التصميم الإنشائي لـ " مبنى مجمع يطا التجاري " المقترح إنشاؤه في مدينه يطا.

فريق العمل

حسين أبو زهرة معتصم أبو عواد

عمر أبو زهرة مهند صوايفه

إشراف:

م.إيناس شويكي.

تقرير مقدمة التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة والتكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل-فلسطين

أيار– ٢٠١٥م

شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـِ " مبنى مجمع يطا التجاري " المقترح إنشاؤه في مدينه يطا.

فريق العمل

حسين ابوزهرة معتصم ابو عواد

عمر ابوزهرة مهند صوايفه

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

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
م.إيناس شويكي	د. غسان دويك
.....	.....

أيار – ٢٠١٥م

الإهـــــــــداء

قال تعالى : (وَقُلِ اعْمَلُواْ فَسَيَرَى اللّهُ عَمَلَكُمْ وَرَسُولُهُ)

صدق الله العظيم

نهدي هذا العمل المتواضع الى
من افتدى وطنه بعلمه ودمه ..... **الأكرم منا** جميعاً

من أختص الله الجنة تحت أقدامهن ..... **والداتنا**
الذين **بذلوا** جهد السنين سخياً وصاغ من الأيام سلالم العلى **لأرتقي** بها في ذرا الحياة .....**ابائنا**
العيون البريئة التي تنظر **الينا بحب** ..... **أخوتنا**
الشموع التي أضاءت لي طريق العلم ..... **أساتذتنا**
الذين **واكبوا** سنين العمر **بإخلاص** ..... **أصدقائنا**

نهدي ما وفقنا أليه ربنا ردا للجميل الذي احمله لهم جميعا

فريق العمل

الشكر والتقدير

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

نتقدم بجزيل الشكر **والامتنان**

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بوليتكنك فلسطين.

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية .... بطاقمها التدريسي **والإداري**.

إلى المشرفة على هذا **المشروع** المهندسة.... إيناس شويكي.

الى د. نصر عبوشي، د. هيثم عياد، م. خليل كرامة، م.سفيان الترك، د. ماهر عمرو، **د. نبيل الجولاني والى** جميع من علمنا حرفاً في جامعتنا العزيزة.

إلى من دعمنا في جميع مراحل حياتنا ..... أهلنا الأحباء.

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ " مبنى مجمع يطا التجاري " المقترح إنشاؤه في

مدينه يطا.

فريق العمل

حسين ابوزهرة معتصم ابو عواد

عمر ابوزهرة مهند صوايفه

جامعة بوليتكنك فلسطين -٢٠١٥م

إشراف
م.إيناس شويكي

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

المشروع عبارة عن مبنى مجمع تجاري ، حيث يتكون المشروع من خمسة طوابق بالاضافه إلى تسوية متعددات الاستخدام مع وجود القليل من التراجعات في الطوابق ؛ فالتسوية تحتوي على مخازن و موقف للسيارات، أما الطابق الأرضي يحوي على مساحات لما تحتاجه المنشأة من خدمات مثل غرفة إدارة ، و غرفة امن و محلات على جزء من الطابق و الباقي عبارة عن معرض للأثاث أما الطوابق الأول و الثاني و الثالث فتحتوي على محلات تجاريه مفتوحه على كامل الطابق. اما الرابع فيحتوي على مطعم على كامل الطابق ايضا.

ونتيجة لكبر حجم المنشأة ووجود تنوع في شكله فسيتم استخدام انواع مختلفة من العناصر الانشائية مثل تنوع العقدات في المبنى واستخدام الجسور المتدلية حتى تحمل الاحمال في المسافات البعيدة بين الاعمدة والتي ستستخدم في المبنى لتجنب تعطيل الحركة ، و حتى يتم اخراج المبنى حسب ما هو مصمم معماريا، حيث ان ما يميز تصميمه المعماري عن غيره هو طرق ترابط الكتل ببعضها والفكرة المعمارية المنبثق منها المشروع .

ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، ولتحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C-97) ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318-08)، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل: Autocad2013، Office 2013, Atir v.11.5، وغيرها.

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

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

والله ولي التوفيق

Structural Design of Yatta Mall

Prepared by

Hussin Abu Zahra **Omar Abu Zahra**

Motasem Abu Awwad **Mohannad Sawaifh**

Palestine Polytechnic University -2015

Supervisor

Eng.Inas Shweiki

Abstract

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

It is worth mentioning that we have used the Jordanian code to determine the live loads, and to determine the seismic loads use of (UBC-97), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code (ACI_318-08), It must be pointed out that he was relying on some computer programs such as: Autocad2013, Office2013, Atir v.11.5.

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

After designing this project it's expected to gain a various results and to link the information that have been studied in the different courses , and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other, and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

God grants success.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
الإهداء	II
الشكر والتقدير	III
ملخص المشروع	IV
ABSTRACT	V
فهرس المحتويات	VI
المقدمة	VII
الوصف المعماري	VII
الوصف الانشائي	VIII
Structural Analysis and Desgin	X
فهرس الجداول	XI
فهرس الاشكال	XII
List of Abbreviations	XIV

الفصل الأول	المقدمة	١
١-١	المقدمة	٢
٢-١	مشكلة البحث (المشروع)	٢
٣-١	أسباب اختيار المشروع	٣
٤-١	أهداف المشروع	٤
٥-١	المسلمات	٤
٦-١	فصول مقدمة المشروع	٤
٧-١	نطاق المشروع	٥
٨-١	الجدول الزمني لمقدمة المشروع	٥
٩-١	وصف المشروع	٦

الفصل الثاني	الوصف المعماري	٧
١-٢	المقدمة	٨
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	٨
٣-٢	موقع المشروع	٩
٤-٢	أهمية الموقع	١٠
٥-٢	حركة الرياح والشمس	١١
٦-٢	الرطوبة	١١
٧-٢	وصف طوابق المشروع	١١
١-٧-٢	طابق التسوية	١٢
٢-٧-٢	الطابق الارضي	١٣
٣-٧-٢	الطابق الاول	١٤
٤-٧-٢	الطابق الثاني	١٤
٥-٧-٢	الطابق الثالث	١٥
٦-٧-٢	الطابق الرابع	١٦
٨-٢	الواجهات	١٧
١-٨-٢	الواجهة الشمالية	١٧
٢-٨-٢	الواجهة الجنوبية	١٨
٣-٨-٢	الواجهة الغربية	١٩
٤-٨-٢	الواجهة الشرقية	١٩
٩-٢	القطاعات	٢٠
١٠-٢	وصف الحركة والمداخل	٢١
١١-٢	الموقع العام	٢٢
١٢-٢	المداخل	٢٣

الفصل الثالث	الوصف الانشائي	١٨
١-٣	المقدمة	٢٥
٢-٣	هدف التصميم الإنشائي	٢٥
٣-٣	الدراسات النظرية للعناصر الانشائية	٢٥
١-٣-٣	الأحمال وتصنيفاتها	٢٦
٢-٣-٣	الأحمال الميتة	٢٦
٣-٣-٣	الأحمال الحية	٢٦
٤-٣-٣	الأحمال البيئية	٢٧
١-٤-٣-٣	الرياح	٢٧
٢-٤-٣-٣	الثلوج	٢٨
٣-٤-٣-٣	الزلازل	٢٨
٤-٣	الاختبارات العملية	٢٩
٥-٣	العناصر الانشائية المكونة للمبنى	٢٩
١-٥-٣	العقدات	٣٠
١-١-٥-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٣٠
٢-١-٥-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٣١
٣-١-٥-٣	العقدات المركبة	٣٢
٤-١-٥-٣	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣٢
٥-١-٥-٣	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣٣
٢-٥-٣	الجسور	٣٤
٣-٥-٣	الأعمدة	٣٥
٤-٥-٣	الجدران الحاملة (جدران القص)	٣٦
٥-٥-٣	السلالم	٣٧
٦-٥-٣	الادراج	٣٨
٧-٥-٣	الجدران الاستنادية	٣٩
٨-٥-٣	فواصل التمدد (Expansions Joints)	٤٠

٤٢	Introduction	١-٤
٤٢	Design method and requirements	١-١-٤
٤٢	Strength design method	٢-١-٤
٤٣	Factored loads	٢-٤
٤٣	Slabs Thickness calculation	٣-٤
٤٤	Load Calculation	٤-٤
٤٥	Design of Topping	٥-٤
٤٥	Calculation of Dead load	١-٥-٤
٤٥	Calculation of live load	٢-٥-٤
٤٧	Design of Rib (Rib 001)	٦-٤
٤٧	Design constant	١-٦-٤
٤٨	Calculation of Dead load	٢-٦-٤
٤٨	Calculation of Live load	٣-٦-٤
٥٠	Flexural Design	٤-٦-٤
٥٠	Design for positive Moment for Rib (Rib 001)	١-٤-٦-٤
٥٥	Design for Negative Moment for Rib (Rib 001)	٢-٤-٦-٤
٥٧	Design shear for Rib (Rib 005)	٣-٤-٦-٤
٥٩	Design of Beam B0(16) for ground floor	٧-٤
٦٠	Calculation of Dead load	١-٧-٤
٦١	Check whether the section will be act as singly or doubly	٢-٧-٤
٦١	Flexural Design	٣-٧-٤
٦١	Design for positive Moment for Beam B0(16)	١-٣-٧-٤
٦٤	Design for Negative Moment for Beam B0(16)	٢-٣-٧-٤
٦٥	Design shear for Beam B0(16)	٣-٣-٧-٤
٦٥	Check for section dimensions	٤-٣-٧-٤
٦٥	Check for the cases of shear	٥-٣-٧-٤
٦٨	Design of long column	٨-٤
٦٨	Check the slenderness effect	١-٨-٤
٦٩	Calculate emin ,Mmin	٢-٨-٤
٦٩	Determine of Euler buckling load	٣-٨-٤
٦٩	Calculate the moment magnifier factor	٤-٨-٤
٧٠	Design the stirrups	٥-٨-٤
٧١	Check for code requirements	٦-٨-٤
٧١	Design of Isolated Footing (F1)	٩-٤
٧١	Determination of Loads	١-٩-٤

٤-٩-٢	Determination of Footing Area	٧٢
٤-٩-٣	Determination the depth of footing based on shear strength	٧٢
٤-٩-٤	Check for one-way shear strength	٧٣
٤-٩-٥	Check for two-way shear action (punching)	٧٣
٤-٩-٦	Design of Bending Moment	٧٤
٤-٩-٧	Development Length of main Reinforcement for Mu	٧٦
٤-٩-٨	Design the column – footing joint:	٧٧
٤-١٠	Design of Strip footing	٧٨
٤-١٠-١	Load Calculation	٧٨
٤-١٠-٢	Desig of The Strip Footing	٧٩
٤-١١	Design of stair (1).	٨٠
٤-١١-١	Determination of Slab Thickness	٨٠
٤-١١-٢	Load Calculations	٨١
٤-١١-٣	Design of Shear for flight	٨٣
٤-١١-٤	Design of Bending Moment for Flight	٨٣
٤-١٢	Design of Basement wall	٨٦
٤-١٢-١	load calculation	٨٦
٤-١٢-٢	Design of Bending Moment	٨٨

الفصل الخامس	النتائج و التوصيات	٩١
٥-١	النتائج	٩٢
٥-٢	التوصيات	٩٢
٥-٣	قائمه المصادر و المراجع	٩٣

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
١-١	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٣/٢٠١٤)	٥
١-٣	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٢٦
٢-٣	الأحمال الحية لعناصر المبنى	٢٧
٣-٣	قيمة احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٨
١-٤	Calculation of the Total load for Rib (R001)	٤٤
٢-٤	Calculation of Topping dead load	٤٥
٣-٤	Calculation of total dead load	٤٧

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
٢-١	خارطة الموقع الجغرافي	١٠
٢-٢	مسقط طابق التسوية	١٢
٢-٣	مسقط الطابق الأرضي	١٣
٢-٤	مسقط الطابق الاول	١٤
٢-٥	مسقط الطابق الثاني	١٥
٢-٦	مسقط الطابق الثالث	١٦
٢-٧	مسقط الطابق الرابع	١٧
٢-٨	الواجهة الشمالية	١٨
٢-٩	الواجهة الجنوبية	١٨
٢-١٠	الواجهة الغربية	١٩
٢-١١	الواجهة الشرقية	٢٠
٢-١٢	القطاع (A-A)	٢٠
٢-١٣	القطاع (B-B)	٢١
٢-١٤	الموقع العام	٢٣
٣-١	انتقال الاحمال داخل المنشأة الواحدة	٢٩
٣-٢	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٣١
٣-٣	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٣١
٣-٤	العقدات المركبة	٣٢
٣-٥	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣٣
٣-٦	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣٣
٣-٧	جسور الربط في الاسلسات	٣٤
٣-٨	لشكل الجسور المدلاة.	٣٥
٣-٩	لشكل الجسور المسحورة	٣٥
٣-١٠	أحد لشكل الأعمدة	٣٦
٣-١١	جدار القص	٣٧
٣-١٢	مقطع طولي بالأساس	٣٨
٣-١٣	مسقط افقي في الاساس	٣٨
٣-١٤	الدرج	٣٩
٣-١٥	جدار لستنادي	٣٩

List of Figures

Figure #	Description	Page
٤-١	Rib(R001) at ground floor slab	٤٣
٤-٢	Spans of rib	٤٤
٤-٣	Typical section Ribbed slab	٤٤
٤-٤	Typical section in topping	٤٥
٤-٥	Span length of rib(R001)	٤٨
٤-٦	Rib(R001) Envelop	٥٠
٤-٧	Reinforcement of rib (R005)	٥٨
٤-٨	Location of beam (B0(16))	٥٩
٤-٩	Beam (B0(16)) geometry	٥٩
٤-١٠	Service load of beam	٥٩
٤-١١	Beam envelop	٦٠
٤-١٢	Detail of beam (B0(16))	٦٧
٤-١٣	Section in beam (B0(16))	٦٧
٤-١٤	C (20)Detail	٧١
٤-١٥	one-waye shear	٧٢
٤-١٦	Two-waye shear	٧٣
٤-١٧	Footing’s Details	٧٧
٤-١٨	location of Strip footing	٧٨
٤-١٩	stair plan	٧٩
٤-٢٠	Geometry of srear	٨٢
٤-٢١	Moment & shear on flight	٨٢
٤-٢٢	Section Of basement wall	٨٦
٤-٢٣	Static System	٨٧
٤-٢٤	Shear envelope of basement	٨٨
٤-٢٥	moment envelope of basement	٨٨
	Basement details	٩٠

1

الفصل الأول

المقدمة

١-١ المقدمة.

١-٢ مشكلة المشروع.

١-٣ أسباب اختيار المشروع.

١-٤ أهداف اختيار المشروع.

١-٥ المسلمات.

١-٦ فصول المشروع.

١-٧ نطاق المشروع.

١-٨ حدود المشروع.

١-٩ وصف المشروع.

١-١ المقدمة: -

تعتبر التجارة من أسمى المهن التي ابتكرها الإنسان وتكاد تكون أفضلها وأهمها نظرا لما تساهم به من تلبية احتياجات الأشخاص كافه من مأكل و ملبس و كافة الضروريات الأخرى

فبدون التجارة لمات تبادل الناس السلع و الخدمات حيث ظهرت التجارة منذ مسافات طويلة تقدر بأنها من حوالي ١٥٠٠٠٠ عام حيث كانت قديما عبارة عن تبادل للسلع ولكن كان هناك العديد من المشاكل في هذا الشكل من التجارة لذلك بدأ البحث و التطوير على التجارة على عدة مراحل.

ولما كان الإنسان يمثل أغلى قيمة خلقها الله على الأرض وسخرها له فقد بات من المؤكد أن عقل وتفكير هذا الإنسان وسلامة بدنه ونفسه تعد من أهم ضروريات حياته وضروريات استمرار إعماره لهذا الكون، لذا فقد دأب الإنسان منذ الأزل على تطوير التجارة حتى وصل التطور مستخدما كل وسائل العلم وكان الإنسان منذ القدم يسعى إلى التيسير والتطور من حين لآخر،حتى وصت إلى البيع في منطقه واحدة ومن ثم التجارة الالكترونية حديثا.

حيث يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمجمع تجاري يتكون من تسويه و خمس طوابق. ويتمثل المشروع في اختيار النظام الإنشائي للمبنى من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلأم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

١-٢ مشكلة البحث (المشروع): -

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة للمجمع التجاري الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث وهو " مجمع بطا التجاري "؛ وفي هذا المجال سوف يتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ...الخ، بتحديد الأحمال الواقعة عليه، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها. مع الأخذ

بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ومراعاة الجانب الاقتصادي ومن ثم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

١-٣ أسباب اختيار المشروع: -

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستوجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.

ومن الأمور التي دفعتنا إلى هذا البحث هو تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.

الأسباب الشخصية: -

١. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا.
٢. الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير عاملي المتانة والاقتصاد.

١-٤ أهداف المشروع: -

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

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

١-٥ المسلمات: -

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائي لكافة العناصر (ACI-318-08).
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Staad pro, Safe, Etabs) .
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & PowerPoint.

١-٦ فصول المشروع: -

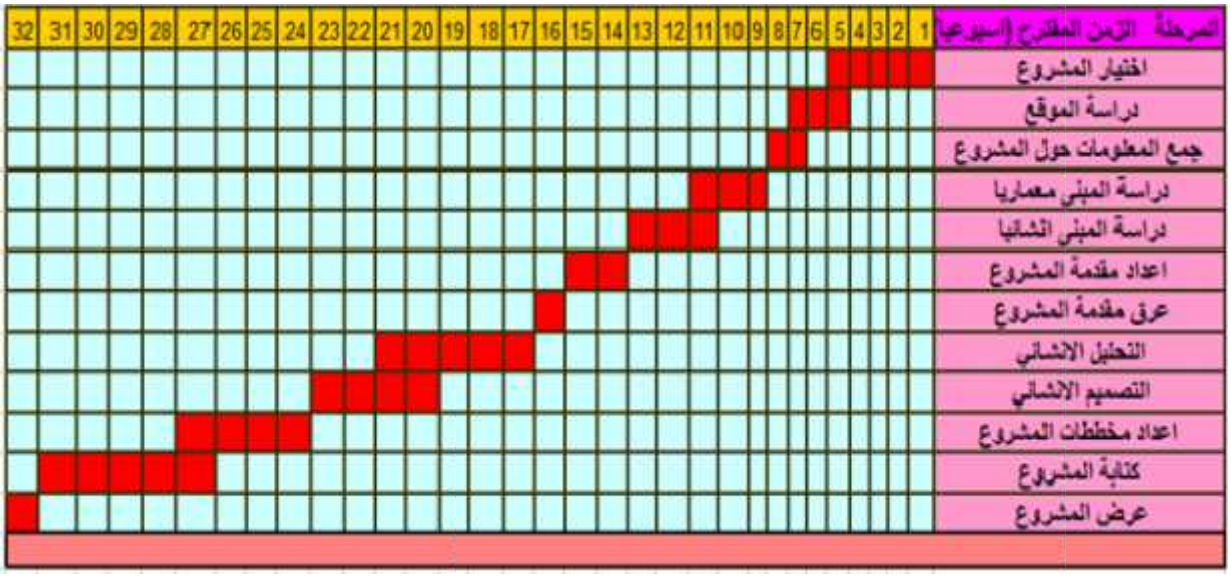
١. الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.
٢. الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣. الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤. الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

١-٧ نطاق المشروع: -

١. دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها.
٢. دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمجمع والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي.
٣. تحديد النظام الإنشائي المناسب ومن ثم تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
٤. عرض المقدمة للمناقشة.

١-٨ حدود المشروع: -

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث تم عمل تصميم متكامل لهذه العناصر من جسور، أعمدة، أساسات، جدران القص، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها، وفي الجدول التالي نوضح التسلسل الزمني للعمل في المشروع.



جدول ١-١ الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٥/٢٠١٦).

١-٩ وصف المشروع: -

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

١. **-الفصل الأول:-**

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

٢. **الفصل الثاني:-**

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

٣. **الفصل الثالث:-**

تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع.

٤. **الفصل الرابع:-**

يحتوي على عمليات التحليل والتصميم للعناصر الإنشائية المقترحة لمقدمة المشروع.

2

الفصل الثاني

الوصف المِعمَاري

٢-١ المقدمة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع.

٢-٣ موقع المشروع.

٢-٤ وصف طوابق المشروع.

٢-٥ الواجهات.

٢-٦ وصف الحركة والمداخل.

٢-٧ الموقع العام.

٢-٨ المداخل.

٢-١ المقدمة: -

إن الوصف المعماري لأي مبنى بحاجة ماسة لنجاحه إذ يساعد على فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها.

من أهم الأمور التي يجب أن تتوفر في المباني التجارية المظهر الجميل و الراحة النفسية عند المتسوقين، بالإضافة إلى التقسيم الداخلي الجيد الذي يسهل على البائع العرض و على المشتري التسوق و على عده أمور منها الإنارة الجيدة القادمة من الشمس نهارا و من الكهرباء ليلا وذلك لاستخدام أقل قدر من الطاقة.

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الإنشائية)، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى اختيار النظام الإنشائي الذي يتلاءم مع وظيفة المبنى وينسجم مع التصميم المعماري له ،وكما تهدف هذه العملية إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وتسليحها، وذلك لمقاومة الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة.

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع: -

تقوم فكرة المشروع على أساس تصميم إنشائي متكامل مع مراعاة جميع المعايير المعمارية النموذجية في تصميم المجمع التجاري الذي يجب أن تتوفر فيه جميع العناصر التي سوف تجعل المجمع التجاري مميز من ناحية وظيفية و معماريه و أن يراعي كافه أمور التطور التجارية من حيث المساحات والحركة و متطلبات السلامة العامة وأمور أخرى مع مراعاة إمكانية التمدد المعماري المستقبلي.

المجمع التجاري يشمل على عدة عناصر رئيسية:

١. **الإدارة العامة:** وتتكون هذه الإدارة من الهيئة المسئولة عن شؤون المجمع وهي تتولى الإشراف وتسير العمل وهي قريبة عن المدخل الرئيسي والإشراف على جميع الأنشطة المختلفة لتنظيم شؤون رواد هذا المشروع.
٢. **الخدمة العامة:** وتشمل على الحمامات بالإضافة إلى موقف لسيارات وموقف لشاحنات نقل البضائع و مخازن تخدم المستأجرين في تخزين البضائع.
٣. **المحلات التجارية:** يتكون المبنى من ٥ طوابق خصصت بشكل أساسي للتجارة والتسويق.

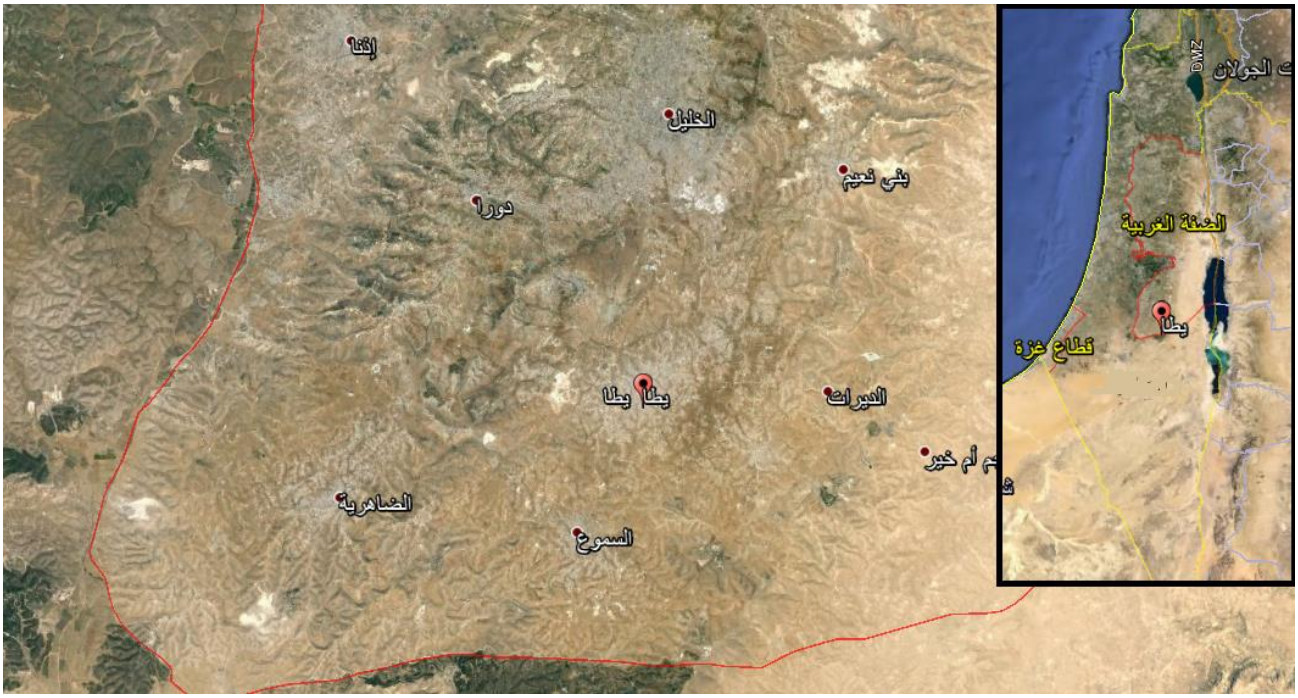
٢-٣ موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع 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.

