mm < 2h=2*320=640mm <450 mm (OK)

Flexural Design of Negative Moment (Mu=4.4KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{4.4 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 294^2} = 0.056 Mpa$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.6*0.056}{420}}\right) = 0.000134$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.000134 \times 1000 \times 294 = 39.4\ mm^2$

As,min = ρmin*b* h = 0.0018 * 1000 * 320 = 576 mm²

➔As_{min}>As_{req}➔ (select As_{min})

Use 12/17.5 cm ,$A_{s,\ provided}$= 645.7 mm²> $A_{s,\ required}$= 576 mm² …. Ok

(Mu=0.733KN.m)

As=$\frac{1}{3}As,pos=\frac{1}{3}*19.7=6.55$ mm²< As min = 576 mm²

➔ So take As min=576 mm²

Use Ø12@17.5 cm.

4-10 Design of Column (C93)

✓ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm²

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm²

✓ **Load Calculation:-**

Service Load:-

Dead Load =134.4KN
Live Load =41.4 KN

Factored Load:-

P_U = 1.2 ×134.4+ 1.6×41.4 =231.12 KN

✓ **Dimensions of Column:-**

$Assume \quad °g = 0.025$

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

$231.12*10^3 = 0.65 \text{x} 0.8 \times \text{Ag}\{0.85*24(1-0.025)+0.025*420\}$

Ag= 14625.25 mm2

Assume Rectangular Section

h = 500 mm

b = 14625.25/500 = 292.5 mm

Select b = 300 mm

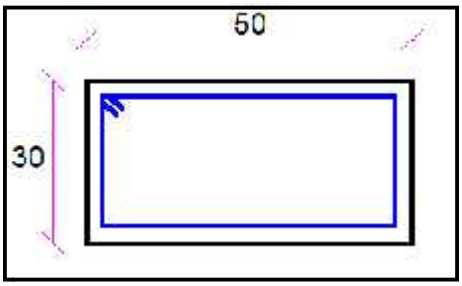


Fig 4.12 : Column section

✓ Check Slenderness Parameter:-

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

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.
K: effective length factor. According to ACI 318 (10.10.6.3) The effective length factor k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

Lu = 4 – 0.32= 3.68 m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about Y-axis (b= 0.50 m)**

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

- $\frac{1\times 3.68}{0.3\times 0.50} = 24.5 > 22$

Column Is Long About Y-axis

- **about X-axis (h= 0.30m)**

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

$$\frac{1\times 3.68}{0.3\times 0.30} = 40.8 > 22$$

Column Is Long About X-axis

✓ Minimum Eccentricity:-

$$ey = \frac{Mux}{Pu} = 0$$

$$\min\ ey = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 300 = 24\,mm = 0.024\,m$$

$$ey = 0.024$$

✓ Magnification Factor:-

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75\ P_c}} \geq 1.0\ and \leq 1.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \geq 0.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 \geq 0.4$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1 + {}_d}$$

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025.2Mpa$$

$${}_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (134.4)}{231.12} = 0.7 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.50 \times 0.30^3}{12} = 0.001125\,m^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025.2 \times 0.001125}{1 + 0.7} = 6.09\,MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 * 6.09}{(1 * 3.68)^2} = 4.4383MN$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{231\ .12}{0.75\ *\ 4438\ \ .3}} = 1.08\ \geq 1.0\ and\ \ \leq 1.4$$

✓ Interaction Diagram:-

$ey = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.024 \times 1.08 = 0.026\ m$

$\frac{ey}{h} = \frac{0.026}{0.5} = 0.051$

$\frac{¥}{h} = \frac{500\ - 2\ *\ 40\ - 2\ *\ 10\ - 16}{500} = 0.832$

From the interactio n diagram chart

from chart A9 - b for $\frac{¥}{h} = 0.75 \rightarrow °g = 0.01$

from chart A9 - c for $\frac{¥}{h} = 0.9 \rightarrow °g = 0.01$

then for $\frac{¥}{h} = 0.832 \rightarrow °g = 0.01$

Select reinforcem ent

Ast $= °g \times Ag = 0.01 \times 300\ *\ 500 = 1500\ mm^2$

Select $8 ¤ 16\ with\ As = 1608\ .5 mm^2 >$ Ast $= 1500\ mm^2$.

✓ Design of the Stirrups:-

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

$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.60 = 25.6\ cm$

$spacing \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$

$spacing \leq 40\ cm$

$Use ¤ 10\ @\ 20\ cm$

4.11 Design of Footing (F3)

✓ Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From Column C59)

Total services load = 744.07Kn

Total Factored load = 1041.7Kn

Column Dimensions (a*b) =50*25 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 300 Kn/m2

Assume h = 40cm

$q_{net-allow}$ = 300 –18*0.6 – 25*0.40 = 279.2kn/m2

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} =$$

Assume Square Footing

B required = 1.65 m

Select B = 1.65 m

✓ Bearing Pressure :-

q_u = 1041.7/(1.65*1.65) = 382.63Kn/m^2

✓ Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-

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

Assume h = 50cm , bar diameter ø 12 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 500 – 75 – 12 = 413 mm

$Vu = q_{u*} \frac{B-a}{2} - d * L$

$Vu = 382.63 * \frac{1.65-0.50}{2} - 0.413 * 1.65 = 102.28$ KN

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

$\text{¤}.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1650 * 413 = 417.3Kn$

$\text{¤}.Vc = 417.3KN > Vu = 102.12Kn$

$\therefore$ *Safe*

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$Vu = Pu - FR_b$

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

$Vu = 1041.7 - 382.63[(0.25 + 0.413) * (0.5 + 0.413)] = 810.08KN$

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

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

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

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

Where:-

$C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{25} = 2$

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

$b_o = 2*(41.3+50)+2*(41.3+25) = 315.2cm$

$\tilde{}_s$ = 40 for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\ _c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2}\right)*\sqrt{24}*3152*413 = 1594.3KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\tilde{}_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*413}{3152}+2\right)*\sqrt{24}*3152*413 = 2886.2KN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3152*413 = 1594.3KN$$

ΦVc =1594.3 KN >Vu=810.08 KN

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

FR = $q_{u*}\ \frac{B-a}{2}\ *L$ = 382.63 * $\frac{1.65-0.50}{2}$ *1.65=363.02 KN

Mu = 382.63*1.65*0.7*(0.7/2)= 154.7KN.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{154.7\times10^6}{0.9\times1650\times413^2} = .61Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\ 1-\ \sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\ = \frac{1}{20.6}\ 1-\ \sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.61}{420}}\ = 0.0015$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0015×1650×413 = 1006.1 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*1650*500= 1485 mm^2

$A_{s,min}$= 1485 mm^2 >$A_{s,req}$ =1006.1 mm^2

As,req =1485 mm^2…… is control

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*50 = 150cm

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

S = 45 cm **…… is control**

Use 10ø14in Both Direction, $A_{s,provided}$= 1539.3 mm^2 >$A_{s,required}$= 1485mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{1337\times420}{0.85\times1650\times24} = 17.18\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.18}{0.85} = 20.2\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{413-20.2}{20.2} = 0.058 > 0.005\ \ldots\ldots\ \mathbf{0k}$$

4- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\, fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A_1 = 50 * 25 = 0.125$ m^2

$A_2 = 165* 165 = 2.72$ m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{2.72}{0.125}} = 4.66 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65\times(0.85\times24\times125\times2) = 3315KN$$

$$\Phi Pn = 3315 > Pu = 1041.7 \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$$\Phi Pn.b = 0.65\times(0.85\times24\times125) = 1657.5KN$$

$$\Phi Pn = 1657.5 > Pu = 1041.7KN \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 500 *250 = 625mm2