لذلك 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.

يقع المشروع في الوسط من مدينه يطا الواقعة جنوب الضفة الغربية إلى الجنوب من مدينة الخليل حيث يقع المجمع في الشرق من الشارع الرئيسي "شارع يطا الخليل" بمساحة تقدر ب ٢٦٧٧م٢ ويحدها من الغرب شارع معبد عرضة ٩,٣متر ومن الجنوب أيضاً شارع معبد والشرق أراضي زراعية واسعة ومن الشمال ارضي زراعية.

وتقع المنطقة في خط كنتور يتراوح بين "967.75-975" متر فوق سطح البحر حيث ان قطعة الأرض تنحدر باتجاه الجنوب الشرقي ارتفاع 7.25 متر.



الشكل (٢-١) خارطة الموقع الجغرافي.

٢-٤ أهمية الموقع:-

الشروط العامة لاختيار الموقع:

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مجمع تجاري لا تقام بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل بأنها 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 لبناء مجمع تجاري:

- **جغرافية الموقع:** هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.
- **شبكه المواصلات:** بالإضافة إلى تعدد الطرق المؤدية للموقع فهناك طرق فرعية تحيط بالأرض.
- **الغطاء النباتي:** -هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات.

- **أنماط المباني المحيطة:** طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها، تجاريه، 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.

٢-٥ حركة الشمس والرياح: -

تتعرض مدينة يطا إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا(جافة) واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة، ونظرا 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 جافاً، 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.

٢-٦ الرطوبة: -

يتراوح معدل الرطوبة في المدينة ٦١ % في فصل الشتاء، ولارتفاع المدينة عن سطح البحر أثر في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر، حيث يقدر ارتفاع مدينة يطا بحوالي(٧٥٠-٨٥٠) متر عن سطح البحر وبذلك تعد من أعلى المناطق في الضفة الغربية.

٢-٧ وصف طوابق المشروع: -

يتكون المشروع منخمس طوابق بالإضافة إلى تسويه بتنوع خدماتي موزع على المبنى في تركيبته الهندسية الذي صمم على أسس فنيّة وجميلة مما ساعد على تنظيم الخدمات والترتيبات اللازمة وتوفير

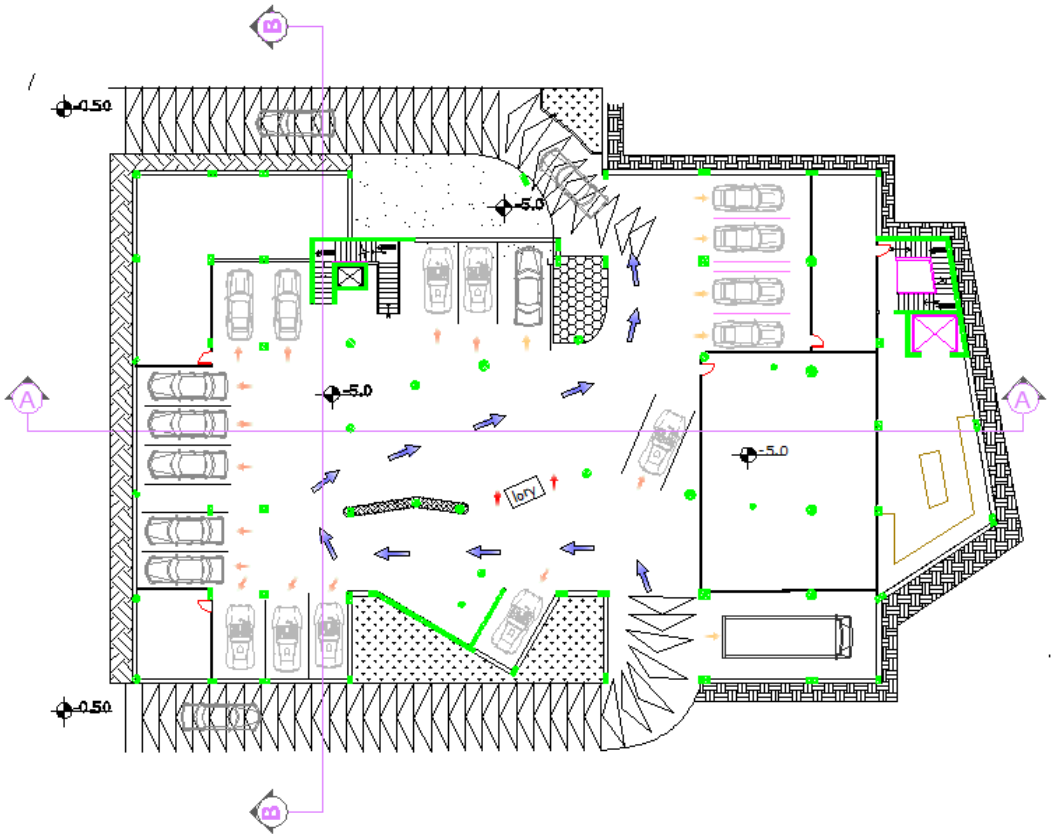
أماكن للاستراحة في كل طابق. وتبلغ المساحات الطابقية لهذا المبنى٧١٤٧ م٢ موزعة بالإضافة للتسوية، وسيتم وصف الطوابق الأرضي والأول والثاني والثالث والرابع بالإضافة لطابق التسوية كالآتي: -

٢-٧-١ الطابق التسوية:

تبلغ مساحة هذا الطابق ١٣٥٣م٢ بمنسوب (5.00-)م، ويتم الوصول إليه عن طريق مدخل من الشارع (ramp) لتدخل إليه سيارات الخدمات ويكون المدخل للمستخدمين عن طريق الأدراج والمصاعد من الطوابق العلوية.

ويحتوي هذا الطابق على عدة أقسام وهي:

- مخازن للبضائع
- موقف للسيارات والشاحنات
- درج ومصعد الخدمة



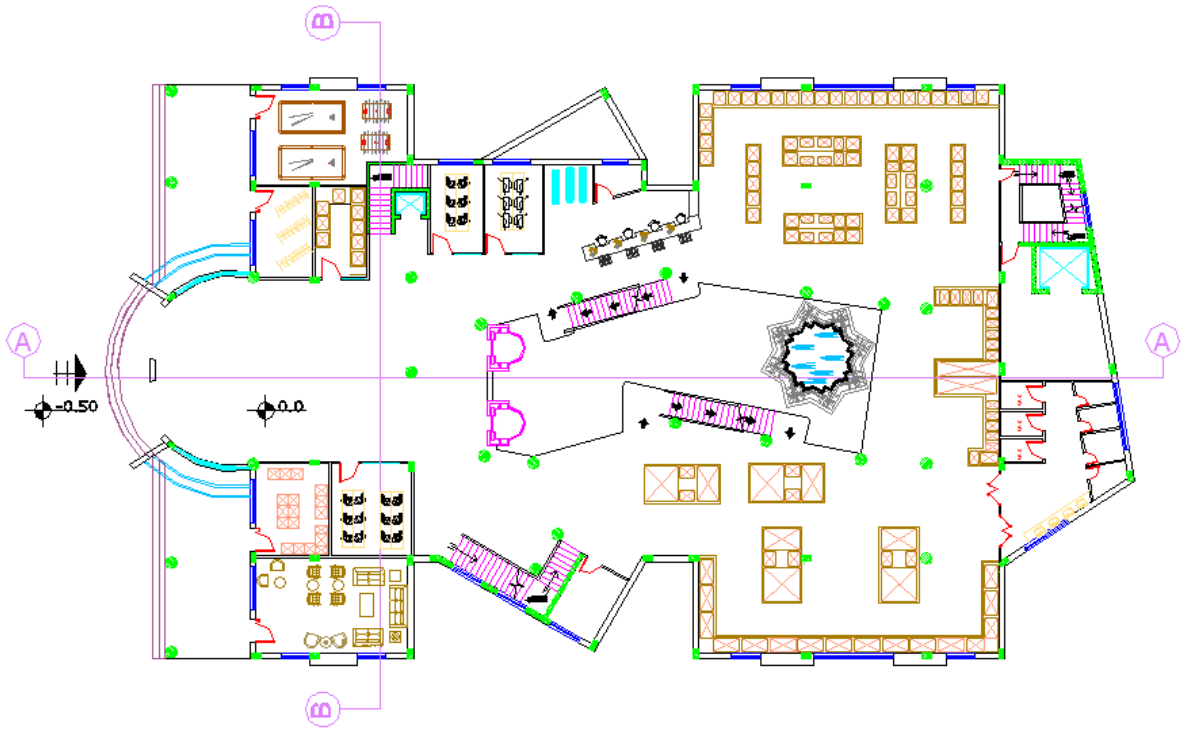
الشكل (٢-٢) مسقط طابق التسوية.

٢-٧-٢ الطابق الأرضي: -

تبلغ مساحة هذا الطابق ١٣٧٣ م٢ بمنسوب ٠,٠٠متر، ويتم الوصول إليه عن طريق مدخل رئيسي من الواجهة الأمامية ومدخلين فرعيين يدخل إليها من منسوب طابق التسوية ،ويتم الانتقال من الطوابق عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على:

- محلات تجارية.
- قسم مشتريات منوعة.
- قسم الإدارة و المحاسبة.
- عدة أقسام للأدراج والمصاعد.



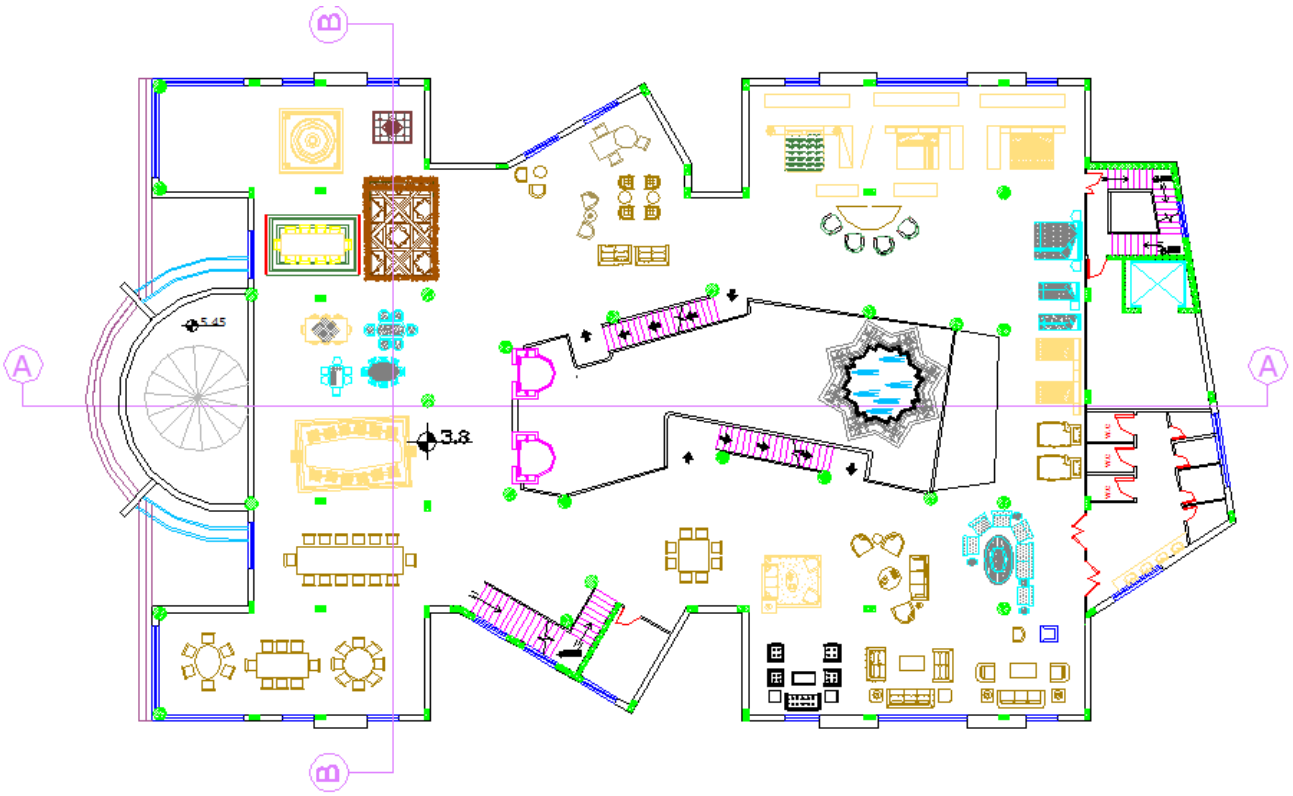
الشكل (٢-٣) مسقط الطابق الارضي.

٢-٧-٣ الطابق الأول: -

تبلغ مساحة هذا الطابق ١٢٦٦ م^{٢} بمنسوب ٣,٨ متر، ويتم الوصول إليه من الطوابق عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على:

- محل تجاري على كامل الطابق لبيع الأثاث المنزلي.
- عدة أقسام للأدراج والمصاعد.



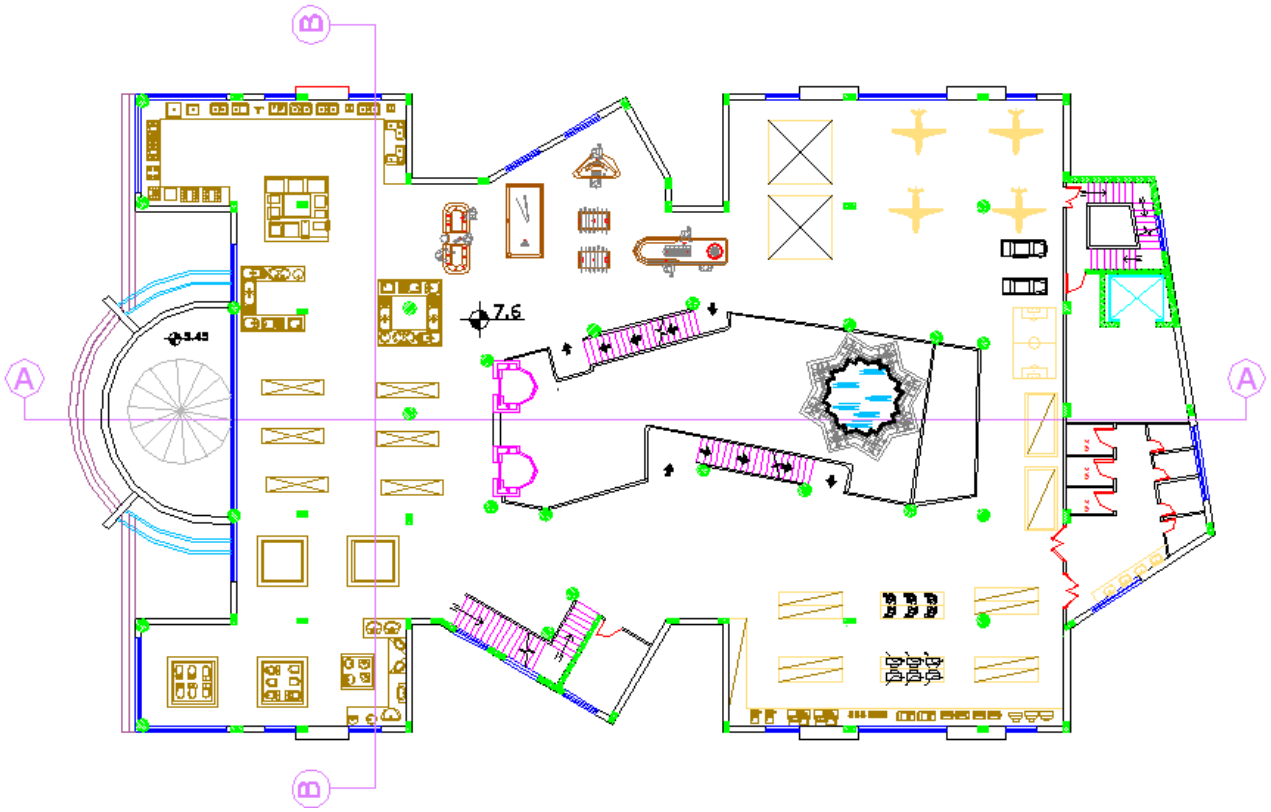
الشكل (٢-٤) مسقط الطابق الأول.

٢-٧-٤ الطابق الثاني : -

تبلغ مساحة هذا الطابق ١٢٦٦ م^{٢} بمنسوب ٧,٦ متر، ويتم الوصول إليه من الطوابق عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على:

- محل تجاري منوه على كامل الطابق لبيع مستلزمات الحمام، مستلزمات حاسوب، العاب.
- عدة أقسام للأدراج والمصاعد.



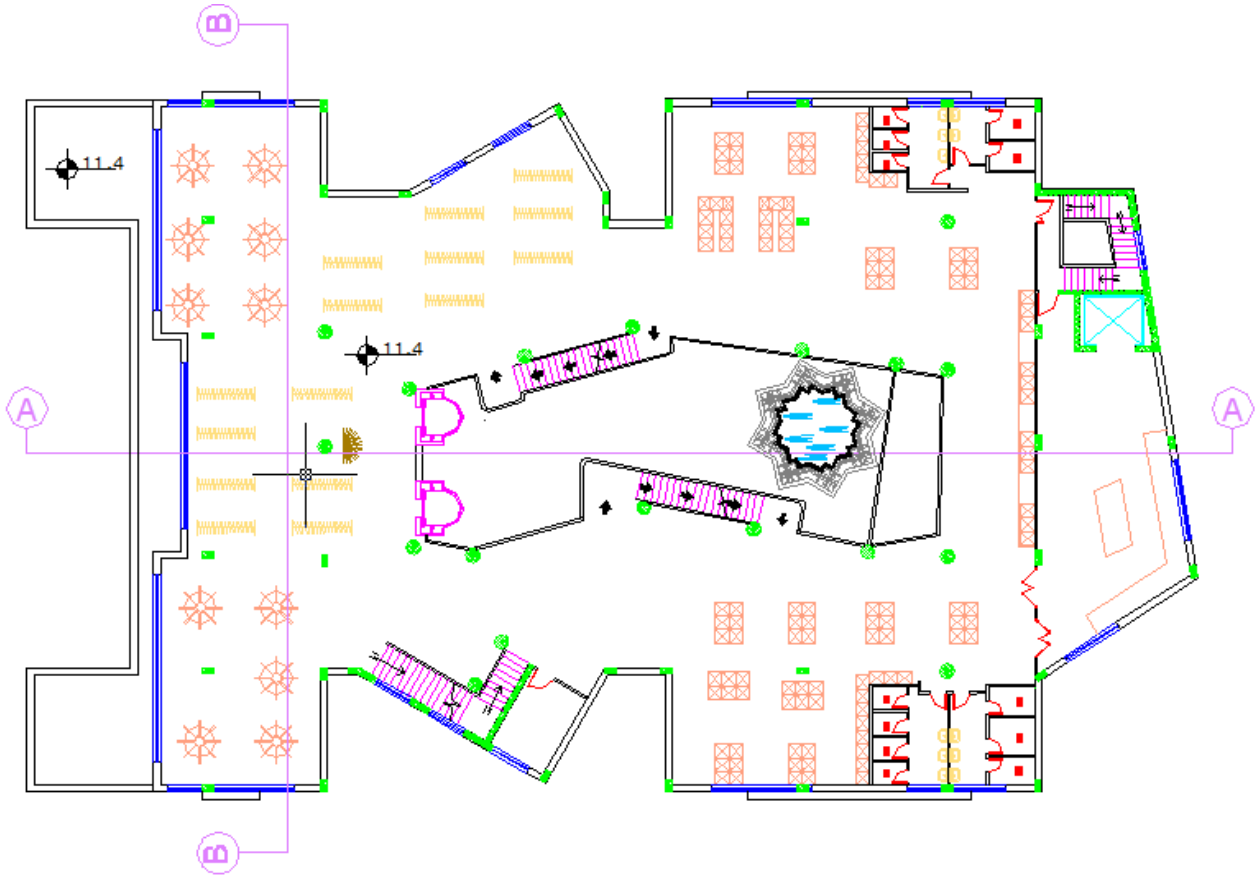
الشكل (٢-٥) مسقط الطابق الثاني.

٢-٧-٥ الطابق الثالث : -

تبلغ مساحة هذا الطابق ١١٧٥م٢ بمنسوب ١١,٤ متر، ويتم الوصول إليه من الطوابق عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على:

- محل تجاري على كامل الطابق لبيع الملابس والأحذية.
- عدة أقسام للأدراج والمصاعد.
- قسمين للحمامات.



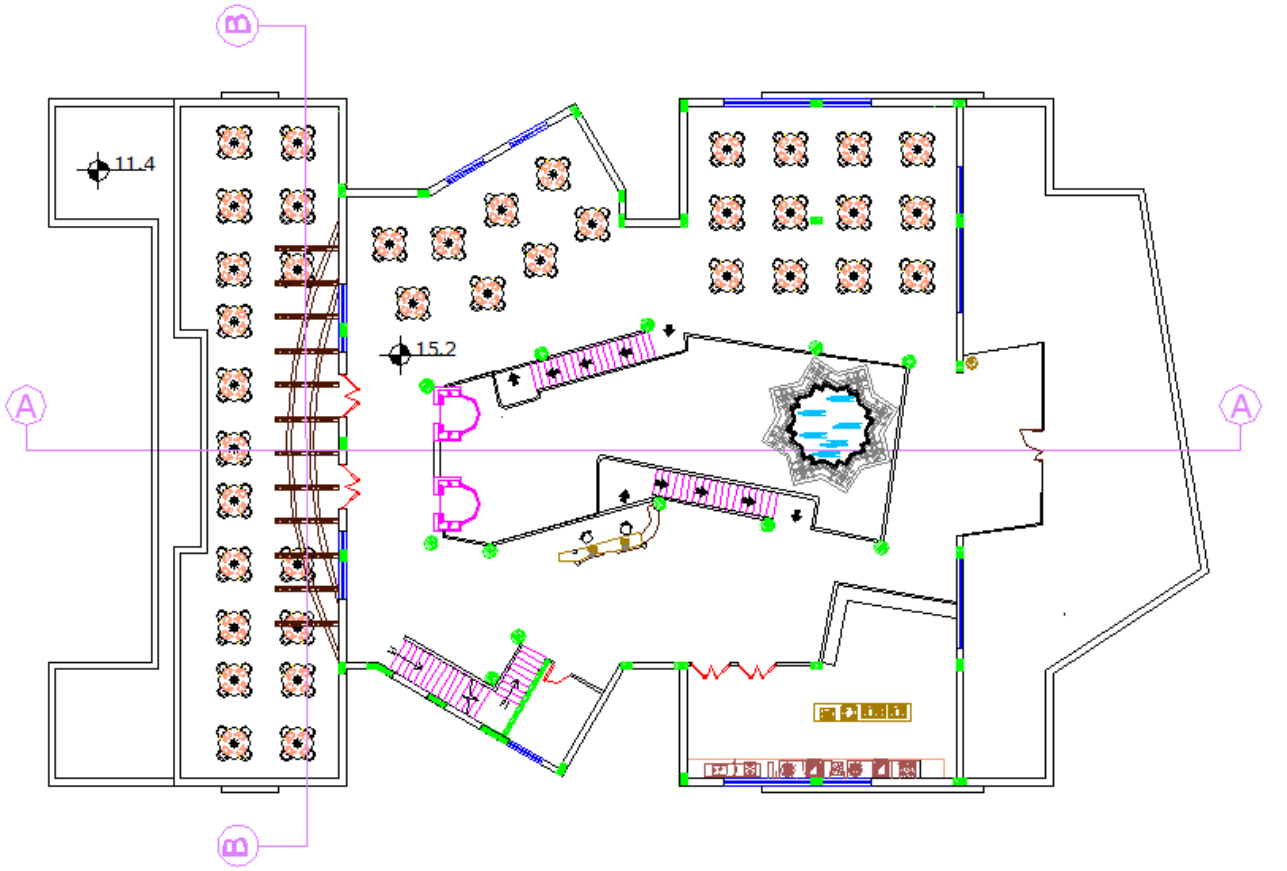
الشكل (٢-٦) مسقط الطابق الثالث.