Use 6ø12, $A_{s,provided}$= 678 mm^2>$A_{s,required}$= 625mm^2… Ok

5- Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

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

$$Ktr = 0 \quad Nostripes$$

$$cb = 75 + \frac{12}{2} = 81\ mm \ \ Or\ cb = \frac{120}{2} = 60\ mm$$

$$\frac{ktr + cb4}{db} = \frac{0 + 60}{12} = 5 > 2.5$$

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

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

$Ld_{T\ available} = \frac{1650-400}{2}$ -75= 550 mm

$Ld_{T\ available}$ = 500 mm > $ld_{req} = 300\ mm$**…….. OK**

Compression Development Length In Footing :-

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*Fy*dB}{\sqrt{24}}$ >0.043*Fy*dB >200mm

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*420*12}{\sqrt{24}}$ = 246.9>0.043*420*12 = 216.7 >200mm

Ld_{Creq}= 246.9 mm

$Ldc_{available}$= 400 – 75 – 14 – 14 = 297mm >Ld_{Creq}= 246.9 mm **…….. Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071 × fy × db = 0.071 × 420 × 12 = 357.8 mm > 300 mm

Select Lsc = 400 mm

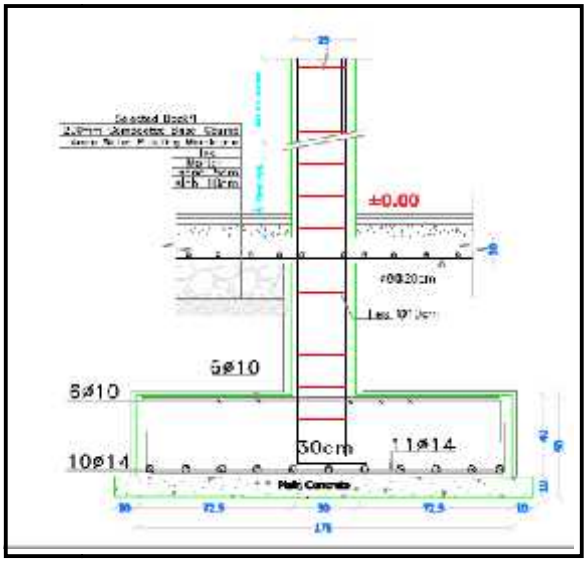


Fig 4.13 :Foot Section.

4.12 Design of Shear Wall (W11,GF)

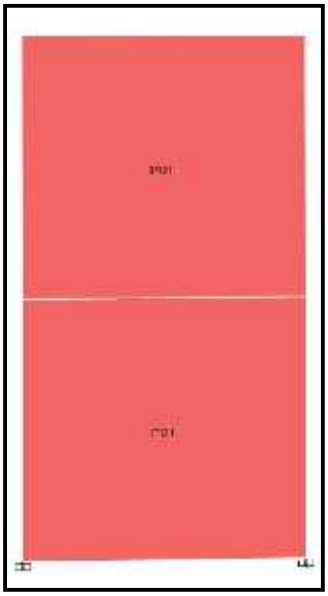


Fig 4.14:Shear Wall.

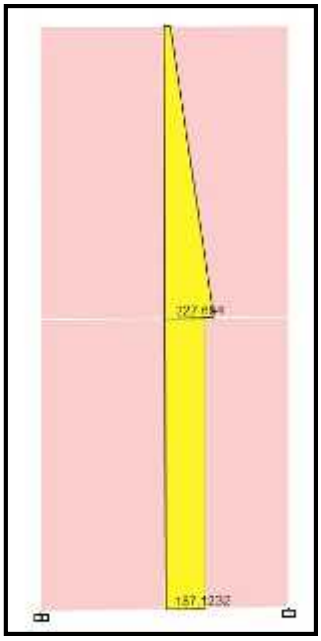


Fig 4.15: Shear Diagram of Shear Wall.

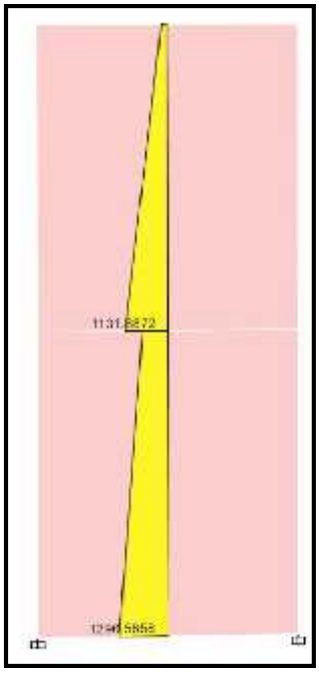


Fig 4.16: Moment Diagram of Shear Wall.

✓ **Material and Sections:- (From Shear Wall)**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 25 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 3.3 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 4 m

✓ **Design of Horizontal Reinforcement:-**

$$\sum Fx = Vu = 187.1232\ KN$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.65m....Control$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{8}{2} = 4m$$

$$storyheigh(Hw) = 4m.$$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 3.3 = 2.46m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$

$$= 0.75 * 0.833 * \sqrt{24} * 250 * 2460 = 1882.3\ KN > V_u = 187.1232 KN$$

V_c is the smallest of :

$$1 - V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 250 * 2460 = 502.145 KN$$

$$2 - V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{24} * 250 * 2460 + 0 = 813.48 KN$$

$$3 - V_c = 0.05 \sqrt{f_c} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} hd$$

$$= 0.05\sqrt{24} + \frac{3.3\ 0.1\sqrt{24} + 0}{4.7}\ 250 * 2460 = 362.185KN \ldots\ldots\ldots \text{Control}$$

$$\frac{1296.5658 - 1131.8872}{1296.5658 - M_u} = \frac{4}{1.65} \Rightarrow M_u = 1182.8KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{1182.8}{187.1232} - \frac{3.3}{2} = 4.7$$

Vc =321.061KN

ØVc = 0.75*362.185 = 271.6>187.1232

Vu = 187.1232 KN>$\frac{1}{2}$*0.75*362.185= 135.8 KN

0.5□Vc < Vu <□Vc→ min shear reinforcement is req:

- Maximum spacing is the least of:

1- $\frac{Lw}{5} = \frac{3300}{5}$ =660mm

2- 3*h = 3*250 = 750mm

3- 450 mm ……. Control

Take ° = 0.0025

Try Ø10 ($A_S = 78.5\ mm^2$) two layers

$° = \frac{A_{vh}}{hS_h} = \frac{2*78.5}{300S_h}$ =0.0025

S_h= 209.33 mm

→use Ø10@250 mm in tow layer

✓ Design of Vertical Reinforcement:-

Take ° = 0.0025

Try Ø10 ($A_S = 78.5\ mm^2$) two layers

$\circ = \frac{A_{vv}}{hS_v} = \frac{2*78.5}{300S_v} = 0.0025$

S_v= 209.33mm

- Maximum spacing is the least of :

$1-\frac{Lw}{3} = \frac{3300}{3} = 1100mm$

2- 3*h = 3*250 = 750mm

3- 450 mm ……. Control

→use∅10@250 mm in two layer

✓ **Design of Bending Moment:-**

→ Try ∅10@ 200 mm

$A_{st} = \frac{3300}{200} * 2 * 78.5 = 2590.5\ mm^2$

$w = \frac{A_{st}}{L_w h}\frac{f_y}{f_c'} = \frac{2590.5}{3300*250}\frac{420}{24} = 0.055$

$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$

$\frac{C}{l_w} = \frac{w+\alpha}{2w+0.85\beta_1} = \frac{0.055+0}{2*0.055+(0.85*0.85)} = 0.066$

$\emptyset M_n = \emptyset\ \ 0.5A_{st}f_y l_w(1+\frac{P_u}{A_{st}f_y})(1-\frac{c}{l_w})$

$= 0.9\ \ 0.5*2590.5*420*3300(1+0)(1-0.066)\ \ = 1509.05KN > 1296.5658KN.m$

4-10 Design of Stair (Stair#2)