٢-٧-٦ الطابق الرابع : -

تبلغ مساحة هذا الطابق ٧٥٠ م٢ بمنسوب ١٥,٢ متر، ويتم الوصول إليه من الطوابق عن طريق المصاعد والأدراج.

ويحتوي هذا الطابق على:

- مطعم.
- عدة أقسام للأدراج والمصاعد.
- جلسة خارجية تابعة للمطعم.



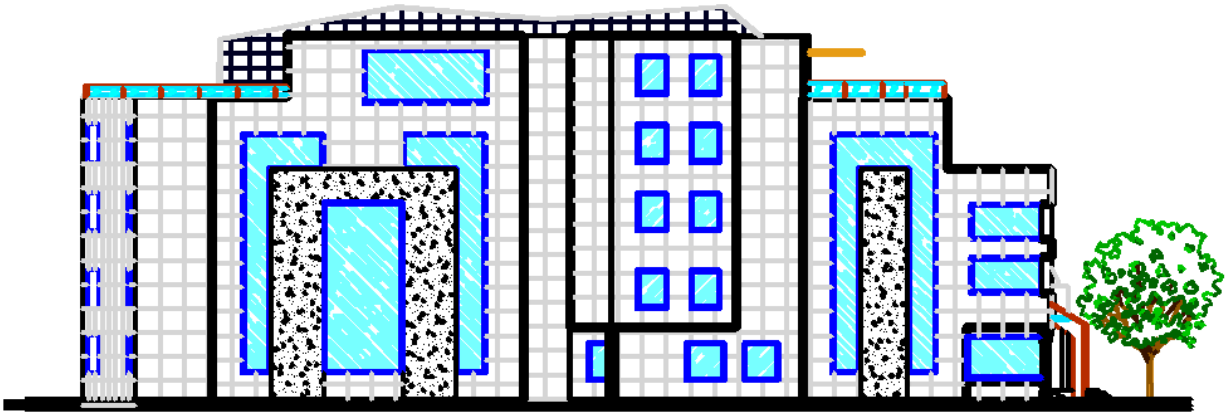
الشكل (٢-٧) مسقط الطابق الرابع.

٢-٨ الواجهات: -

إنَّ اهتمام أي مهندس معماري بالواجهات يكون كبيراً حيث أنَّ الواجهات يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع طبيعة المبنى واستخداماته، لذا على المهندس مراعاة كل تفصيله من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب والتراجعات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

٢-٨-١ الواجهة الشمالية: -

نجد الإبداع المعماري ظاهراً في هذه الواجهة بدايةً من الكتل ذات التراجعات الظاهرة والتي أضافت بدورها طابعاً جمالياً وحيوياً وديناميكياً للواجهة أيضاً تنوع المواد المستخدمة وطريقة الدمج بينهما.

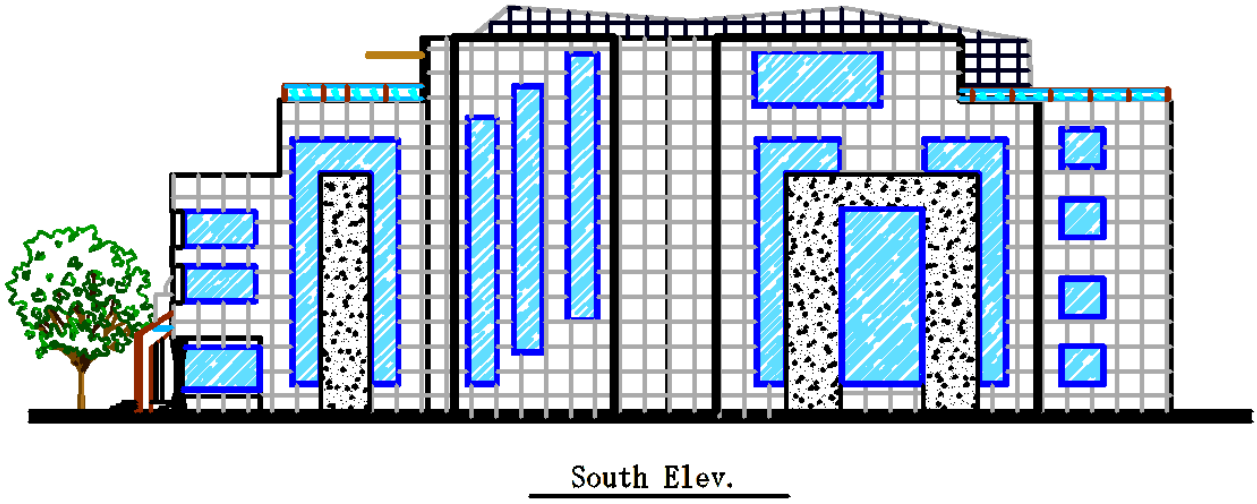


Norht Elev.

الشكل (٢-٨) الواجهة الشمالية.

٢-٨-٢ الواجهة الجنوبية: -

في هذه الواجهة أيضاً يتمثل الجمال المعماري بشكل واضح في آلية الدمج الجميل والمتناسق بين العناصر المستخدمة في الواجهة حيث نجد أنَّ هناك سلاسة وإبداع في التنقل بين الخامات المستخدمة من الحجر والزجاج وأيضا الأدراج والمداخل تظهر في هذه الواجهة مما يضيف إليها طابعاً جمالياً خاص.

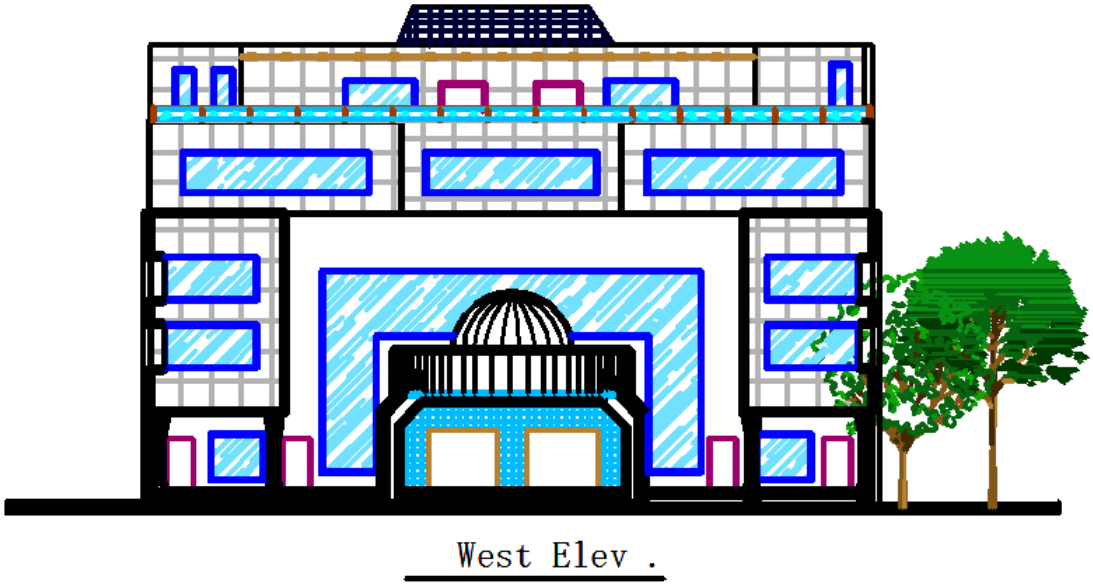


South Elev.

الشكل (٢-٩) الواجهة الجنوبية.

٢-٨-٣ الواجهة الغربية: -

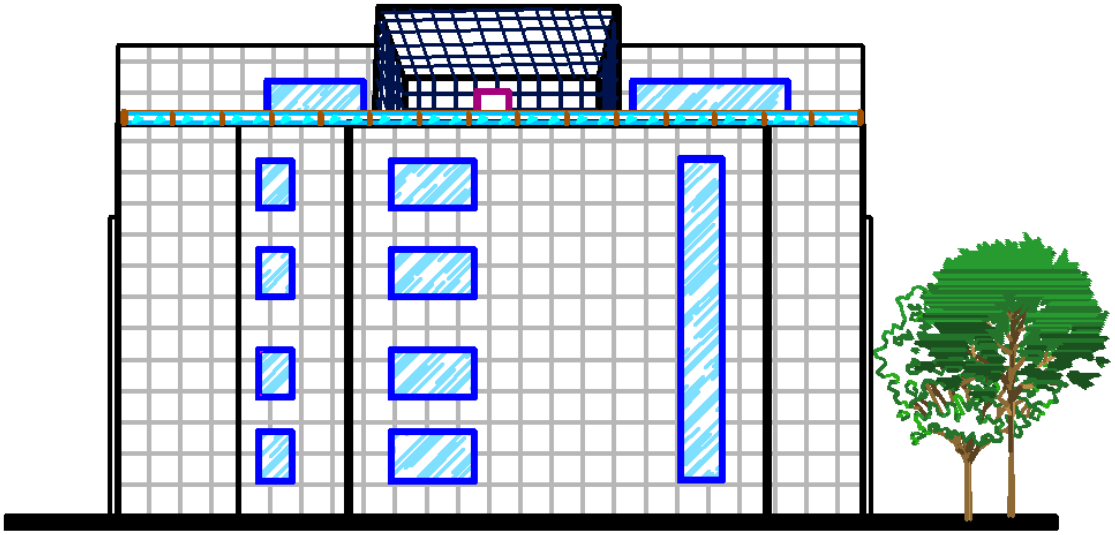
تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى. والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة وهذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى. وفي هذا المشروع يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهات وجود التداخل في الكتل الأفقية و الرأسية، كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز موقع الفتحات ،ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة.



الشكل (٢-١٠) الواجهة الغربية.

٢-٨-٤ الواجهة الشرقية: -

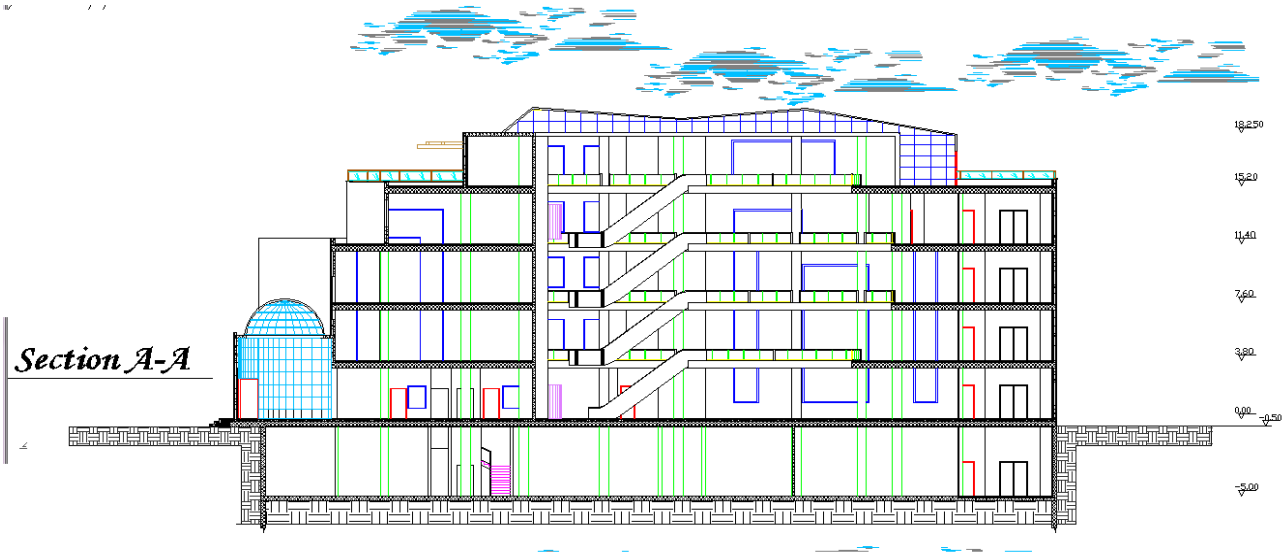
كباقي الواجهات في المبنى اتحدت مجموعة من العناصر بشكل متناغم ومتناسق لتبرز الجمال المعماري لهذه الواجهة، ونجد التراجعات واختلاف المناسيب والمنحنيات، جميع هذه العناصر أبرزت الجمال والروعة المعمارية للواجهة وظهور المنشآت الحديدية في السقف الذي تم اعتماد ذلك للتغلب على الشكل التقليدي للبناء في منطقتنا أي لتمييز المبنى بين أقرانه .



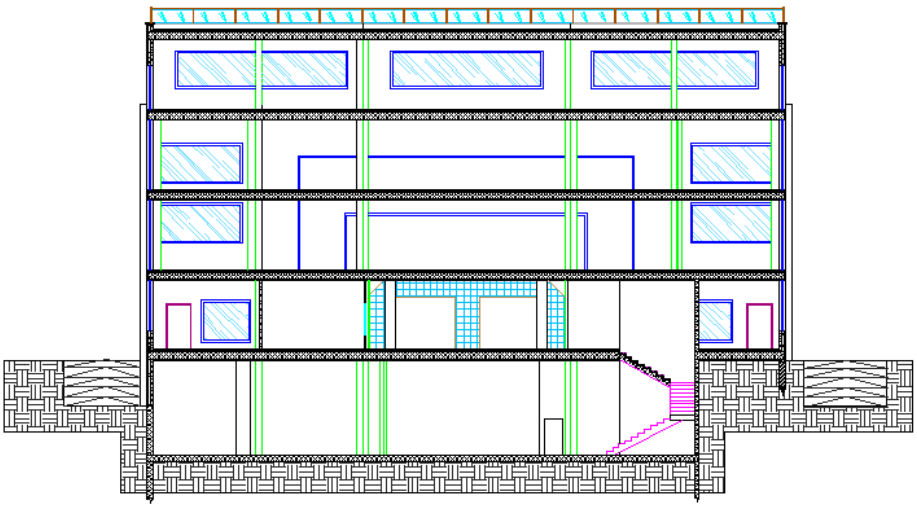
الشكل (٢-١١) الواجهة الشرقية.

٢-٩ القطاعات

فيما يلي نستعرض بعض القطاعات داخل المبنى: -



الشكل (٢-١٢) القطاع (A-A).



الشكل (٢-١٣) القطاع (B-B).

٢-١٠وصف الحركة والمداخل: -

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية وسهولة التنقل بين أجزاء المبنى وطوابقه من خلال الأدراج التي توفر سهولة التنقل من حيث الحركة الأفقية داخل المبنى وكذلك وجود الرمبات في ساحات المبنى الرابطة بين أجزاء المبنى، ويوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل.

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

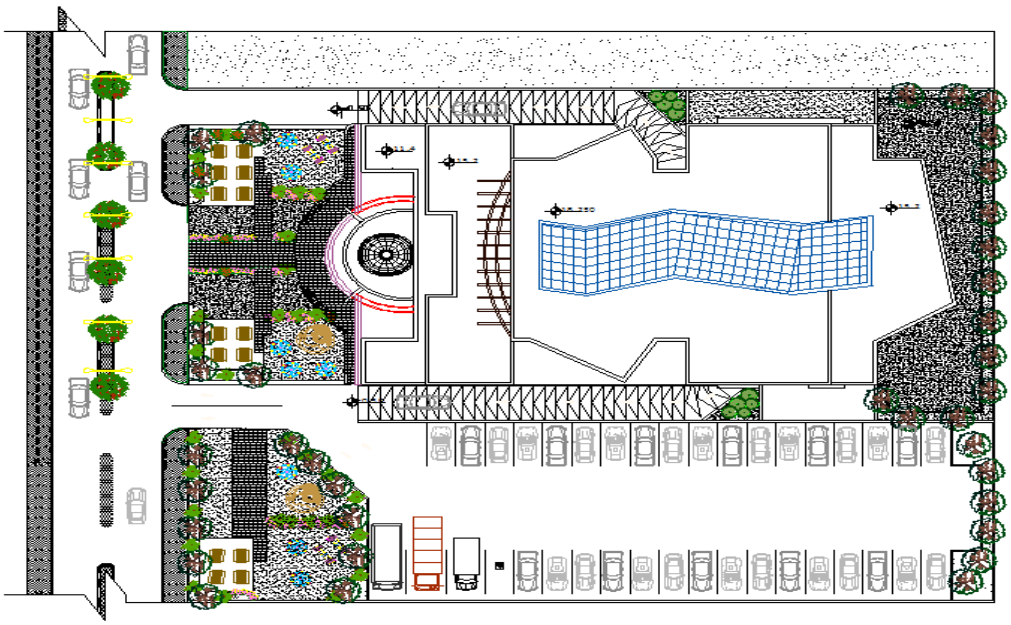
فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج المتحركة والثابتة والمصاعد، حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها.

٢-١١الموقع العام:

تتجلى الفكرة العامة في تصميم المبنى بالاعتماد على محور رئيسي لقطعة الأرض في تحديد مدخل المبنى، إذ أن هذا المحور يصل بين المدخل الرئيسي للموقع ومدخل مبنى المجمع في محور بصري مستمر ينتهي في منطقة التوسع المستقبلي.

يتكون الموقع العام من تناغم مفردات وعناصر فنية وجمالية من خلال تنظيم المساحات الخضراء، والمبلطة والملاعب والجلسات وتنظيم محاور الحركة، سواء للسيارات أو للمشاة لضمان سهولة التنقل من كافة أرجاءالمبنى، كما أن وجود البناء المفتوح ساعد على توفير الهواء والإضاءة للمبنى، وكذلك خلق الظلال وكان التخطيط العام مرنا وقابلا للتمدد المستقبلي.



....الشكل(٢-١٤) الموقع العام

٢-٢ ١المداخل: -

يحتوي المشروع على ثلاث مداخل أساسية:

١. المدخل الشمالي وهو للاستخدام المعتاد بحيث يوجد بقربه موقف سيارات.
٢. المدخل الشرقي ويكون في موقف السيارات.
٣. المدخل الغربي وهو عبارة عن المدخل الرئيسي للمبنى.

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشَائِي

٣-١ مقدمة.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية.

٣-٤ الاختبارات العملية.

٣-٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

٣-١ مقدمة: -

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه، وإنما يكون بالوصف والتعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعتبر جزأ لا يتجزأ منه. فبعد التجوال الموجز في الجانب المعماري للمجمع، والتعرف على مقتضياته الجمالية، كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي، ليصبح بالإمكان تشغليها مع مراعاة السلامة والأمان.

إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي: -

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- **الأمان (Safety)**: يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والإجهادات الناتجة عنها.
- **التكلفة (Cost)**: يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة وكافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- **حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability)** من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) وتجنب ظهور التشققات (Cracks) بشكل يؤثر سلبيا على المنظر المعماري المطلوب.
- **الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.**

٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى: -

تعتبر الدراسة النظرية جزء رئيسي ومهم يجب القيام به لإتمام عملية التحليل والتصميم، حيث أنه من خلالها يمكن الوصول إلى أفضل ما يكون من عمليات التحليل، لذلك يجب دراسة العناصر الإنشائية بشكل جيد وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والآمن وطريقة العمل المناسبة.

٣-٣-١ الأحمال وتصنيفاتها: -

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشاة ومن هذه الأحمال: الأحمال الميتة، الأحمال الحية، والأحمال البيئية.

٣-٣-٢ الأحمال الميتة: -

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية والتجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة المسلحة	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٢
6	الرمل	١٦

٣-٣-٣ الأحمال الحية: -

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة، او استعمالات جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة، **وهي تشمل:**

١. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.

٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة والأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	9.0
2	المدارس	5.0
3	المستشفيات	5.0
4	المباني التجارية	4
5	المطاعم	5.0
6	المباني السكنية	2.5
7	المباني التعليمية والكليات	7.0

٣-٣-٤ الأحمال البيئية: -

وتتمثل في الأحمال الناجمة من المصادر الطبيعية وهي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أن نأخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

٣-٣-٤-١ الرياح: –

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح حسب الكود 1997 (UBC) اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة وتصمم جدران القص حسب سرعة الرياح التصميمية لهذه المنطقة، حيث يتم حساب احمال الرياح حسب الكود 1997 (UBC).

٣-٣-٤-٢ الثلوج: -

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

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

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

الجدول (٣-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)	أحمال 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

٣-٣-٤-٣ الزلازل:

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن قوى أفقية ورأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات وتسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى 1997 (UBC).

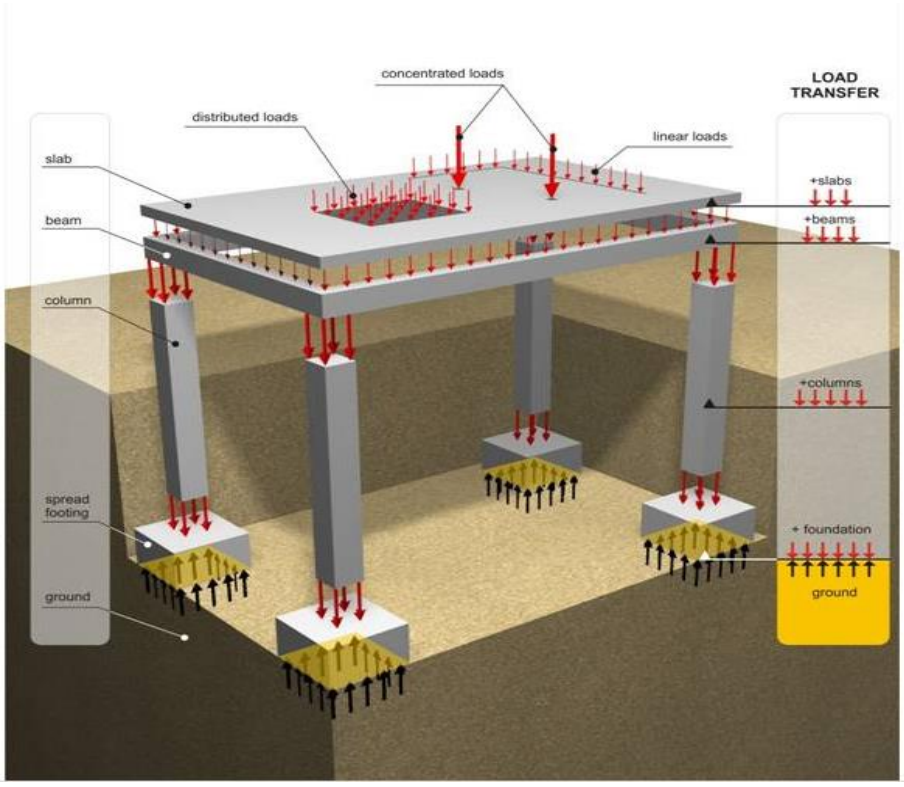
٣-٤ الاختبارات العملية: -

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 وأما قوة تحمل التربة للموقع تساوي ٤٠٠ كيلو نيوتن لكل متر مربع على اعتبار ان نوع التربة هي صخرية.