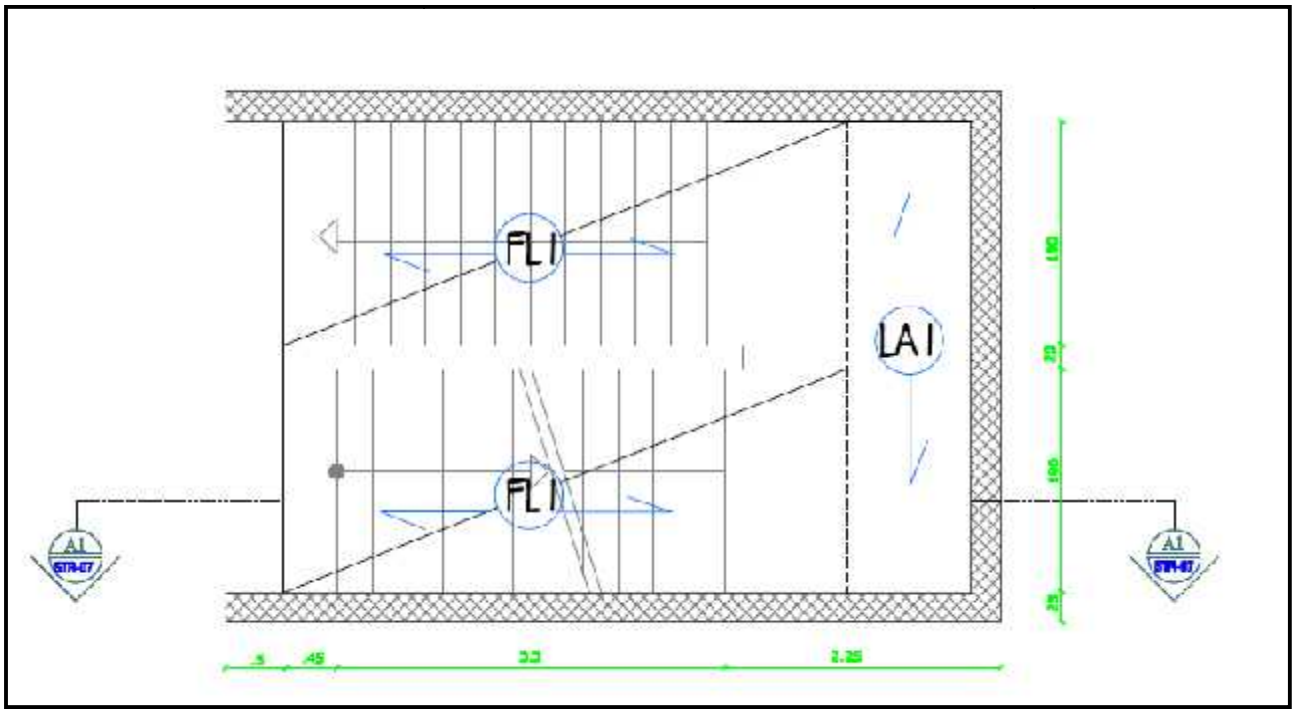


Fig 4.17: Stair Plan.

✓ **Material :-**

⇒ concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

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

1- Design of Flight :-

✓ Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.3/20 = 16.5\ cm$

Take h = 20 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(16.25/30) = 28.4^{o}$

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

Table (4.8): Dead Load Calculation of Flight.

No.	Parts of Flight	Calculation
1	**Tiles**	23*0.025*1*((0.35+0.1625)/0.3) = 0.98 KN/m
2	**Mortar**	2*0.025*1*((0.3+0.1625)/0.3) = 0.77KN/m
3	**Stair**	(25/0.3)*((0.1625*0.3)/2)*1 = 2.03KN/m
4	**R.C**	25*0.2*1 / cos28.4 = 5.68KN/m
5	**Plaster**	21*0.02*1 / cos28.4 = 0.48KN/m
		Sum = 9.94 KN/m

Live Load For Landing For 1m Strip = 3*1 = 3 KN/m

✓ System of Flight:-

Factored Load For Flight :-

W_U = 1.2 ×9.94 + 1.6×3 =16.73KN/m

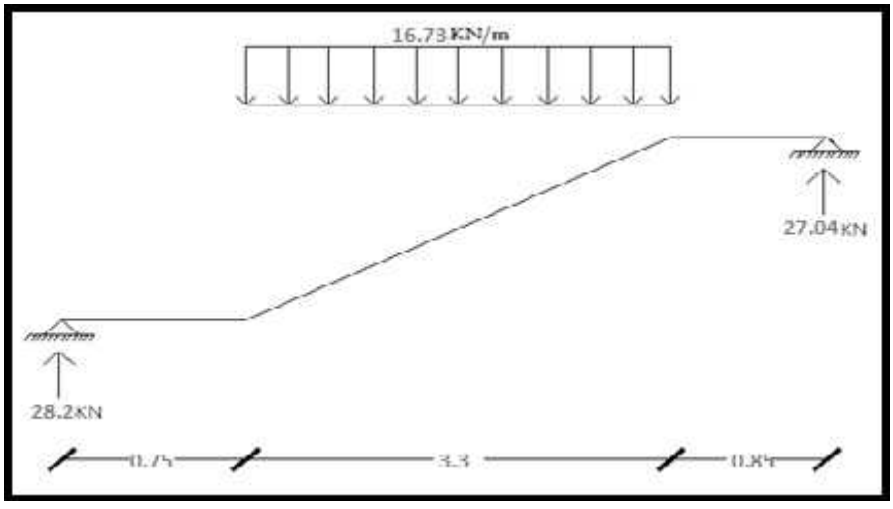


Fig 4.18: Statically System and Loads Distribution of Flight.

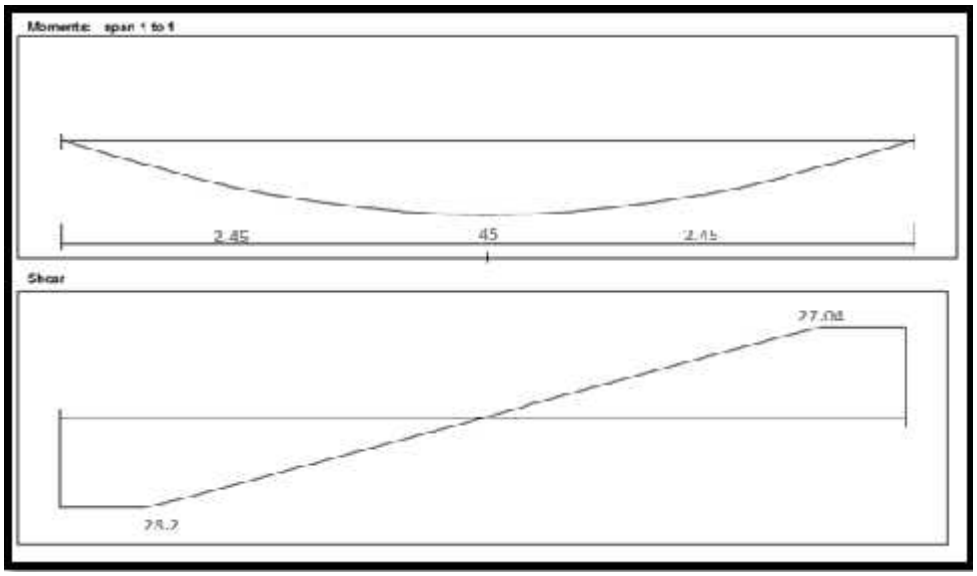


Fig 4.19: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight.

✓ Design of Shear for Flight :- (Vu=28.2 KN)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{14}{2} = 173\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'c}\, b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{28} * 1000 * 173 = 141.25$ Kn

Φ V_c = 0.75* 141.25 = 105.94 KN > Vu = 28.2 KN**…… No shear reinforcement are required**

✓ Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=45KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{45\times10^6}{0.9\times1000\times173^2} = 1.67\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.67}{420}}\right) = 0.00415$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00415 ×1000×173 = 718.6 mm^2/m

$A_{s,min}$= 0.0018*1000*200 = 360 mm^2/m

As_{req} = 718.6 mm^2>$A_{s,min}$=360 mm^2/m

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*200 = 600 mm

$S = 380*\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330 mm **…… is control**