٣-٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى: -

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض، لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي شائبة منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

إن جميع العناصر الإنشائية تعمل كوحدة واحدة، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ومن ثم إلى الأعمدة والجدران الحاملة لكي تنتهي أخيرا إلى الأساسات، وفيما يلي صورة توضح كيفية انتقال الأحمال في المنشأة.



الشكل (٣-١): انتقال الاحمال داخل المنشأة الواحدة.

٣-٥-١ العقدات:

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

ويتم اختيار النوع الأمثل بالاعتماد على عدة عوامل أهمها:

١. الفضاءات بين الأعمدة.
٢. وظيفة المنشأ.
٣. التكلفة.
٤. السهولة، الوقت، القوالب الشائعة منها.

ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في المشروع، وتنوع المتطلبات المعمارية فإنه تم استخدام الأنواع التالية حسبما هو ملائم لطبيعة الاستخدام:

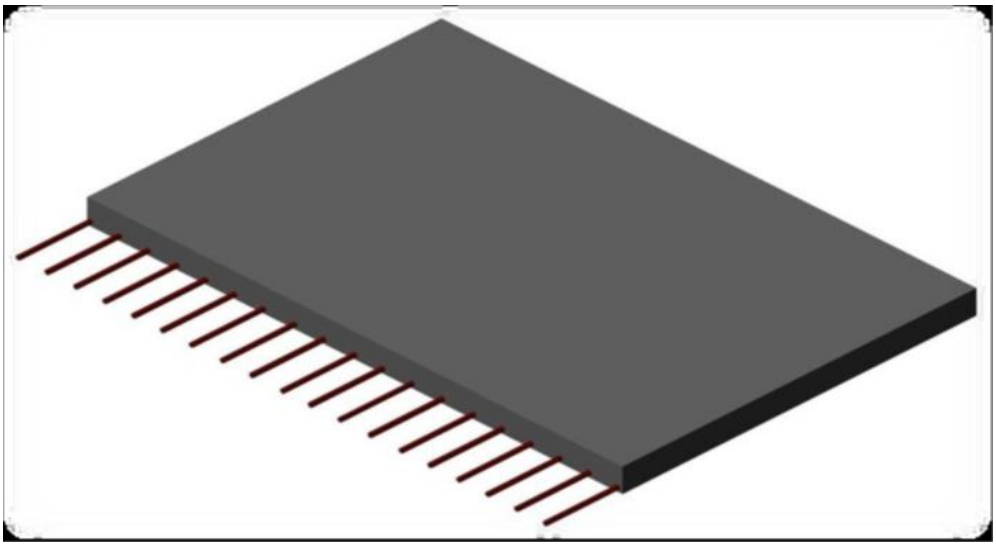
- **البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى:**
  - العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
  - العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).
- العقدات المركبة (Composite slab).
- البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى:
  - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
  - عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

وأيضا نود ذكر بعض الأنواع الأخرى للعقدات التي لم يتم استخدامها في هذا المشروع، مثل:

- Flat Plat.

٣-٥-١-١ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

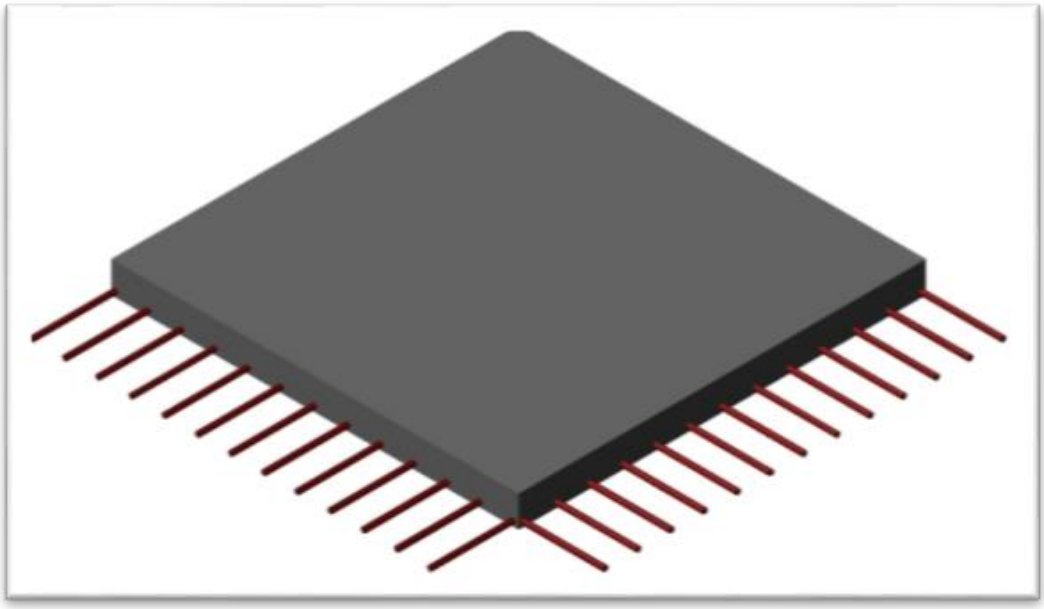
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، ويتم استخدامها في عقده الدرج كما في الشكل (٣-٢):



الشكل (٣-٢): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

٣-٥-١-٢العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

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

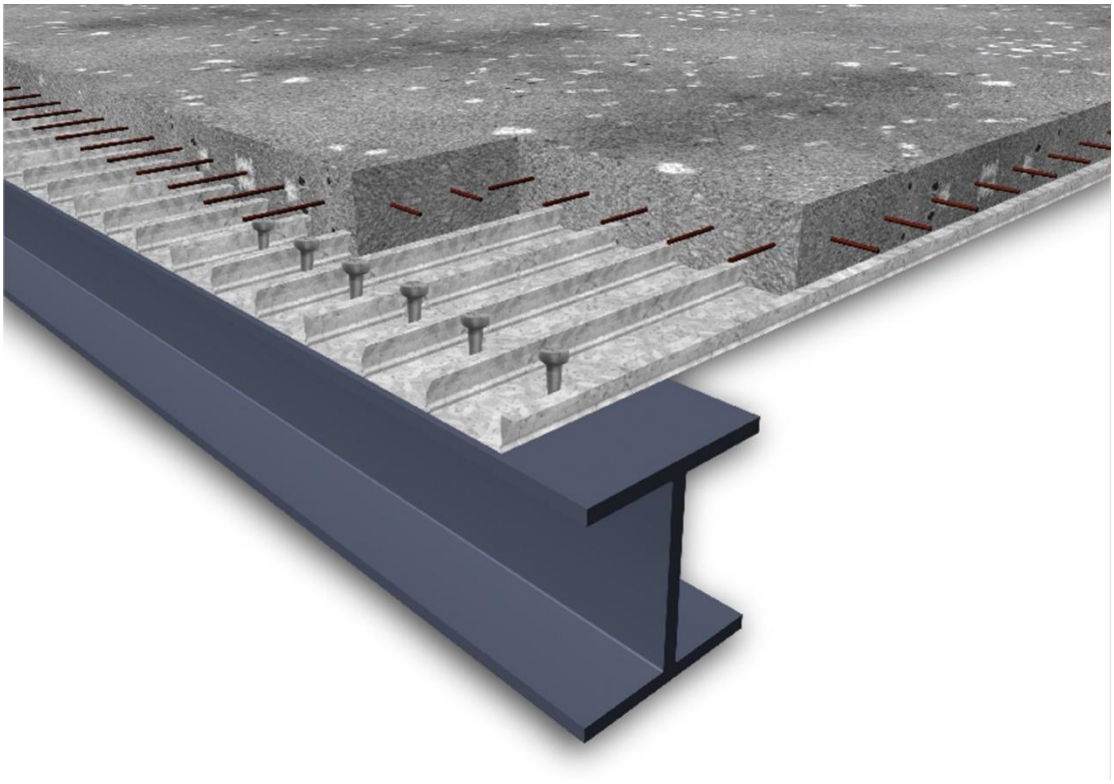


الشكل (٣-٣): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

٣-٥-١-٣ العقدات المركبة (composite slab).

يستخدم هذا النوع من العقدات عند الحاجة الى مسافات كبيرة دون استخدام الأعمدة في عملية التدعيم وتم تسميتها بالعقدات المركبة لوصف أي تشييد المباني التي تنطوي على المواد المختلفة متعددة. وكثيرا ما يستخدم في البناء المركب لبناء، وتشييد المباني. هناك عدة أسباب لاستخدام المواد المركبة بما في ذلك زيادة قوة، وعلم الجمال، والاستدامة البيئية.

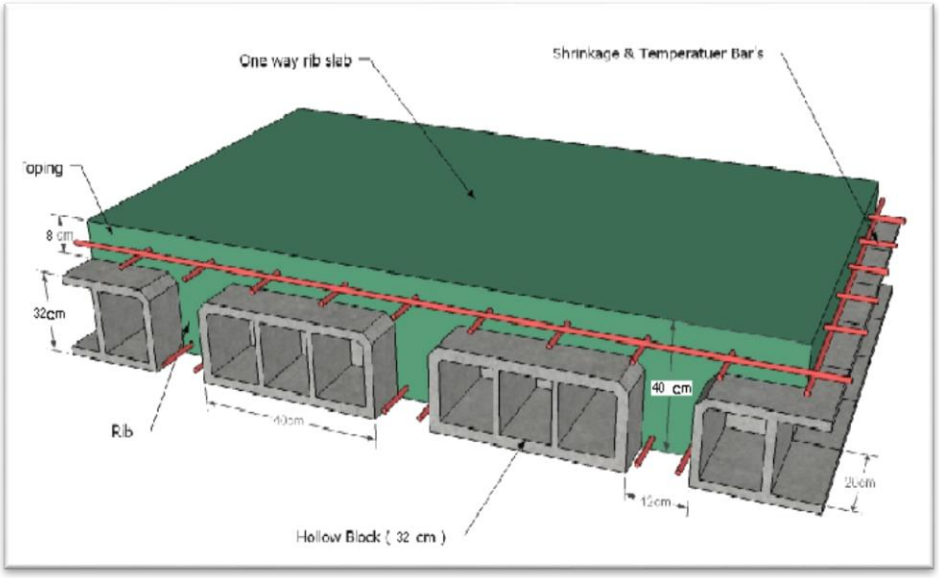
في الهندسة الإنشائية، وجود البناء المركب عندما لا بد اثنين من مواد مختلفة معا بقوة بحيث أنها تعمل معا كوحدة واحدة من جهة نظر هيكلية. عندما يحدث هذا، يتم استدعاؤه عمل مركب. ويشمل أحد الأمثلة الشائعة الدعامات الفولاذية الداعمة ألواح أرضية خرسانية.



الشكل (٣-٤): العقدات المركبة.

٣-٥-١-٤ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

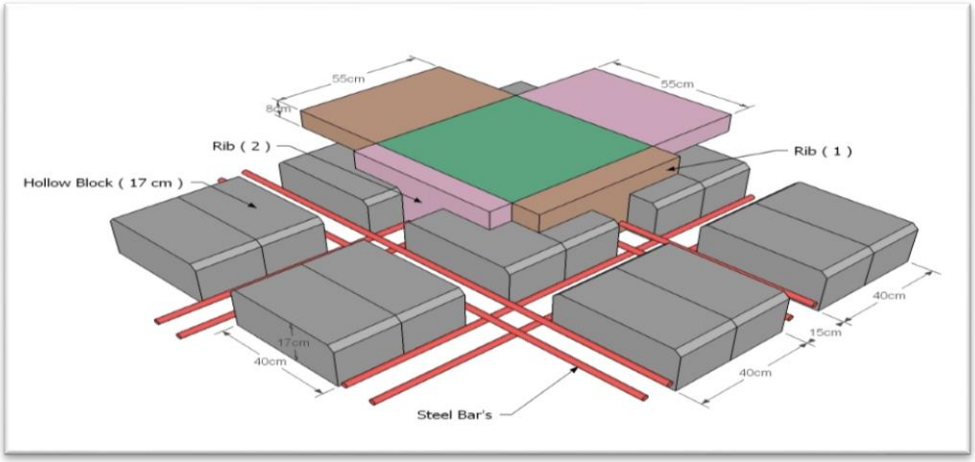
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣-٥).



الشكل (٣-٥): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٣-٥-١-٥ عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣-٦):



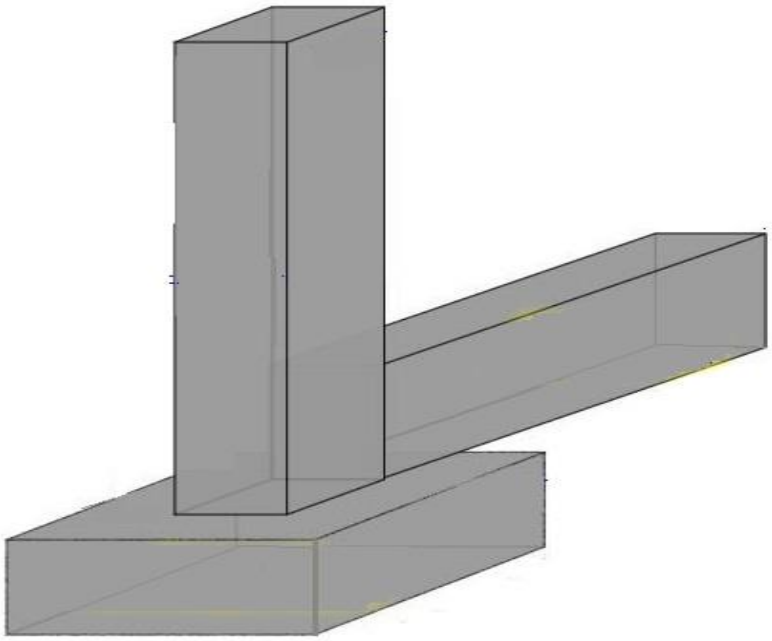
الشكل (٣-٦): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٣-٥-٢ الجسور: -

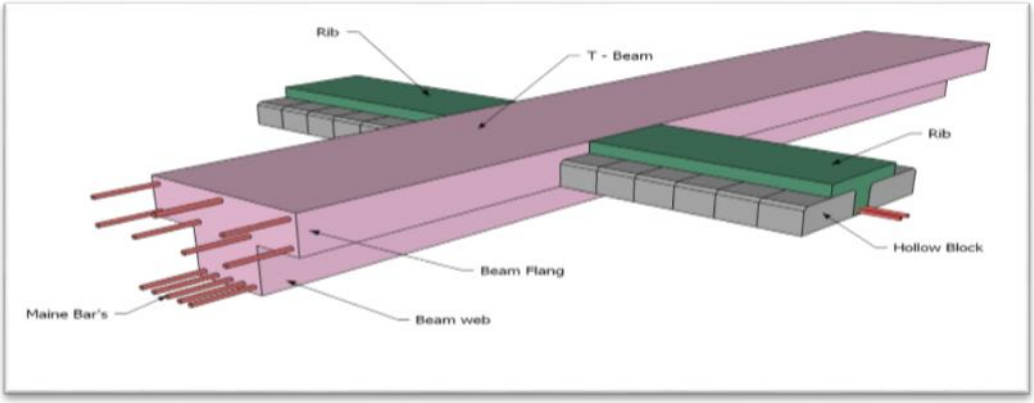
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين

١. **جسور مسحورة** (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
٢. **جسور مدلاة** (Dropped Beams) وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T–section،L –section .
٣. كذلك أيضا يتم استخدام جسور الربط في المنشأة في منطقة الأساسات لمنع انزلاق وهبوط الاساسات كل واحد على حدا.

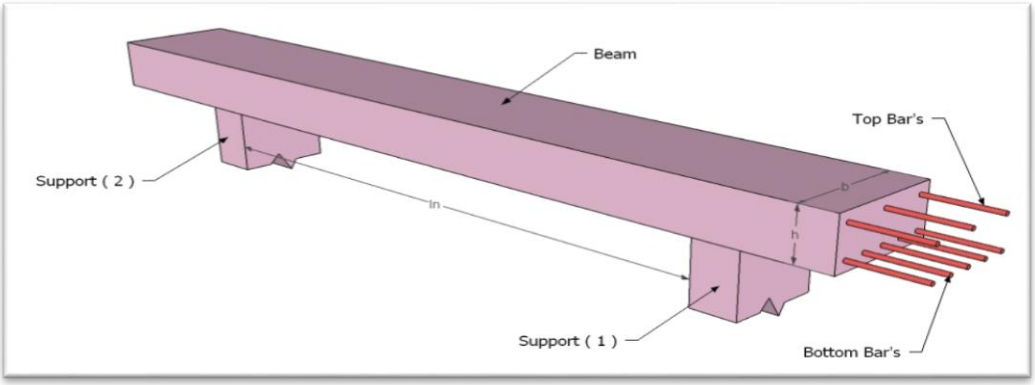
- ونظرا للمسافات المختلفة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع، فضلاً عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة وأخرى مدلاة تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها.
- وقد تم ارفاق مجموعة من الاشكال التي توضح اشكال وأنواع الجسور حسب استخدامها كالتالي:



الشكل (٣-٧) جسور الربط في الاساسات.



الشكل (٣-٨) أشكال الجسور المدلاة .

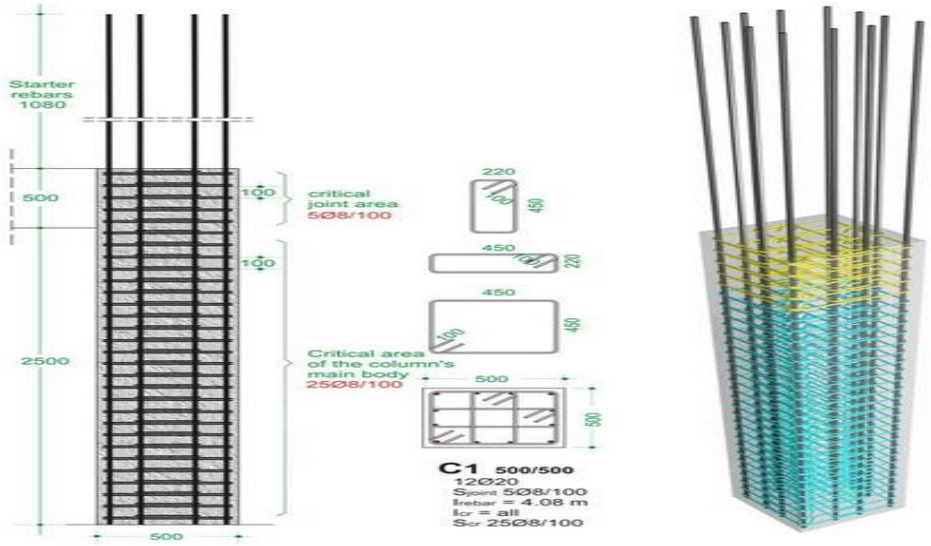


الشكل (٣-٩) أشكال الجسور المسحورة.

٣-٥-٣ الأعمدة: -

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

وهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل والدائري والمضلع والمربع والمركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية.



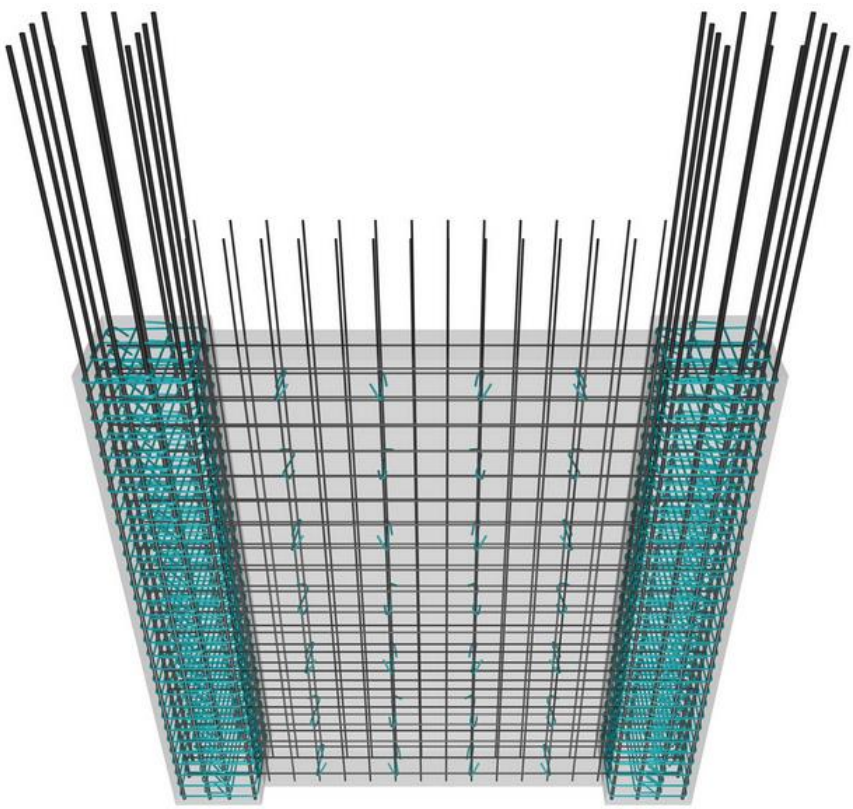
الشكل (٣-١٠): أحد أشكال الأعمدة.

٣-٥-٤ الجدران الحاملة (جدران القص): -

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall).

وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى،

وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. و أن تكون هذه الجدران كافية لتقليل تولد عزوم وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.



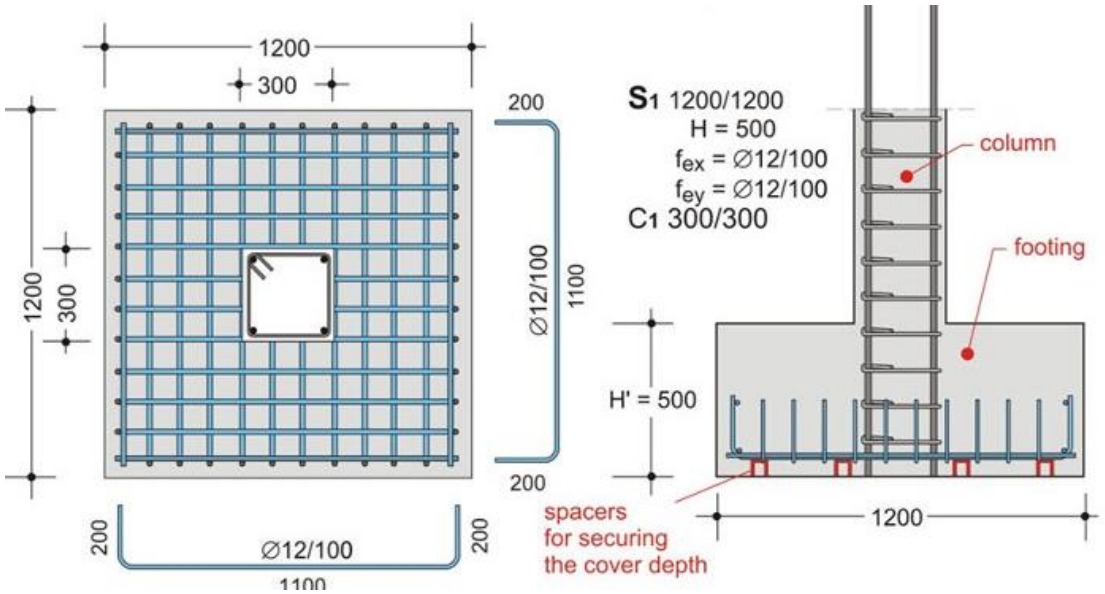
الشكل (٣-١١): جدار القص

٣-٥-٥ الأساسات: -

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

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة.

ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس ونظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



الشكل رقم (٣-١٢) مقطع طولي في الأساس

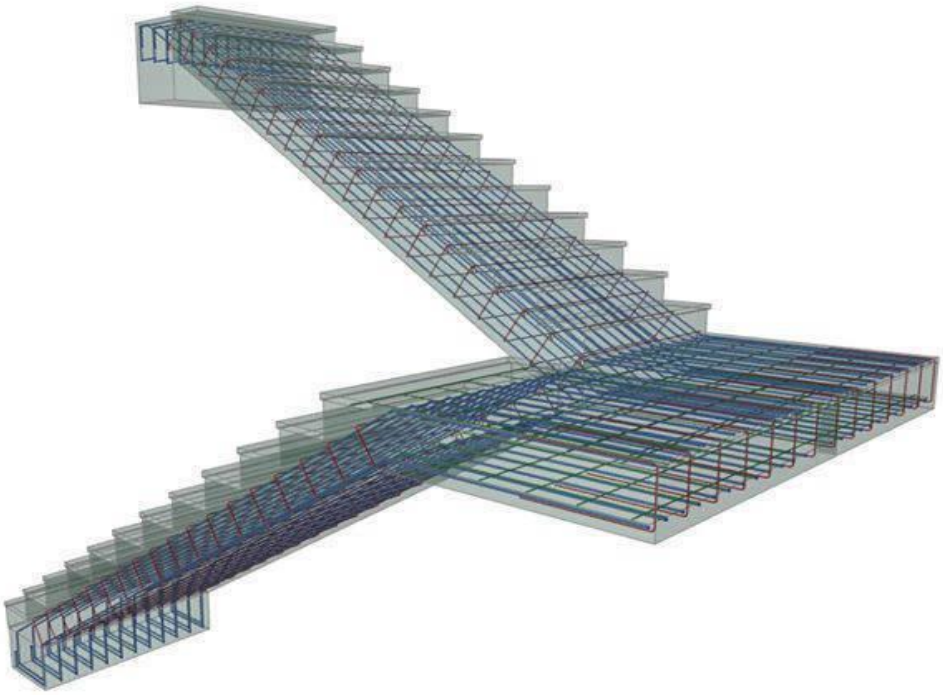
الشكل رقم (٣-١٣) مسقط افقي للأساس

في الشكلين (٣ -١٣)، (3-12) يوضح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود، وتوضيح عملية مقاومة التربة للأحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس.

٣-٥-٦ الأدراج: -

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

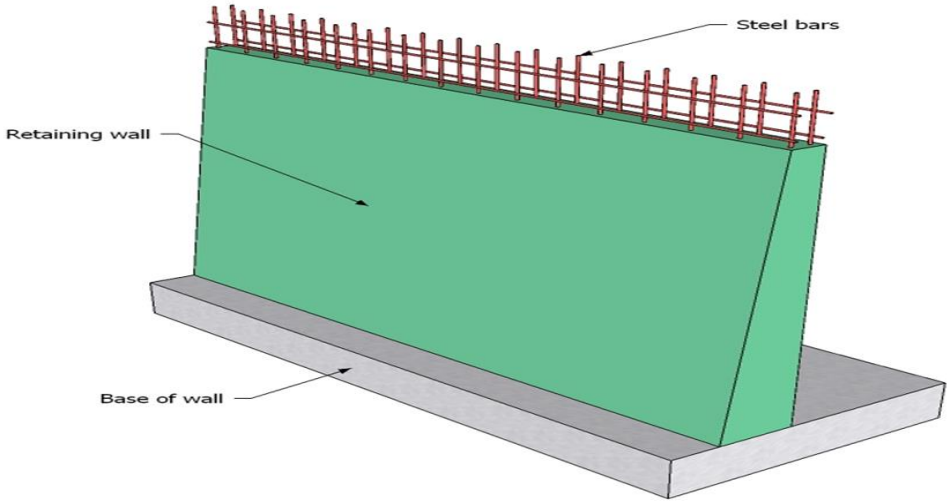
وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائي .



الشكل (٣-١٤): الدرج.

٣-٥-٧ الجدران الاستنادية: -

تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة رأسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية.



الشكل (٣-١٥) جدار استنادي

٣-٥-٨ فواصل التمدد (Expansions Joints): -

في المنشآت ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة، أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة يتم استخدام فواصل التمدد الحراري. ويتم وضع فاصل التمدد إذا كان عرض المنشأ أكبر من 40 متراً، ولذلك للسماح للمنشأ بالتمدد دون أن يؤدي ذلك لحدوث تشققات. ولها بعض الاشتراطات:

١-ينبغي استخدام فواصل التمدد الحراري في كتلة المنشأ، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها، **وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:**

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

٢-يجب ألا يقل عرض الفاصل عن. 3 cm

4

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4.1 Introduction.

4.2 Factored Loads.

4.3 Slabs Thickness calculation.

4.4 Load Calculation.

4.5 Design of Topping.

4.6 Design of Rib (R001).

4.7 Design of Beam (B0(16)).

4.8 Design of long column .

4.9 Design of Isolated Footing (F1) .

4.10 Design of Strip footing .

4.11 Design of stair (1).

4.12 Design of Basement wall

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

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 continuously changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit 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.

4.1.1 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).

4.1.2 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 occure.

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.

4.2 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).**

Materials:-

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

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

$f_{yt} = 420\ Mpa$, will be used in design and calculations.

4.3 Slabs Thickness calculation:-

According to ACI-Code-318-08 table 9.5(a), the minimum thickness of non- prestressed beams or one way, slabs unless deflections are computed for one end continuous for one-way rib slab given as following:

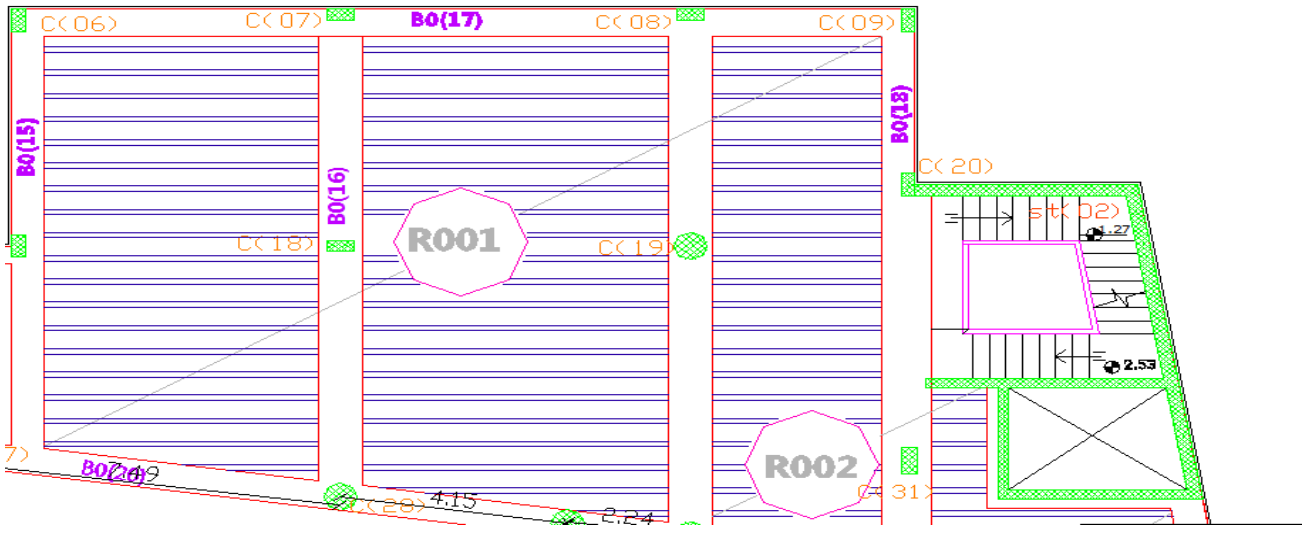


Fig (4-1):Rib R001 at the ground floor slab.

Fig (4-2): spans of rib R001

h_{min} for one-end continuous = L/18.5 longest one-end cont. is 6.3 m.

h_{min} = 6300/18.5 = 334 mm

For Ground floor slab, use thickness of slab 35cm.

4.4 Load Calculation:-

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

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)
Tile	**23**	3
Mortar	**22**	2
Sand	**16**	7
Topping slab	**25**	8
Hollow block	**9**	27
Rib	**25**	27
Plastering	**22**	2
partition	$1.5KN/m^2$	

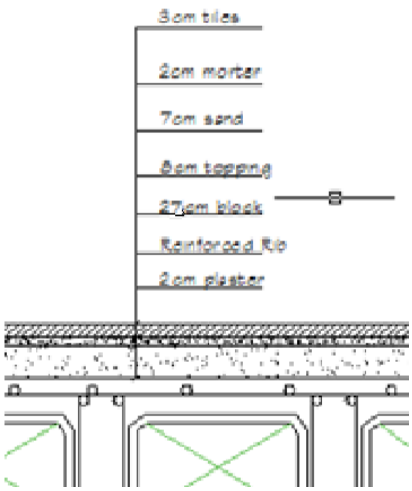


Fig (4-3) Typical section in ribbed slab of rib(R001)

table (4-1) calculation of total load

4.5 Design of Topping:-

4.5.1 Calculation of Dead load For 1m strip:

Dead load Calculation		
Tiles	23*0.03*0.52	= 0.69 KN/m
Mortar	22*0.02*0.52	= 0.44 KN/m
Sand	16*0.07*0.52	= 0.5824 KN/m
Topping	25*0.08*0.52	= 1.04 KN/m
Block	10*0.27*0.4	= 1.08KN/m
Rib	25*0.27*0.12	= 0.81KN/m
Plastering	22*0.02*0.52	=0.2288 KN/m
Partition	1.5*0.52	=0.78 KN/m

table (4-2) calculation of dead load for topping

4.5.2 Calculation of live load

From Jordan's Code

$L.L_{total}$ = 4KN/m

Wu = 1.2D.L + 1.6L.L

= 1.2*5.25 + 1.6*4 = 12.7 KN/m

Check ΦMn > Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{13.7 * 0.4^2}{12} = 0.183 kN.m$$

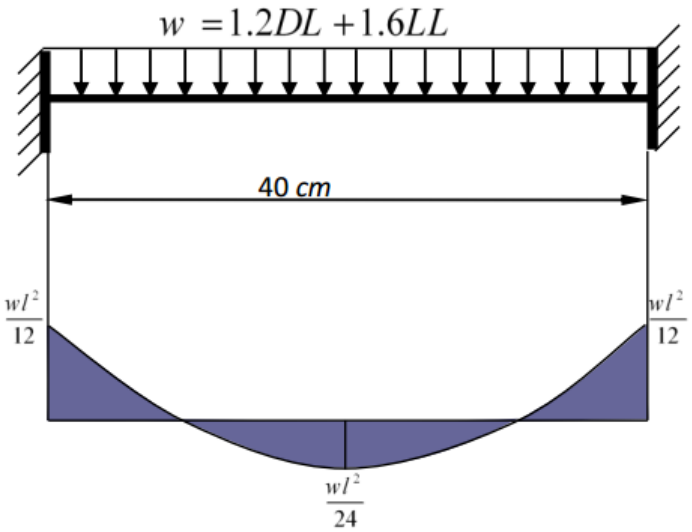


Fig (4-4) Typical section in Topping.

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * s$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

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

$$= 0.42\sqrt{25} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.24kN.m$$

Ø=0.55 for plain concrete

$$\phi * Mn = 0.55 * 2.24 = 1.232kN.m.$$

$$\phi * Mn = 1.232 > Mu = 0.183KN.m.$$

No reinforcemint is required according to ACI-Code -318-08, so As.min for slabs as Shrinkage and temperature reinforcement .

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-08 (7.12.2)*

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

As (ϕ 8) =50.27mm^2

So number of bars =144/50.27 = 2.86

1/N =350 mm

The step is the smallest of :-

1_ S=3*h = 240mm. control

2_ S =380($\frac{280}{fs}$)2.5Cc= 380($\frac{280}{(2/3)\times 420}$)-2.5*20

= 330

select mesh ϕ 8**/**20cm, *As.*prov = 2.51 cm²/m > ***As.***min=1.44 cm²/m

Then use Φ 8 @ 20cm for practical purposes in both directions.

From practical concedaration , the secondary reinforcement parallel to the rib shall be placed in the slab and spaced at distance not more than half of the spacings between ribs (usually two bars upon each 40 cm width block).

4.6 Design of Rib (R001):-

4.6.1 Design constant:-

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

b_E =Ln/4= 4.3/ 4 =1.075 m

b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 1.4 m

b_E = c/c spacing between adjacent ribs =0. 52 m

Control … 52cm

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

bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw …….. ACI (8.13.2)

Select h=32cm<3.5*12=42cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……ACI(8.13.6.1)

Select tf=8cm

4.6.2 Calculation of Dead load:-

Dead load Calculation		
Tiles	23*0.03*0.52	= 0.3588 KN/m
Mortar	22*0.02*0.52	= 0.2288 KN/m
Sand	16*0.07*0.52	= 0.5824 KN/m
Topping	25*0.08*0.52	= 1.04 KN/m
Block	10*0.27*0.4	= 1.08 KN/m
Rib	25*0.27*0.12	= 0.81KN/m
Plastering	22*0.02*0.52	=0.2288 KN/m
Partition	1.5*0.52	=0.78 KN/m

Table (4-3) calculation of the total load for (R001).

Total dead load = 5.25 KN/m/rib

4.6.3 Calculation of Live load:-

From Jordanian live loads table live load for malls is 4 KN/m²

Total live load = 4*0.52 = 2.08 KN/m/rib

Geometry of rib -

One -way ribbed slab.

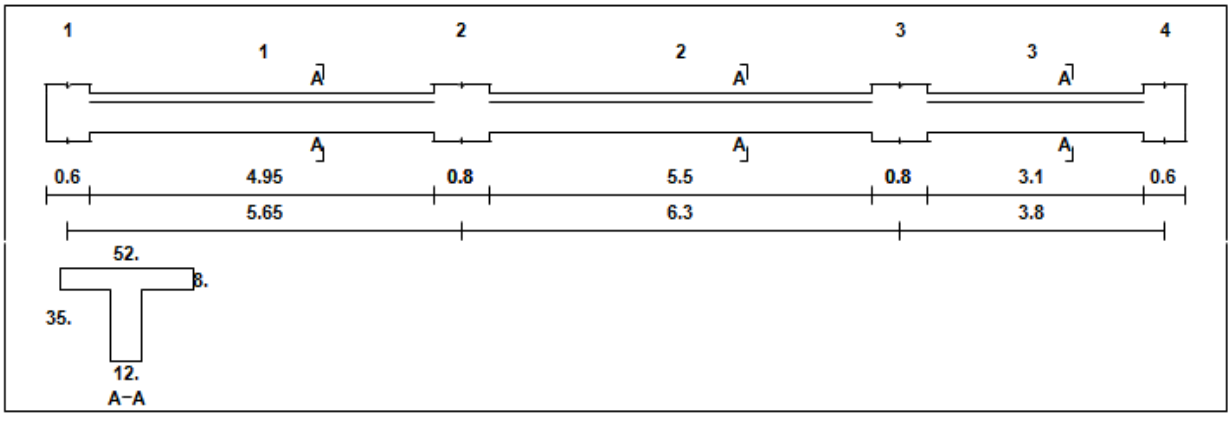


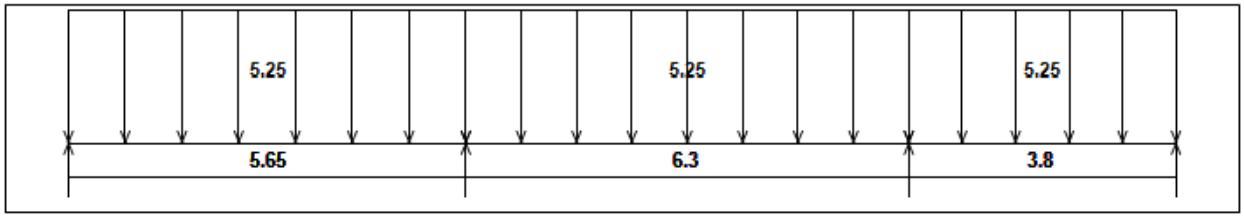
Fig. (4-5) Spans Length of Rib (R001).

Loading:-

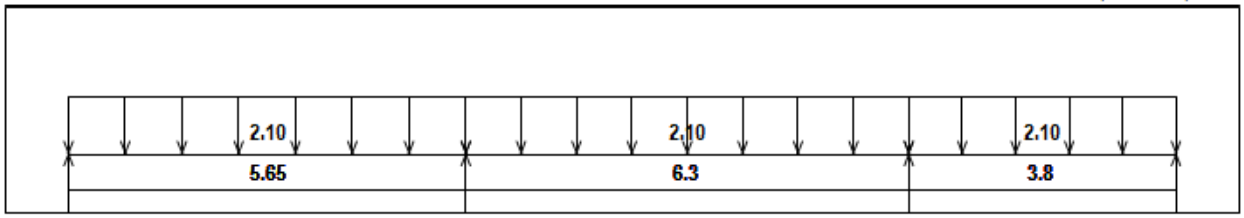
By using **ATIR** program, we get the envelope moment and shear diagram as the following:-

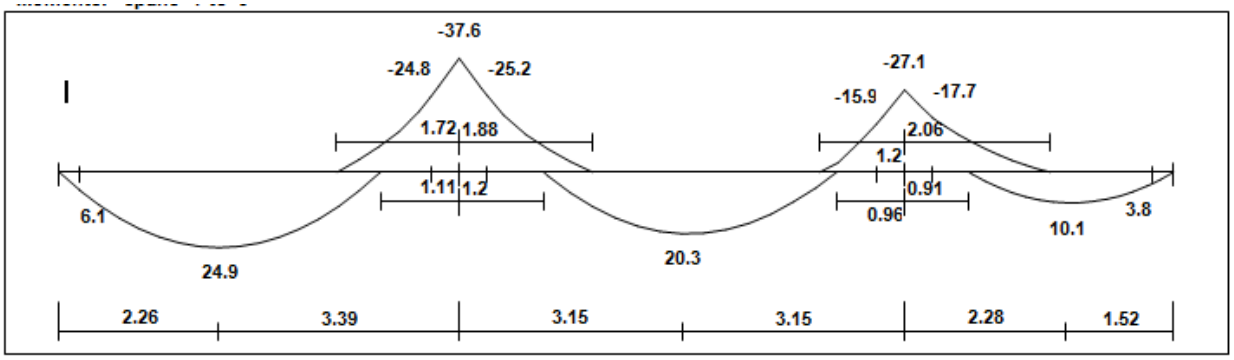
D.L $_{total}$ = 1.2*5.25 =6.3 KN/m/rib

L.L $_{total}$ = 1.6*2.08=3.328 KN/m/rib

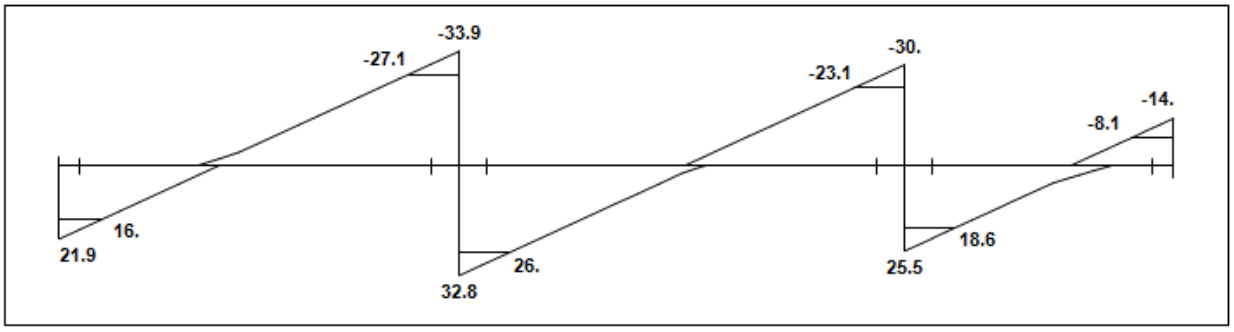


Live load - Service Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00





Shear



Reactions

Factored

DeadR	13.54	43.14	34.86	7.69
LiveR	8.39	23.62	20.59	6.3
Max R	21.92	66.77	55.45	13.99
Min R	12.37	54.	40.39	5.49
Service				
DeadR	11.28	35.95	29.05	6.41
LiveR	5.24	14.77	12.87	3.94
Max R	16.52	50.72	41.92	10.34
Min R	10.55	42.74	32.5	5.04

Fig. (4-6) : Rib (R001) Envelope.

4.6.4 Flexural Design: -

4.6.4.1 Design for positive Moment for Rib (R001) :-

Desig of span one :

Use Mu max. Positive for span **Mu= 25 KN.m**

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

For a = t_f = 8cm

Assume Ø=0.9

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 20–8 – 12/2 = 316 mm.

Φ.Mnf = 0.9*0.85 * f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.316-0.08/2)*10^3

Φ.Mnf = 226.7KN.m

ΦMnf =226.7 KN.m > Mu =25 kN.m

The section design as Rectanglular section

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.be .d

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{25*10^6/0.9}{0.52*(0.316)^2} = 0.535 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.535}{420}}\right) = 0.00087.$$

A_s = ρ.be .d = (0.00129)* (520)* (316) = 212 mm^2 . (control)

Check Minimum Reinforcement A_S min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

A^S min= $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.6mm^2$

A^S min = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 126.4mm^2$

A^S req =212 > A^S min =126.4 .

For 2Φ12,As=226.2 mm^2>212mm^2 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$226.2*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 9mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9}{0.85} = 10.5mm$

β=0.85..... f_c < 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-x)/x \times 0.003 = \frac{316-10.5}{10.5} \times 0.003 = 0.0873$

$\varepsilon_s = 0.0873 > 0.005 \therefore ok$

Desig of span two

Use Mu max. Positive for span **Mu= 20 KN.m**

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

For a = t_f = 8cm

Assume Ø=12

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 20–8 – 12/2 = 316 mm.

Φ.Mnf = 0.9*0.85 * f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.316-0.08/2)*10^3

Φ.Mnf = 226.7KN.m

ΦMnf =226.7 KN.m > Mu =20 kN.m

The section design as Rectanglular section

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.be .d

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

Rn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{20*10^6/0.9}{0.52*(0.316)^2} = 0.428$ Mpa

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.428}{420}}\right) = 0.00103$$

A_s = ρ.be .d = (0.00103)* (520)* (316) = 169.3 mm^2 . (control)

Check Minimum Reinforcement A_S min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

A^S min= $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.6mm^2$

A^S min = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 126.4mm^2$

A^S req =169.3 > A^S min =126.4 .

Then use 2Φ 12,As=226 mm^2> A^S req =169.3 ok .

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$226*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 9mm$

β=0.85..... f_c < 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9}{0.85} = 10.5mm$

$$\varepsilon_s = (d-x)/x \times 0.003 = \frac{316-10.5}{10.5} \times 0.003 = 0.0873$$

$$\varepsilon_s = 0.0873 > 0.005 \therefore ok$$

Desig of span three

Use Mu max. Positive for span **Mu= 10 KN.m**

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

For a = t_f = 8cm

Assume Ø=12

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 20–8 – 12/2 = 316 mm.

Φ.Mnf = 0.9*0.85 * f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.316-0.08/2)*10^3

Φ.Mnf = 226.7KN.m

ΦMnf =226.7 KN.m > Mu =10 kN.m

The section design as Rectanglular section

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.be .d

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{10*10^6/0.9}{0.52*(0.316)^2} = 0.214 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*0.214}{420}}\right) = 0.00052$$

A_s = ρ.be .d = (0.00052)* (520)* (316) = 86 mm^2 .

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

A^s min= $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ = $\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.6mm^2$

A^s min = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$ = $\frac{1.4}{420}(120)(286) = 126.4mm^2$ (control)

A^s req =86 < A^s min =126.4 .

Then use 2Φ 10,As=158 mm^2> A^s req =126 ok .