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 753.3 mm^2>$A_{s,required}$= 718.6 mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{753.3\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.5\ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.5}{0.85} = 18.24\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{173-18.24}{18.24} = 0.025 > 0.005 \quad \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

✓ Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$A_{s,req}$= $A_{S,min}$ =0.0018*1000*200 = 360 mm^2

Use ø10@ 200 mm ,$A_{s,provided}$= 395 mm^2>$A_{s,required}$= 360mm^2… Ok

2- Design of Landing :-

✓ Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.2 /20 = 16$ cm

Take h = 20 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For (LA1) Landing For 1m Strip:-

Table (4.9): Dead Load Calculation of Middle Landing.

No.	Parts of Landing	Calculation
1	**Tiles**	**23*0.025*1= 0.575KN/m**
2	**Mortar**	**20*0.025*1= 0.5KN/m**
4	**R.C**	**25*0.20*1= 5 KN/m**
5	**Plaster**	**21*0.02*1= 0.42KN/m**
		Sum = 6.5KN/m

Live Load For Landing = 3*1 = 3 KN/m

Factored Load For Landing :-

$W_U = 1.2 \times 6.5 + 1.6 \times 3 = 12.6$ KN/m

Factored Load From Flight :-

$W_{LA1} = \frac{W_{FL1}}{L} = \frac{28.2}{1.5} = 18.8\ KN/m$

✓ System of Landing:-

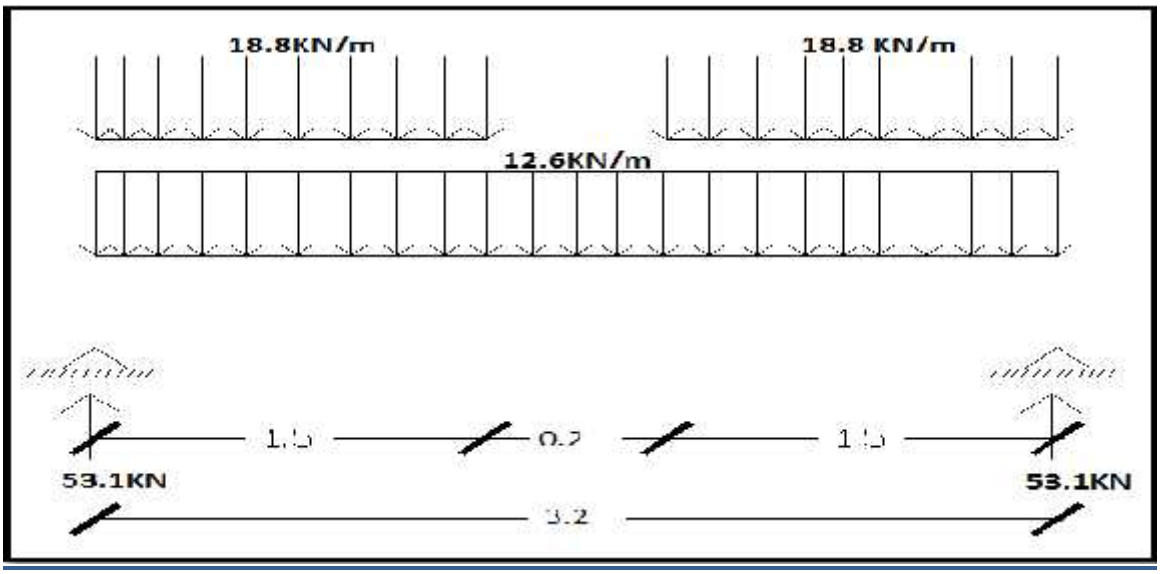


Fig 4.20: Statically System and Loads Distribution 0f Middle Landing.