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$158*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 6.3mm$

β=0.85..... f_c < 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.3}{0.85} = 7.4mm$

$\varepsilon_s = (d-x)/x \times 0.003 = \frac{316-7.4}{7.4} \times 0.003 = 0.125$

$\varepsilon_s = 0.125 > 0.005 \therefore ok$

4.6.4.2 Design for Negative Moment for Rib (R001):

Support One :

Use Mu max. negative for support **Mu= - 25 KN.m**

Design as a rectangular with b = 12 cm

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

kn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{25*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.316)^2}$ = 2.318 Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2(20.59)(2.318)}{420}}$) = 0.00587

As = 0.00587 (120) (316) = 222.59 mm^2 . (control)

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$A^s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) = 110.6mm^2$

$A^s \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 126.4mm^2$

As.req=222.59 > As.min =126.4

For 2Φ12,As=226.2>282.92 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$226.2*420 = 0.85*24*120*a$

$a = 38.8mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 52mm$

β=0.85….. f_c < 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-x)/x \times 0.003 = \frac{316-52}{52} \times 0.003 = 0.01523$

$\varepsilon_s = 0.01523 > 0.005 \therefore ok$

Support Two :

Use Mu max. negative for support **Mu= - 18 KN.m**

Design as a rectangular with b = 12 cm

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

kn = $\frac{Mu/\phi}{b*d^2}$ = $\frac{18*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.316)^2}$ = 1.67 Mpa

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

ρ = $\frac{1}{20.58}$ (1 - $\sqrt{1-\frac{2(20.59)(1.67)}{420}}$) = 0.00415

As = 0.00415 (120) (316) = 159 mm^2 . (control)

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

A^s min= $\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ = $\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316)=110.6mm^2$

A^s min = $\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$ = $\frac{1.4}{420}(120)(286)=126.4mm^2$

As.req=159 > As.min =126.4

For 2Φ12,As=226.2 mm^2>159 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$226.2*420=0.85*24*120*a$

$a=38.8mm$

$x=\frac{a}{\beta_1}=\frac{38.8}{0.85}=52mm$

β=0.85..... f_c < 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s=(d-x)/x\times 0.003=\frac{316-52}{52}\times 0.003=0.0152$

$\varepsilon_s=0.0152>0.005\therefore ok$

4.6.4.3 Design shear for Rib (R001):-

$V_{u,max}$ = 27 KN.

V_c =1.1* $\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}b.d=1.1\times\frac{1}{6}\sqrt{24}\times 120\times 316\times 10^{-3}=34.05\ KN$

Ø V_c = 0.75*34.05= 25.54 KN.

4.6.4.4 Check for section dimensions:

$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c = \frac{27}{0.75} - 34.05 = 1.95\ KN$

$V_{s,max} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}bw.d = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 11.6\ KN$

$v_{s\ min} = \frac{1}{3}bw.d = \frac{1}{3} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 12.64\ KN$ control

$v_s' = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}bw.d = \frac{1}{3}\sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 61.9\ KN$

$V_s < V_{smax}$ so the section is large enough.

4.6.4.5 Check for the case of shear:

Vu=27 KN (At critical section distance d from face of support)

Region (1):

$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$

ΦVc/2=25.54/2=12.77 KN , not Region 1.

Region(2):

$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$

Not Region (2)

Region 3:

$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$

$\Phi Vc = 25.54 < Vu = 27 < \Phi Vs_{\min} = 35.02$

$\therefore$ Region (3)

$S_{max} \le \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158 \le 600mm$ =

Min shear reinforcement is required

$\frac{Av\min}{s} = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times \frac{120}{420} = .0875$

not less than

$$\frac{Av\min}{s} = \frac{1}{3} \times \frac{120}{420} = 0.0952 \rightarrow control$$

Use 2-leg ϕ8 with Av =100.5 mm^2

$$\frac{Av}{s} = 0.0952 \rightarrow \frac{100.5}{s} = 0.0952$$

$\therefore$ s= 1055.67 > S_{max} =157mm

Select s = 150 mm

Use 2-leg ϕ8@150mm

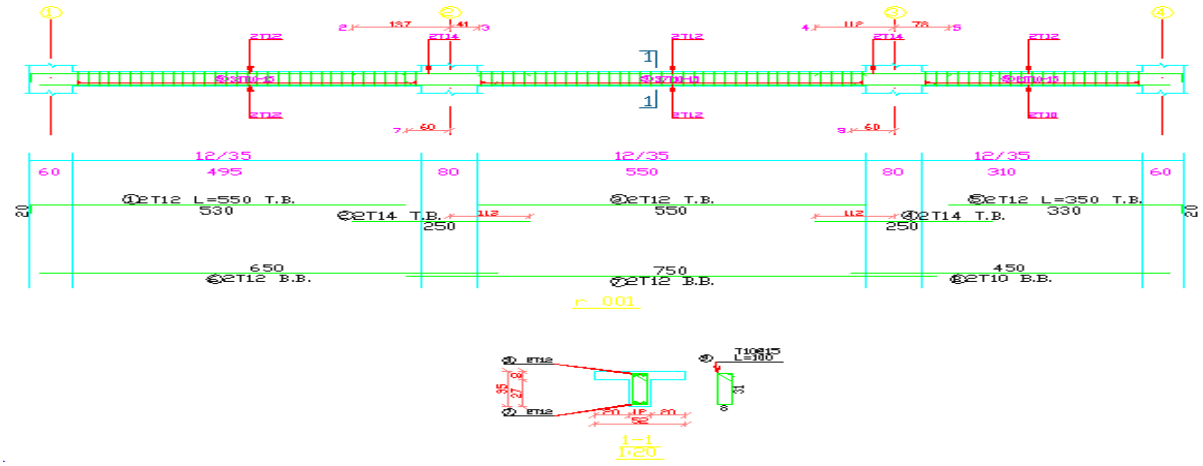


Fig (4-7): Reinforcement of Rib (R001)

4.7 Design of Beam (B0(16)):-

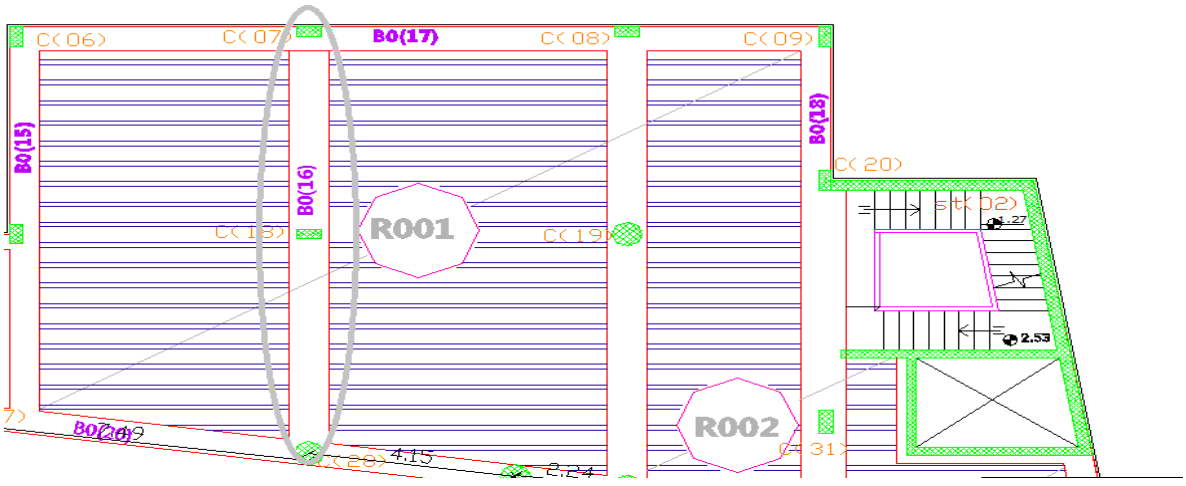


Fig. (4-8): location of Beam B0(16)

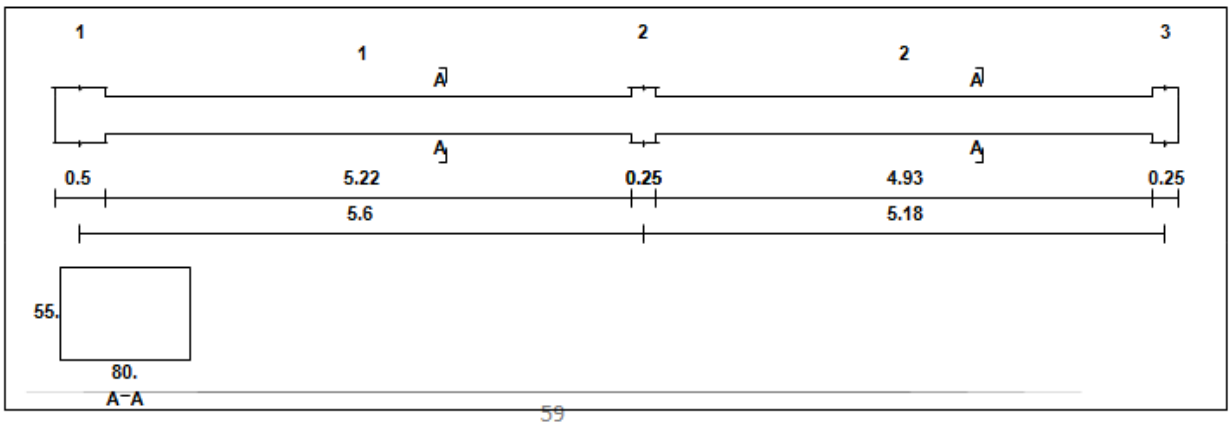


Fig (4-9): Spans Length of Beam (B0(16))

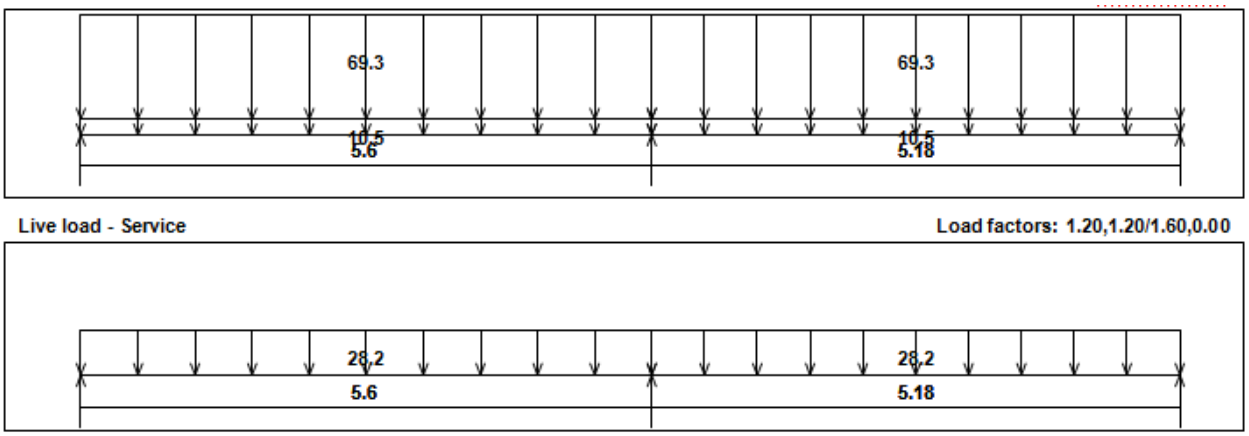


Fig. (4-10): service load of Beam (BO(16)) .

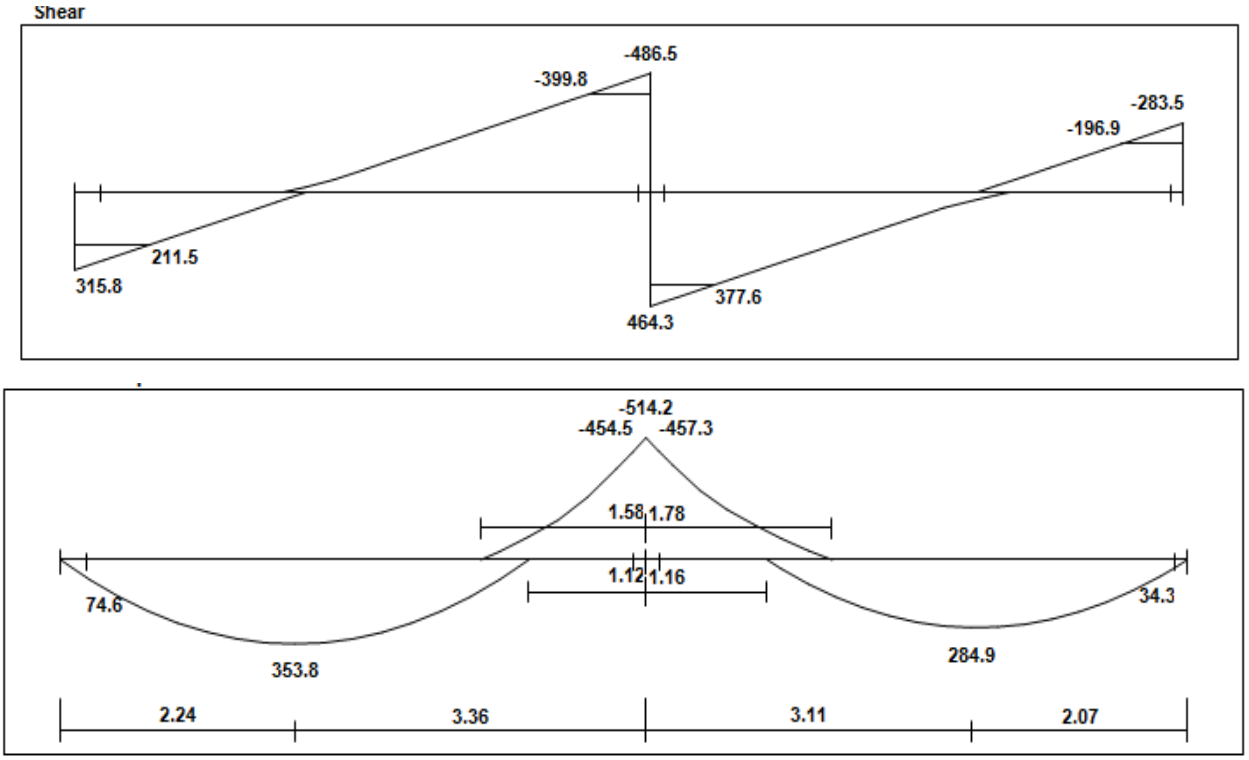


Fig. (4-11) Beam (BO(16)) Envelope.

Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2
⇒ Section :-
⇒ Be=800mm
⇒ Bw=800mm
⇒ h=550 mm
⇒ d=320-40-10-18/2=261 m

Loading :-

Reaction from Rib(R001) ,

D.L =36/0.52 =69 KN/m.

L.L =15/0.52 =29 KN/m

4.7.1 Calculation of Beam dead load

Dead load of beam = selfweigh of beam = 25*0.8*0.55 = 11 KN/m .

4.7.2 Check whether the section will be act as singly or doubly reinforcement section:

d= $h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2}$

d= $550 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 491\ mm.$

x $= \frac{3}{7}$ d = $\frac{3}{7} \times 491 = 210.43$ mm.

a=β_1. c = 0.85 × 210.43= 178.86 mm.

ρmax = 0.85*(fc'/Fy)* β_1*(3/7)

ρmax = 0.85*(24/420)*0.85*(3/7) = 0.0177

assume singly reinforced section :

Mn = (T or C) *(d-a/2)

Mn = 0.85*24*800*178.86*(491-178.86/2) = 1172.18 KN.m

ϕ=0.82

Mu=457kn.m < ϕ*Mu $_{max}$= 0.82*1172.18=961.18

Design the section as singly reinforcement section.

4.7.3 Flexure design:

4.7.3.1 Design for positive moment:

span 1:

For M_u =+357 KN.m

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

$kn = \frac{357 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 491^2} = 2.057\ Mpa$

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

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

ρ= $\frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.k_n}{420}}\right)$

$\rho req = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.58\times2.057}{420}}\right) = 0.00517.$

$A_s = \rho.b.d = 0.00517 \times 800 \times 491 = 2030.8\ mm^2$

$A_{s,\min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w.d$

$A_{s,\min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420} 800 \times 491 = 1145.4 mm^2$

$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 800 \times 491 = 1309.33\ mm^2$ control.

$A_{s,\min} < A_{s,req}$ so $A_{s_{req}}$ control

Let use ϕ18, with A_s=254.5 mm^2

$n = \frac{2030.8}{254.5} = 8\ bars, with\ A_s = 2036 mm^2.$

Use8ϕ18, with A_s=2036 mm^2

Check for placement of bas:

$S = \frac{800-40\times2-10\times2-8\times18}{7} = 79mm > 25mm$ ok

Check for the strain:

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{2036\times420}{0.85\times800\times24} = 52.4mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{52.4}{0.85} = 62mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{491-62}{62}\right) = 0.0208 > 0.005$ $0k$

Ø=0.9,

$Ø\ M_n = ØA_{s.f_y}\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 2036 \times 420\left(491 - \frac{52.4}{2}\right)$

$= 358\ KN > M_u = 357KN.m$

span 2

For M_u =+385 KN. m

$$kn = \frac{385\times10^6}{0.9\times800\times491^2} = 2.23\ Mpa$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.k_n}{420}}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.58\times2.23}{420}}\right) = 0.005636.$$

$A_s = \rho.b.d = 0.005636\times800\times491 = 2213.82\ mm2$

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}\ b_w.d \geq \frac{1.4}{f_y}b_w.d$$

$$A_{s,min} = 0.25\frac{\sqrt{24}}{420}\ 800\times491 = 1145.42mm^2 \quad .$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420}800\times491 = 1309.43\ mm^2$$ control

$A_{s,req} > A_{s\ min}$

$A_{s,} = 2213.82\ mm2$

Let use ϕ18,with A_s=254.5 mm^2

$$n = \frac{2213.82}{254.5} = 9\ bars, with\ A_s = 2290.5mm^2.$$

9ϕ18,with A_s=2290.5 mm^2

check for placement :

$$S = \frac{800-40\times2-10\times2-9\times18}{8} = 67.25mm > 25mm \qquad ok$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{2290.5\times420}{0.85\times800\times24} = 58.95mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{58.95}{0.85} = 69.4mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{491-69.4}{69.4}\right) = 0.0182 > 0.005 \qquad 0k$$

Ø=0.9,

$$Ø\ M_n = \emptyset A_{s.f_y}\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 2290.5 \times 420\left(491 - \frac{58.95}{2}\right) = 400\ KN\ M_u = 385$$

4.7.3.2 Design for negative moment:

For M_u = -457 KN.m

$$kn = \frac{457\times10^6}{0.9\times800\times491^2} = 2.63\ Mpa$$

$$\rho req = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.kn}{420}}\right)$$

$$\rho req = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.58\times2.63}{420}}\right) = 0.00673$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00673 \times 800 \times 491 = 2643\ mm2$

$A_{s,min} < A_s$ Required

$A_{s,}$=2643 mm2

Let use ϕ20, with A_s=314.2 mm^2

$$n = \frac{2643}{314.2} = 9\ \ bars, with\ A_s = 2828mm^2.$$

use 9ϕ20, with A_s=2828 mm^2

Check for placement:

$$S = \frac{800-40\times2-10\times2-9\times20}{8} = 65mm > 25mm \qquad ok$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2828\times420}{0.85\times800\times24} = 73mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{73}{0.85} = 86mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{491-86}{86}\right) = 0.0141 > 0.005 \qquad 0k$$

Ø=0.9,

$$Ø\ M_n = ØA_{s.f_y}\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 \times 2828 \times 420\left(491 - \frac{73}{2}\right)$$

$$= 486KN \ > M_u = 457\ \text{KN.m}$$

4.7.3.3 Design the beam for shear:

$V_{u,max}$ = 400 KN.

$$d = h - cover - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2} = 550 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 491\ mm.$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}b.d = \frac{1}{6}\sqrt{24} \times 800 \times 491 \times 10^{-3} = 320.72\ KN$$

$Ø\ V_c$ = 0.75*320.72= 240.5 KN.

4.7.3.4 Check for section dimensions:

$$V_s = \frac{V_u}{Ø} - V_c = \frac{400}{0.75} - 320.72 = 212.6\ KN$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}b.d = \frac{2}{3}\sqrt{24} \times 800 \times 491 \times 10^{-3} = 1282.88\ KN$$

$V_s < V_{smax}$ so the section is large enough.

4.7.3.5 Check for the case of shear:

Vu=488.4 KN (At critical section distance d from face of support)

Region (1):

$$Vu < \frac{\Phi Vc}{2}$$

ΦVc/2=240.54/2=120.27 KN<Vu=400, not Region 1.

Region(2):

$$\frac{\Phi Vc}{2} < Vu < \Phi Vc$$

$$120.27 < 400 < 240.54$$

$\therefore$ Not Region (2)

Region(3):

$$\Phi Vc < Vu < \Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{16}\sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 800 * 491 = 90.2KN$$

$$\Phi Vs_{\min} \geq \frac{\Phi}{3} bw * d = \frac{0.75}{3} * 491 * 800 = 98.2KN(control)$$

$$\therefore \Phi Vc + \Phi Vs_{\min} = 240.54 + 98.2 = 338.74.1KN$$

$$240.54 < 400 < 338.74$$

not Region (3)

Region(4):

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{fc'} * bw * d$$

$$\emptyset Vs' = \frac{1}{3} * 0.75\sqrt{24} * 0.8 * .491 = 481.08KN$$

ϕVs'+ϕVc=481.08+240.54=721.6KN

$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min}$ =338.74< Vu = 400 <ϕVs + ϕVc=721.6

$\therefore$ Region (4)

Vs=(Vu/ϕ)-Vc=(400/0.75)-320.72=212.6 KN

Use 4-leg ϕ10

$$(\frac{Av}{s}) = \frac{Vs}{Fy \times d}$$

Av= (π/4) *(10)² *4 = 314 mm²

s=(Av*fy*d)/Vs

s=(314*420*491)/(212.6)=304.6mm

Check for max. spacing

S_{max}=d/2=491/2=245.5……control

S_{max}=600mm

Use 4-leg ϕ10@200mm

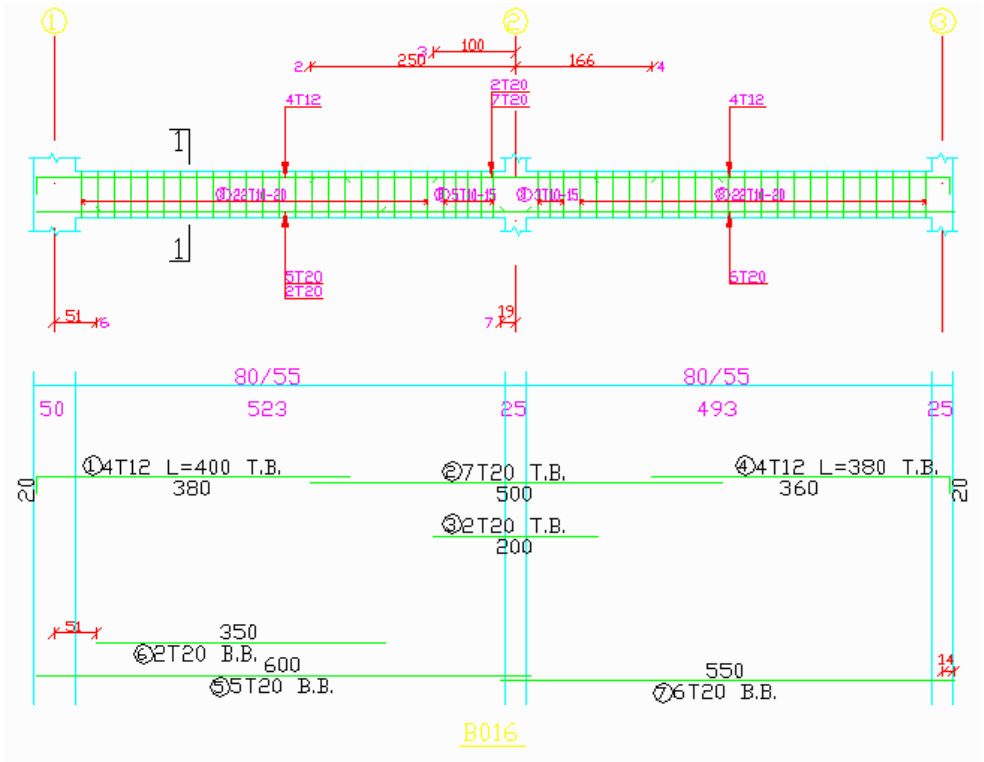


Fig. (4-12) Detail of B0(16).

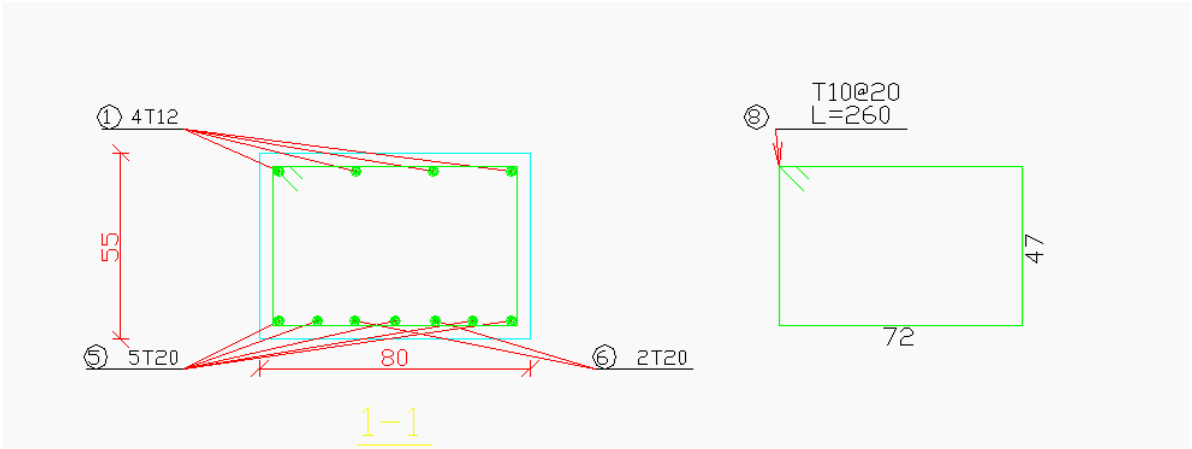


Fig. (4-13) Sections in B0(16).

4.8 Design of long column (C20):

P_{uTotal} = 1.2(511.92) +1.6(256.16) = 1025 KN

4.8.1 Check the slenderness effect:

(Non-sway system)

$$\frac{kL_u}{r} < 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \qquad ACI(10.12.2)$$

r = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.25 = 0.075.$

r = $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.4 = 0.12.$

L_u = 3.3m

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1 \times 3.3}{0.12} = 27.5 > 34 - 12 = 22$$

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1 \times 3.3}{0.075} = 44 > 34 - 12 = 22$$

So the column is long at x and y directions.

4.8.2 Calculate emin ,Mmin:

e_{min} =15 +0.03h =15+0.03×250 =22.5mm.

$M_{min}= P_u \times e_{min}$=1025×0.0225 =23.0625kn.m

$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{24}$ =23025.2 Mpa.

$I_g = \frac{b.h^3}{12}$ = 1.429 ×10^{9}mm^4.

$\beta_{dns} = \frac{D_u}{P_u}\frac{614.3}{1025}$ =0.6<1.

$E.I = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta dns} = \frac{0.4\times23025.2\times1.429}{1.6} = 8225.75\ KN.m^2$

4.8.3 Determine of Euler buckling load:

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2\times8225.75}{(3.3)^2} = 7455KN$

4.8.4 Calculate the moment magnifier factor:

$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1$

$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{1025}{0.75\times7455}} = 1.2244 > 1 \qquad ok$

The magnified (e) and (M):

$e = \delta_{ns} e_{min} = 1.2244 \times 22.5 = 27.55mm$

$M = \delta_{ns} M_{min} = 1.2244 \times 23.0625 = 28.23KN.m.$

$e/h = 27.55/250 = 0.1103$

$d-d'/h = (250-80-20-20)/250 = 0.52.$

$\phi Pn / Ag = 1025/(400*250)$

$= .01025$

From the interaction diagram constructed in PCA _ COLUMN program:

$\rho = 0.01025.$

$A_s = \rho \times A_g = 0.01025 * (250*400) = 1025\ mm^2$

$n_{\phi 16} = \frac{1025}{154} = 7\phi 14$

Use $8\phi 14$

4.8.5 Design the stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

- $16\times d_b = 16\times 14 = 224$ mm control.
- $48\times d_s = 48 \times 10 = 480$ mm
- Least diminution of the column = 224 mm

Use $\phi 10@200mm$.

4.8.6 Check for code requirements:

- clear spacing between longitudinal bars = $\frac{250-40\times2-10\times2-2\times14}{1} = 122mm$

122 mm > 40mm

>1.5 d_b= 21 mm . ok

- gross reinforcement ratio = 0.01232 , $0.01 \leq 0.01232<0.08$ ok

- NO of bars = 8> 4 bars for square columns.

- min ties diameter : ϕ10 for ϕ32 longitudinal bars and smaller.

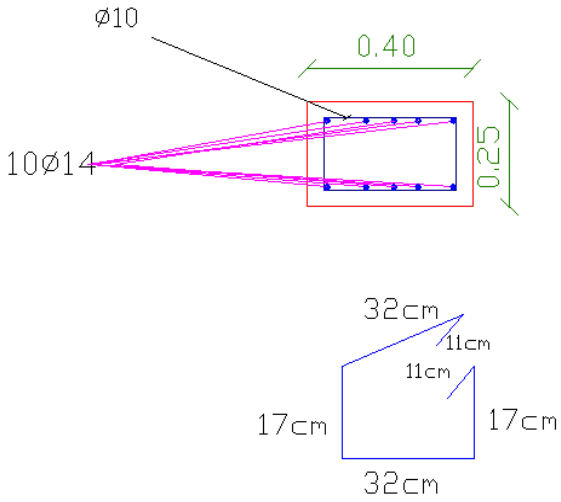


Fig (4-14): C (20)Detail.

4.9 Design of Isolated Footing (F1):-

4.9.1 Determination of Loads:

Total factored load = 1025KN.

Total services load = 768.1 KN

Column Dimensions = 40*25 cm.

Soil density = 18 KN/m3.

Service surcharge= 5Kn/m2.

Allowable soil Pressure = 500 KN/m2.

Assume footing to be about (50 cm) thick.

Footing weight = 25×0.5 = 12.5 KN/m2.

Soil weight above the footing = 0.4 ×18 = 7.2 KN/m2.

q_{allow} =500 – 7.2 – 12.5 = 480.3 KN/m^2

4.9.2 Determination of Footing Area:

$$A = \frac{768.1}{480.3} = 1.6\ m^2$$

Try1.5 * 1.5m with area = 2.25m2 ≥Areq =1.6m2

Determinatequ = 1025/2.25 = 455 KN/m2

4.9.3 Determination the depth of footing based on shear strength:-

Assume h = 50 cm.

d = 500-75-20 = 405 mm

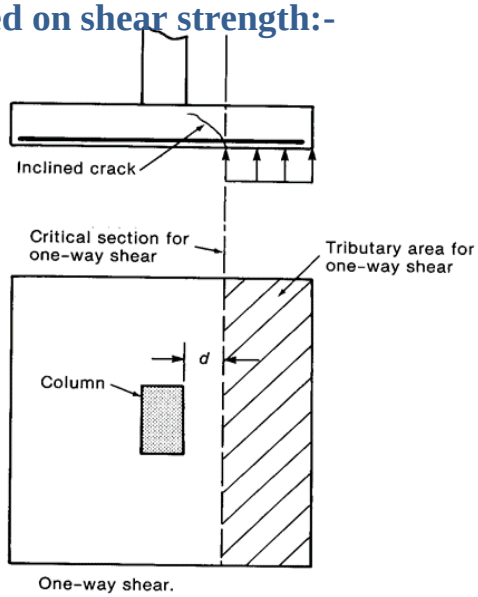


Fig (4-15): one-waye shear.

4.9.4 Check for one-way shear strength:-

$$Vu = 455*(\frac{1.5}{2} - 0.25/2 - 0.405)*1.5 = 150.2KN$$

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

$$\phi.Vc = 0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*1500*405 = 372KN$$

$$\phi.Vc = 372KN > Vu = 150.2KN$$

$$\therefore \ Safe$$

4.9.5 Check for two-way shear action (punching):-

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:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{40}{25} = 1.6$$

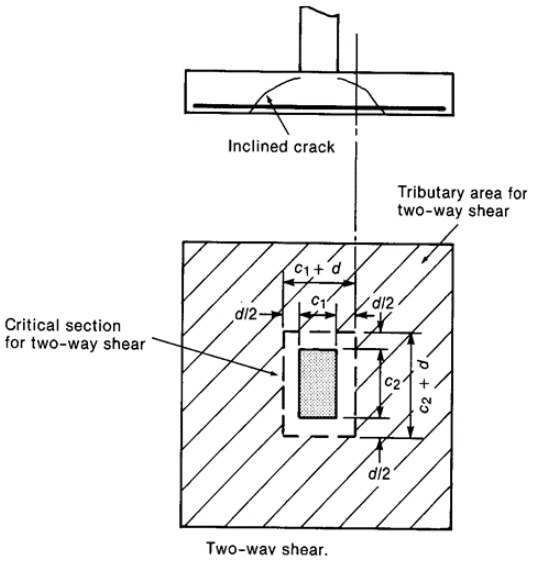


Fig (4-16): Two-waye shear.

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

$$b_o = 2(d+a1)+2(d+a2) = 2(0.405+0.4)+2(0.405+0.25) = 2.32m$$

α_s = 40 for interior column

$\beta = 400/250 = 1.6.$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*(1+2/1.6)*\sqrt{24}*2.32*0.405 = 1294.6Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.405}{2.32}+2\right)*\sqrt{24}*2.32*0.405 = 2584.3Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*2.32*0.405 = 1150.7Kn$$

$\phi.V_C = 1150.7Kn$ .... *Control*

$Vu = 455*\{(1.5*1.5)-(0.4+0.405)*(0.25+0.405)\} = 783.8kN$

$\phi.Vc > Vu_C$ .....*satisfied*

4.9.6 Design of Bending Moment:

$$\text{Mu} = \left(q_{ult}\times W\times\left(\frac{L}{2}-\frac{a}{2}\right)\right)\times 0.5\left(\frac{L}{2}-\frac{a}{2}\right)$$

$$=\left(455\times 1.5\times\left(\frac{1.5}{2}-\frac{0.25}{2}\right)\right)\times 0.5\left(\frac{1.5}{2}-\frac{0.25}{2}\right) = 133.3\text{Kn.m}$$

Mn = 133.3/0.9 = 148KN.m

$d = 500-75-20 = 405\,mm$

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{148\times 10^6}{1500\times 405^2} = 0.602Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.59\times 0.602}{420}}\right) = 0.00146$$

$$As_{req} = 0.00146 \times 1500 \times 405 = 884 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 1500 * 500 = 1350 mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 1350 mm^2 / m \geq As_{req} = 884 mm^2 / m$$

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{1350}{153.94} = 8.8$$

Use 9Ø14 with As =1385 mm^2 ≥As req =1350

In tow direction

Check of strain

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$1385 * 420 = 0.85 * 24 * 1500 * a$$
$$a = 19.01$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19.01}{0.85} = 22.37 mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{405 - 22.37}{22.37} * 0.003 = 0.0513$$
$$\varepsilon_s = 0.0513 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.9.7 Development Length of main Reinforcement for Mu :

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}}*1.4 = 28.8cm$.

$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.4 = 25.87$

$Ld_{(1)req} = 28.8cm > Ld_{(2)req} = 25.87cm$ ➔ control

Available $Ld = (500 - 75 - 2*14) = 387$ mm.

Available Ld = 38.7cm $> Ld_{(1)req} = 28.8cm$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e\psi_s\psi_t}{\frac{ktr + cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 14 = 345.8\,mm$$

$Ld_{available} = 500-75 = 425mm$

$Ld_{available} = 425$ mm $> ld_{req} = 395.8mm$

Use the column bars as a dowels

4.9.8 Design the column – footing joint:

Total factored load = 1025KN.

The allowable bearing on the base of the column is:

$$\phi(0.85\,fcA1) = 0.65*0.85*24*400*250 = 1326Kn$$

The allowable bearing on the footing is:

$$\phi(0.85\,fcA1)\sqrt{\frac{A2}{A1}} = 0.65*0.85*24*400*250*2 = 2652Kn$$

Total factored load = 1025Kn<2652Kn

$$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*400*350 = 700mm^2/m$$

A dowels= $\dfrac{Pu-\phi Pnb}{\phi Fy} > 0.005Ag$

Use 6ϕ14 ,or use the same reinforcement as in the column if larger .

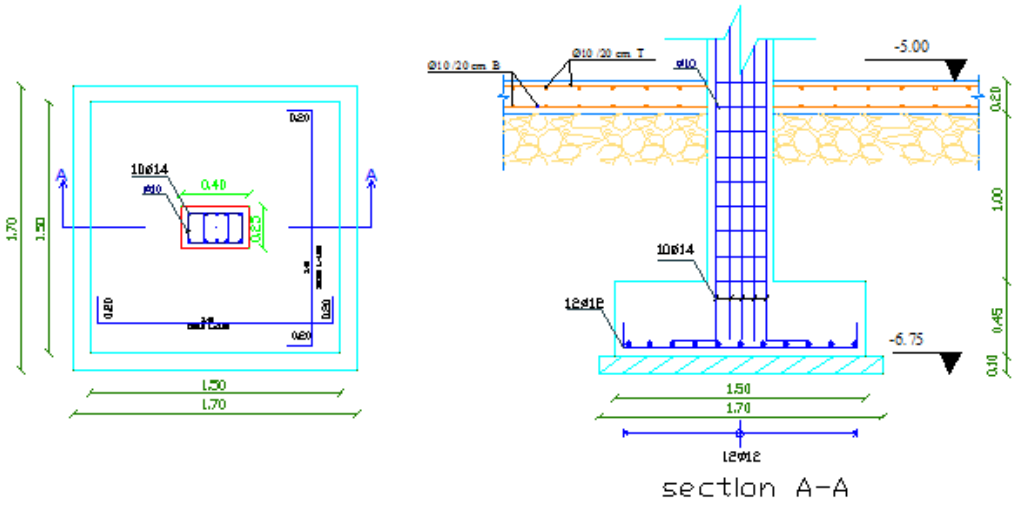


Figure (4-17): Footing's Details.

4.10 : Design of Strip footing.

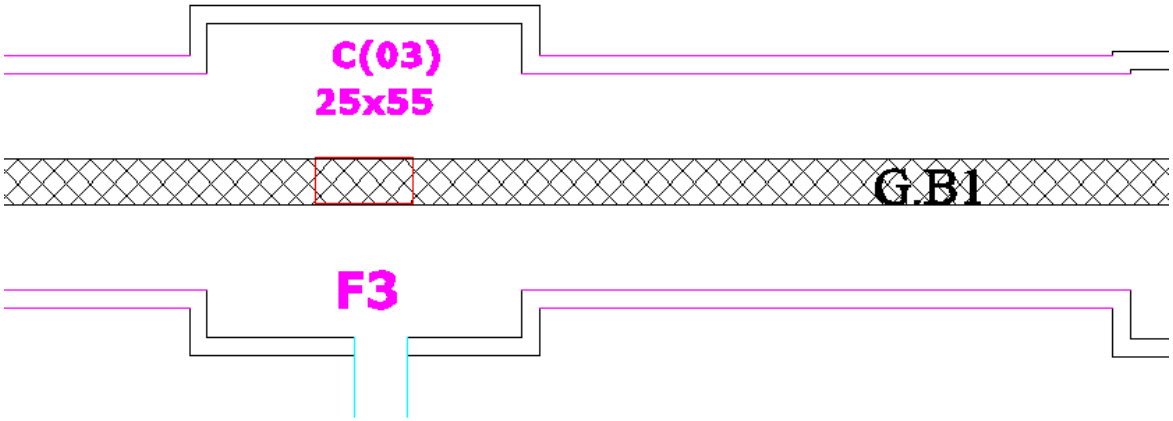


Fig. (4.18) : location of Strip footing .

4.10.1 Load Calculation :

H (slab) = 0.35m

H (المدة) = 0.20m

Weight of wall (D.L.) = height* Thickness * 1m wide * γ_c = 5* 0.25 * 25 = 31.25 KN/m

Allowable soil pressure = 420 KN/m²

Assume footing thickness is 0.25 m.

Reaction force from wall = 1500 kn

Pn = 1500 / 6.6 = 227 kn/m

$$m=\frac{f_y}{0.85f_{c,}}=\frac{420}{0.85(27)}=18.3$$

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

$$\rho=\frac{1}{18.3}(1-\sqrt{1-\frac{2\times18.3\times0.424}{420}})=0.00102$$

$$A=\frac{Pn}{qall}=\frac{227}{400}=0.567m2$$

$$\Rightarrow B=1.2m$$

Take B=120 cm .

Pu = 1.4*227 = 317.8 KN/m

$$qu=\frac{Pu}{A}=\frac{317.8}{1x1.2}=264.8Km2$$

Assume h=35 cm

4.10.2 Desig of The Strip Footing :

$$h=350mm$$

$$d=350-75-10=265mm$$

$$V_u=1\times(0.6-0.15-0.265)\times264.8=48.9kn$$

$$\phi V_c=0.75x\frac{1}{6}\sqrt{fc'}.b_w.d=0.75x\frac{1}{6}\sqrt{27}\times1000\times0.265\times10^3$$

$$=172.28kn$$

$$\phi V_c>>V_U$$

So No Shear Reinforcement

$$M_u=264.8\times0.45\times1\times\left(\frac{0.45}{2}\right)=26.8kn/m$$

$$M_n=\frac{M_u}{0.9}=\frac{26.8}{0.9}=29.8kn/m$$

$$Kn=\frac{Mn}{b*d^2}=\frac{29.8\times10^6}{1000\times265^2}=0.424Mpa$$

$A_s(req) = 0.001\ (1000)\ (265) = 265\ mm^2$

$A_{s\ min}$ for shrinkage and temperature:

$A_{s\ min}$ =0.0018*b*h =0.0018*1000*300=540 mm^2

$$As_{req} = 450mm^2$$

$$\#of\,bar = \frac{450}{113.1} = 4$$

Select Φ 12 / 25 c/c with $AS_{prov.}$ 452.4mm²/

4.11 Design of stair (1).

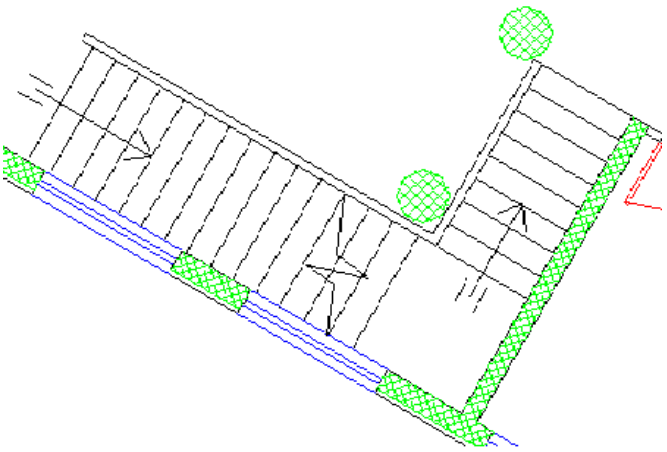


Figure (4-19): stair plan

4.11.1 Determination of Slab Thickness:

For Flight:

L = 6.8m.

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 6.8 / 20 = 0.34 cm.

Use h= 25 cm.

The stair slope by θ =$\tan^{-1}\left(\frac{152}{300}\right) = 26.9$.

4.11.2 Load Calculations:

For Flight :

Dead Load for flight:

$$Tiles = 27\left(\frac{0.15 + 0.33}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 1.296\ KN/m$$

$$Mortar = 22\left(\frac{0.15 + 0.33}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 1.056\ KN/m$$

$$stair\ stips = \frac{25}{0.3}\left(\frac{0.15 * 0.3}{2}\right) * 1 = 1.88\ KN/m$$

$$slab = \left(\frac{25 * 0.25 * 1}{\cos 26.9}\right) = 7\ KN/m$$

$$Plaster = 22\left(\frac{0.02 * 1}{\cos 26.56}\right) = 0.738\ KN/m$$

Dead load sum=11.6

Live load for flight:

Live load for stairs =4 KN/ m^2.

For landing:-

Dead Load for landing:

Tiles = 22*0.03*1=0.66KN/m

Mortar = 22*0.02*1=0.44KN/m

Slab = 25*0.25*1=6.25KN/m

Plaster = 22*0.02*1=0.44KN/m

Total dead load= 7.8KN/m.

Live load:

Live load for stairs =4 KN/ m^2.

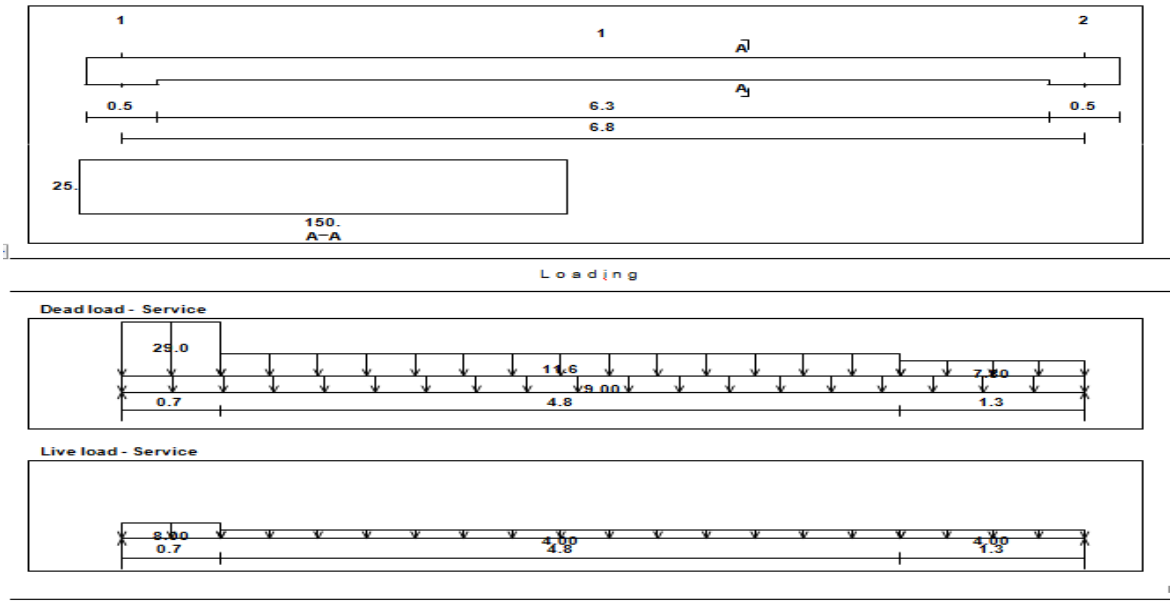


Fig. (4-20) Geometry of srear

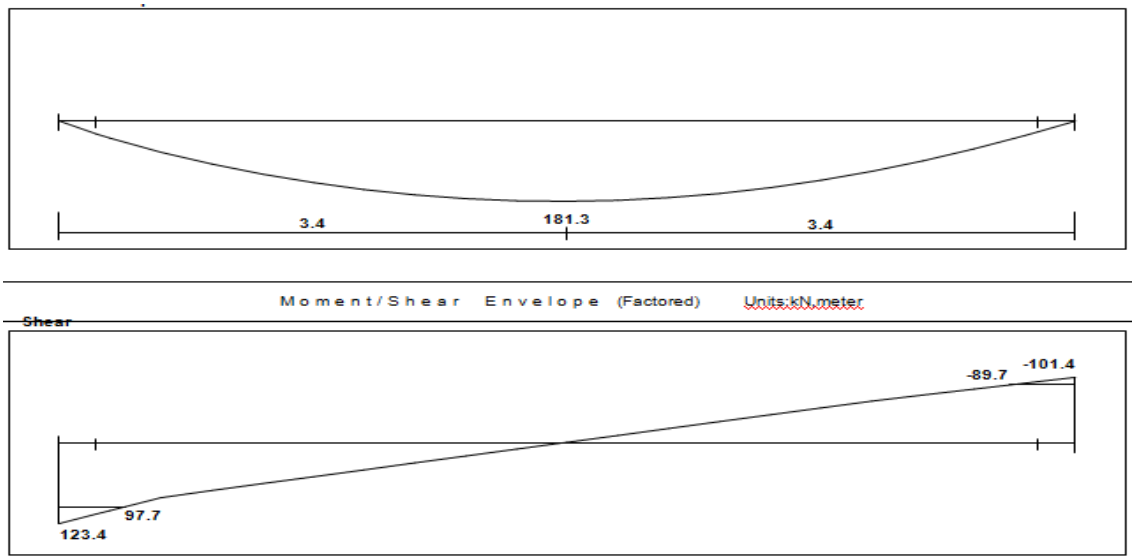


Fig. (4-21)Moment & shear on flight

4.11.3 Design of Shear for flight:

- Assume Ø14 for main reinforcement:-

  So, d = 250-20-7 = 223 mm.