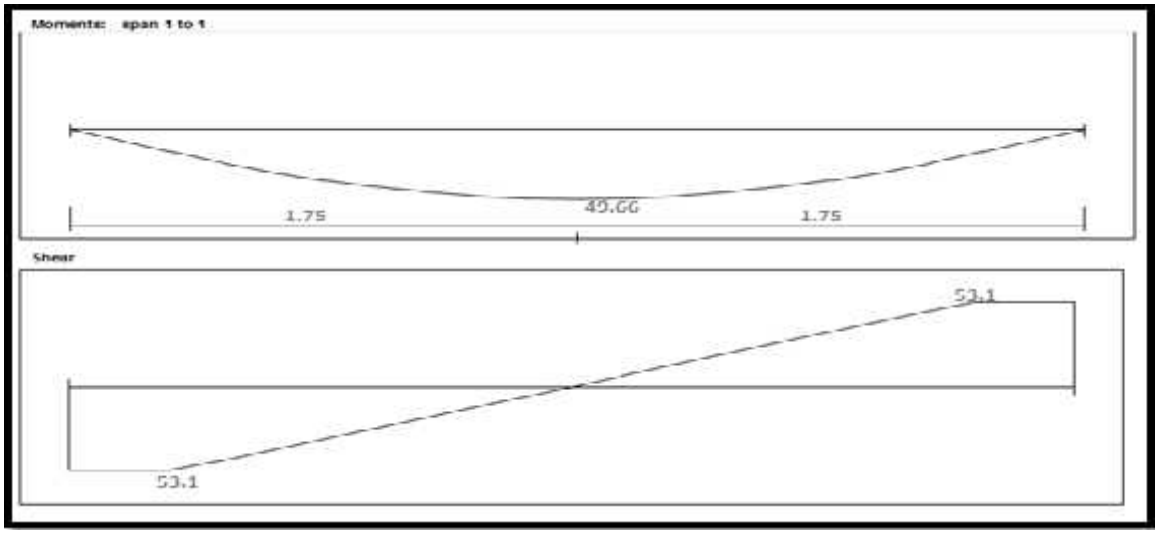


Fig 4.21: Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landing.

✓ Design of Shear:- (Vu=53.1KN)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{14}{2} = 173\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 173 = 141.25$ KN

Φ* V_c = 0.75* 141.25 = 105.9 KN > Vu = 53.1 KN**….. No shear reinforcement are required**

✓ Design of Bending Moment :- (Mu=49.66KN.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 200 - 20 - \frac{14}{2} = 173\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{49.66\times10^6}{0.9\times1000\times173^2} = 1.84\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.84}{420}}\right) = 0.0046$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0046×1000×173 = 795.8 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*200 = 360 mm^2

$A_{s,req}$ = 795.8 mm^2**…… is control**

Check for Spacing:-

S = 3h = 3*200 =600 mm

$S = 380*\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12@125 mm ,$A_{s,provided}$= 904 mm^2>$A_{s,required}$= 795.8 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{904\times420}{0.85\times1000\times24} = 18.6\ mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.6}{0.85} = 21.9\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\ \frac{d-c}{c} = 0.003\ \frac{173 - 18.76}{18.76} = 0.0207 > 0.005\ \ldots\ldots \mathbf{0k}$$

Lateral or Secondary Reinforcement For Landing:-

$A_{s,req} = A_{s,min} = 0.0018*1000*200 = 360\ mm^2$

Use ø10 @ 200 mm ,$A_{s,provided} = 395\ mm^2 > A_{s,required} = 360\ mm^2$… Ok

٥

الفصـــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

٥ـ١ مقدمة .

٥ـ٢ النتائج.

٥ـ٣ التوصيات.

٥-١ 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 لمركز الخدمات المقترح بناؤه في ريف مدينة دورا.
وتم إعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

٥-٢ النتائج: -

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
٣. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
٤. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي $300KN/m^2$.
٥. 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، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
٦.برامج الحاسوب المستخدمة:-
هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:-

a. AUTOCAD (2014) :- و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b. ATIR: - للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c. Microsoft Office XP: - تماستخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.

٧. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
٨. 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.

٥-٣التوصيات: -

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

ففي البداية، يجب أن يتم تنسيق وتجهيز كافة المخططات المعمارية، بحيث يتم 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 المعماريويحاول 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.

تم بحمد الله