  Take d= 222 mm

- Vu = 53.38 KN.

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

- $\phi Vc = \frac{0.75*\sqrt{24}*1000*223*10^{-3}}{6} = 136.6KN$

- Vu = 43.3 KN <ØVc = 136.6KN.

- Vu = 43.3 KN <0.5ØVc = 68.3 KN

  Depth is ok since there is no shear Reinforcement.

4.11.4 Design of Bending Moment for Flight (s1) :

Mu = =111.74.m.

Mnreq = Mu / 0.9 = 111.74 / 0.9 = 124.16 KN.m.

d = 222 mm.

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

$$R_n = \frac{124.16*10^6}{1000*223^2} = 2.497MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*2.497}{420}}\right) = 0.0058$$

As req = 0.0058*1000*223= 1294.7 $mm^{2\cdots}$...control

$A_s$min=0.0018*250*1000=450mm^2

N=1294.7/153.94=8.41.

Check for spacing

3h=3*250=750mm cont.

S=450

$$s = 380\left(\frac{280}{0.667*420}\right) - 2.5*20 = 330mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{0.667*420}\right) = 300mm$$

Use 1Φ14 @ 10 cm

As prov= 1385.5

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85* fc^{\backslash} * b * a$$
$$1385.5*420 = 0.85*24*1000*a$$
$$a = 28.525mm$$
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{28.525}{0.85} = 33.55mm$$
$$\varepsilon_s = \frac{223-33.55}{33.55}*0.003$$
$$\varepsilon_s = 0.0169 > 0.005 \longrightarrow ok$$

Design of Bending Moment for Flight (s2) :

Mu = 44.9.m.

Mnreq = Mu / 0.9 = 111.74 / 0.9 = 124.16 KN.m.

d = 222 mm.

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

$$R_n = \frac{44.9*10^6}{1000*223^2} = 0.9MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.588*0.9}{420}}\right) = 0.0022$$

As req = 0.0022*1000*223= 490.4 $mm^{2\cdots}$...control

$A_s$min=0.0018*250*1000=450mm^2

N=490.4/79=6.2.

Check for spacing

3h=3*250=750mm cont.

S=450

$$s = 380\left(\frac{280}{0.667*420}\right) - 2.5*20 = 330mm$$

$$s = 300\left(\frac{280}{0.667*420}\right) = 300mm$$

Use 1Φ10 @ 15 cm

As prov= 553

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$553 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 11.4mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{11.4}{0.85} = 13.4mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{223 - 13.4}{13.4} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0469 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.12 Design of Basement wall:

• 4.12.1load calculation:

fc =27 MPa, **fy**=400Mpa, **Ϋs**=20KN/m^3, **qall**=250KN/m^2, **ϕ**=30, **surcharge** =5KN/m^2

fc	**fy**	Ϋs	qall	ϕ	**surcharge**
27Mpa	400 Mpa	18 KN/m^3	500 KN/m^2	30	5KN/m^2

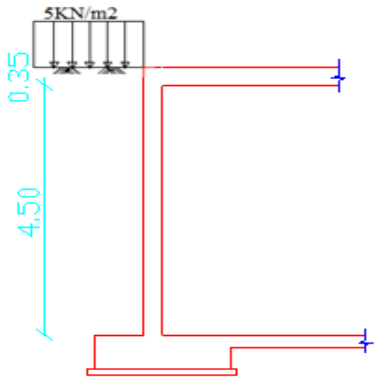


Fig (4-22):Section Of basement wall

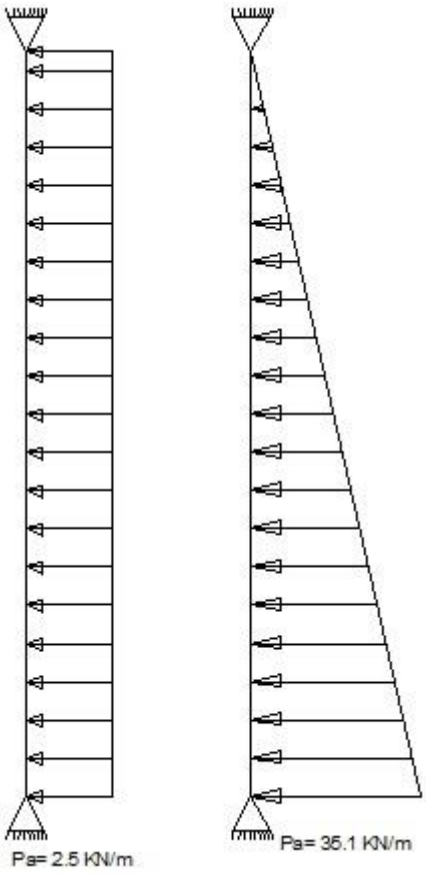
$Ca = 1-\sin\theta = 1-\sin 30 = 0.5$ **(Static Earth Pressure)**

Pa = Ca * h * γ = 0.5 * 4.5 *18 = 40.5 KN/m2

hs = $\frac{Ws}{W} = \frac{5}{18}$ = 0.278 m

Ps = Ca * hs * γ = 0.5 * 0.278 * 18= 2.5 KN/m2

Ca	**Pa**	**hs**	**Ps**
0.5	40.5 KN/m2	0.278 m	2.5 KN/m^2



Ps = 2.5 KN/m	Pa =40.5 KN/m

Fig. (4-23): Static System

From Atir we have moment and shear envelop

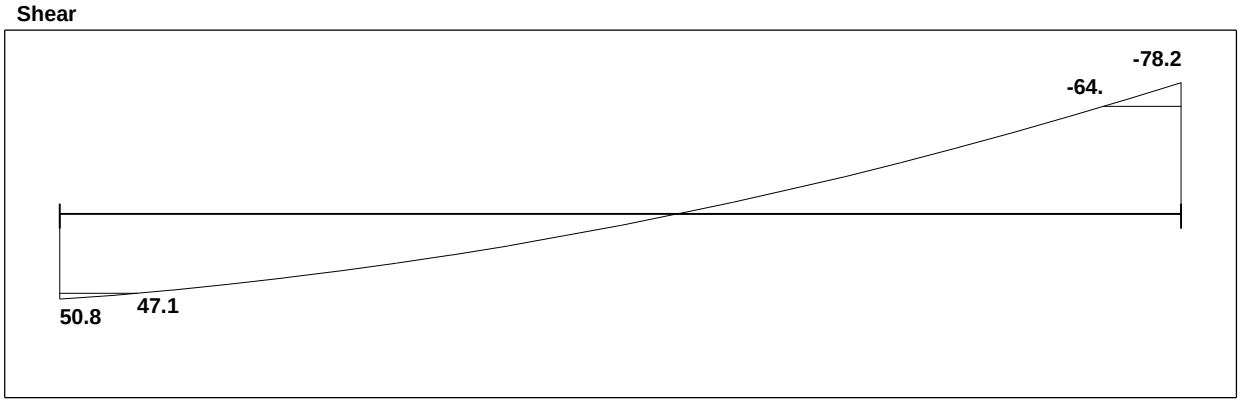


Fig. (4-24) : Shear envelope diagram of basement wall.

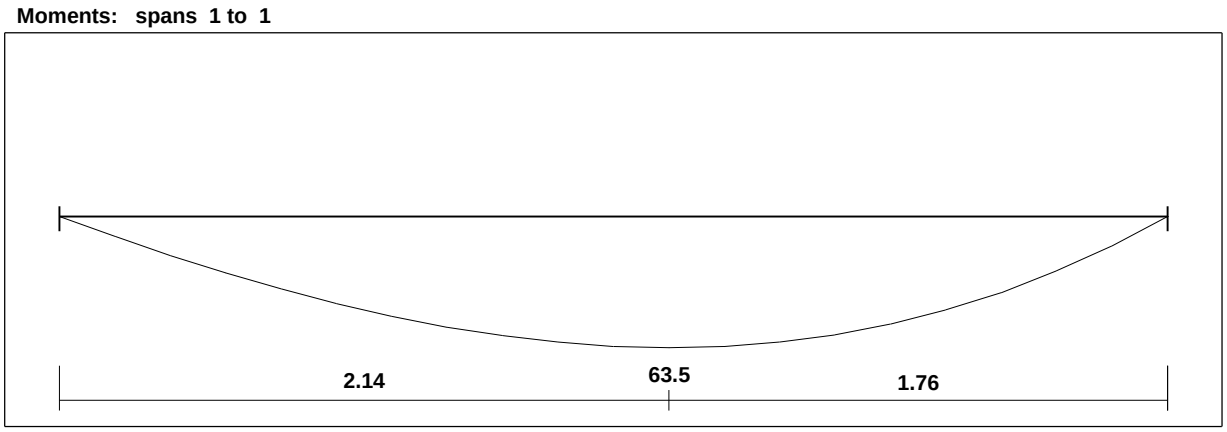


Fig. (4-25) : Moment envelope diagram of basement wall.

4.12.2 Design of Bending Moment

Mu = +63.5 KN.m/m

d = 300 – 75 - 20/2 = 215 mm

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

$$R_n = \frac{63.5*10^6}{0.9*1000*215^2} = 1.5264 MPa \ .$$

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

$$m = \frac{400}{0.85\times 27} = 17.43$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{17.43}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*17.43*1.5264}{400}}\right) = 0.003952$$

As, req = 0.003952*1000*215= 849.706 mm^2/m…….

Use Φ 16@ 20 cm,

With As,provided = 1005.31 mm2/m > As,req = 849.706 mm2/m

- As.min for vertical bars:

- 0.0012*b*h = 0.0015 *1000*250 =300 mm^2/m

Use Φ 10@ 20 cm, with As, provided = 1005.31 mm2/m > As, req = 833 mm2/m

- For horizontal bars :

0.002*b*h =0.002*300*1000= 600 mm^2/m.

Use Φ 14@20cm, with As, provided = 616 mm2/m > As,req = 600 mm2/m

- Check for shear

$$d = 250 - 75 - 10 = 165cm$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{27} * 1000 * 215 = 107.65.1KN$$

Vu= 64 KN < φVc= 107.65……..OK

The thickness is enough

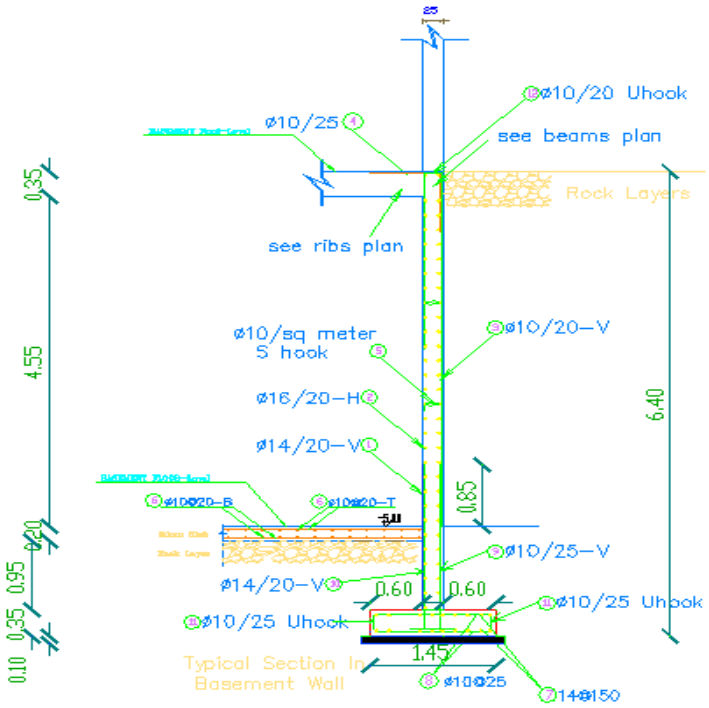


Fig. (4-26)Basement details.

4.13 Design of Ribbed slab :

• 4.13.1 check thickness of two way ribbed slab:

- **Two way ribbed slab (R014)**:-

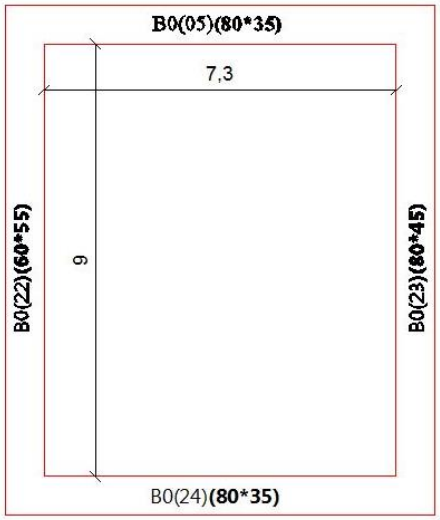


Fig. (4-27)slab plan.

- **Ribbed slab section :-**

$$bf = be = \mathbf{520}\boldsymbol{mm}.$$

$$Yc = \frac{\sum A * Y}{\sum A}$$

$$Yc = \frac{\{(12 * 27 * 21.5)\} + (8 * 52 * 4)}{(12 * 27) + (8 * 52)}$$

$$= 11.66\ cm$$

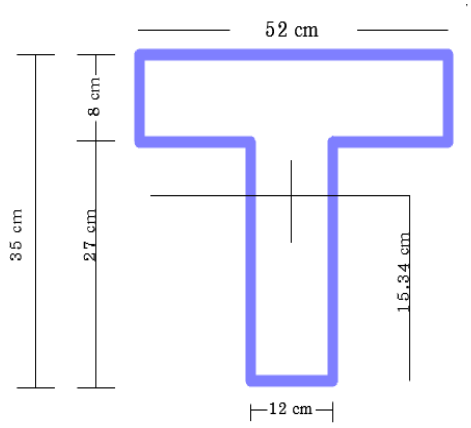


Fig. (4-28) rib section .

$$\text{Irib} = \left(52 * \frac{8^3}{12}\right) + \left(12 * \frac{27^3}{12}\right) + 8 * 52 * (11.66 - 4)^2 + 12 * 27 * (21.5 - 11.66)^2 = 77682.21 \text{ cm}^4$$

Exterior and Interior Beams (B-005, B-022, B-023, B-024):

-Exterior Beam (B022)

$$I_b = \frac{b*h^3}{12} = \frac{60*55^3}{12} = 831875 \text{ cm}^4.$$

-Interior Beam (B005, B024)

$$I_b = \frac{b*h^3}{12} = \frac{80*35^3}{12} = 285833.33 \text{ cm}^4.$$

-Interior Beam (B023)

$$I_b = \frac{b*h^3}{12} = \frac{80*55^3}{12} = 1109166.67 \text{ cm}^4.$$

For slab in short direction :

L= 7.3 m .

$$I_s = \frac{77682.21*(\frac{7.3}{2}*100)}{52} = 545269.35cm^4$$

For slab in long direction :

L= 9m .

$$I_s = \frac{77682.21*(\frac{9}{2}*100)}{52} = 672249.9cm^4$$

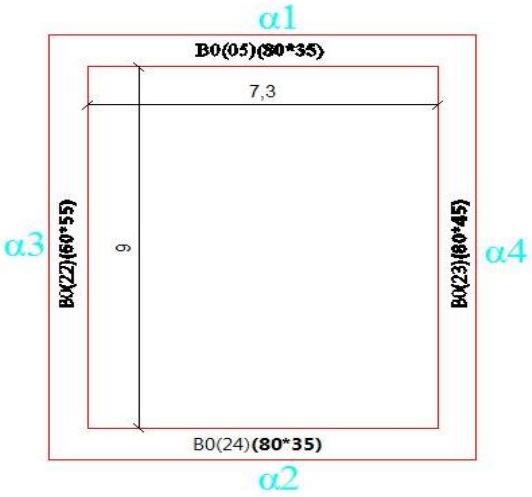


Fig. (4-29) α on the plan.

- $\alpha_f = \frac{I_b}{I_s}$

$\alpha_1=\alpha 2 = \frac{285833.33}{672249.9} = 0.425$

$\alpha_3=\frac{831875}{545269.35} = 1.526$

$\alpha_4 = \frac{1109166.67}{545269.35} = 2.034$

$\alpha_{fm} = (\epsilon\ \alpha 2)\ /n = (2*0.425+1.526+2.034)/4 = 1.106$

where $0.2 < \alpha_{fm} < 2$

$\beta = \frac{I_{n,long}}{I_{n,short}} = \frac{9}{7.3} = 1.23$

$$h_{min} = \frac{Ln\ (0.8+\frac{Fy}{1400})}{36+5*\beta(\alpha fm-0.2)}$$

$$h_{min} = \frac{9000\ (0.8+\frac{420}{1400})}{36+5*1.23*(1.106-0.2)} = 238.14\ mm$$

$h_{assumed} = 350mm > 238.14mm - OK$

The Take the slab thickness = 35 cm, 27cm for concrete block , 8 cm, for topping.

- **4.13.2 Design of two Way Ribbed slab :**

4.13.2. 1 Load Calculation:

➢ **Determination of Dead load**

.

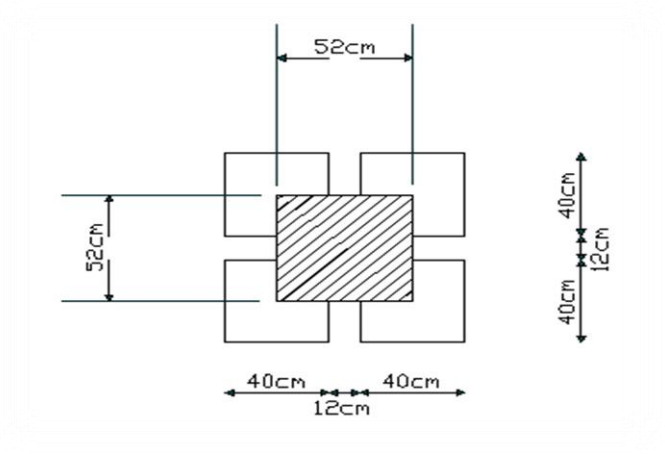


Fig. (4-30)load description .

Dead load from:	W = γ×V	KN
Tiles	**0.03×23×0.52²**	**0.187**
Mortar	**0.02×22×0.52²**	**0.119**
Coarse sand	**0.07×16×0.52²**	**0.303**
Topping	**0.08×25×0.52²**	**0.541**
RC rib	**0.27×25×0.12×(0.52+0.4)**	**0.745**
Hollow Block	**0.27×9×0.4×0.4**	**0.39**
Plaster	**0.02×22×0.52²**	**0.119**
Partition	**(Live load =1.5KN/ m²))=>**	**0.406**
	∑	**2.81**

Table (4.4)Calculation of two way dead load

$$\boldsymbol{Total\ Dead\ Load\ =\ 2.81\ KN}$$

$$\boldsymbol{DL = \frac{2.81}{0.52 \times 0.52} = 10.4\ KN/m^2} \qquad \boldsymbol{Total\ live\ load\ =\ 4KN/m^2}$$

➢ **Determination of factored dead & live load**

$Factored\ dead\ load\ =\ 1.2 \times Dead\ load\ =\ 1.2 \times 10.4 =\ 12.48\ KN/m^2.$

$Factored\ Live\ load = 1.6 \times live\ load\ =\ 1.6 \times 4 = 6.4\ KN/m^2$

➢ **4.13.2.2Design for Positive and Negative Moment:-**

Moments calculations

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

$$\frac{\mathbf{la}}{\mathbf{lb}} = \frac{\mathbf{7.3}}{\mathbf{9}} = \mathbf{0.81}$$

Negaive moments:_

$C_{a,neg}\left(M = \frac{la}{lb} = 0.8, CASE\#6\right) = 0.086$

$\boldsymbol{M_{a,neg,(dl+ll)} = (0.086 * 18.88 * 7^2) * 0.52}$= ***41.37 KN.m / rib***

- **Positive Moments:-**

Dead load

$C_{a,dl} = 0.045$

$C_{b,dl} = 0.015$

Live load

For live is the same

$C_{a,ll} = 0.051$

$C_{b,ll} = 0.019$

$\boldsymbol{M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.045 * 12.48 * 7.3^2 + 0.051 * 6.4 * 7.3^2) * 0.52}$= ***24.55 KN.m /rib***

$\boldsymbol{M_{b,pos,(dl+ll)} = (0.015 * 12.48 * 9.0^2 + 0.09 * 6.4 * 9.0^2) * 0.52}$= ***32.15 KN.m /rib***

- $\boldsymbol{Negative\ moments\ at\ Discontinuous\ edge\ (\frac{1}{3}\ positive\ moment)}$:

$$\boldsymbol{M_{a,neg,edge} = \frac{1}{3} * 24.55 = 8.18\ \ KN.\frac{m}{rib}}$$

$$\boldsymbol{M_{b,neg,edge} = \frac{1}{3} * 32.15 = 10.72\ \ KN.\frac{m}{rib}}$$

- **Design for Positive and Negative Moment:-**

- **Short Direction:**
- $\boldsymbol{Design\ for\ positive\ moment\ \ Mu = 24.55 KN.m/rib}$
- $\boldsymbol{bf = 520\ mm}$.

Assume bar diameter $\phi 18$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{18}{2} = 311mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{24.55 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 311^2} = 0.54\ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.54}{420}}\right) = 0.0013$$

$$As = \rho.b.d = 0.0013 * 520 \times 311 = 210.75mm^2$$

- $Check\ for\ As, min..$

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

- $As,min = 0.25\frac{\sqrt{28}}{420}\ 120 \times 311 = 117.5mm^2$
- $As,min = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 311 = 124.4$ ***Control***.

$As,required = 210.75mm^2 > As,min = 124.4\ mm^2$ OK

Use ϕ14 with As= 153.94 mm^2 .

n =$\frac{As}{As\boldsymbol{\phi 14}} = \frac{210.75}{153.94} = 1.37 \approx 2$.

Use 2ϕ14, As, provided = 307.88 mm² > As, required = 210.75 mm². Ok

- ***Check for strain***:

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{307.88\times420}{0.85\times520\times28} = 10.45\ mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{10.45}{0.85} = 12.29mm$

$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{311-12.29}{12.29}\right) = 0.072 > 0.005$ $0k$

- ***Design for negative moment for contious edge Mu =***

41.37*KN*.*m*/*rib*

- ***bf* = 120 *mm*** .

Assume bar diameter $\phi 18$ for main negative reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{18}{2} = 311mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{41.37 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 311^2} = 3.96\ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85 * 28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.96}{420}}\right) = 0.0106$$

$$As = \rho.b.d = 0.0106 \times 120 \times 311 = 394.92mm^2$$

- $Check\ for\ As, min..$

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

- $As, min = 0.25\frac{\sqrt{28}}{420}\ 120 \times 311 = 117.5mm^2$
- $As, min = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 311 = 124.4\ \boldsymbol{Control}.$

$As, required = 394.92mm^2 > As, min = 124.4\ mm^2$ OK

Use ϕ18 with As= 254.46 mm^2 .

n = $\frac{As}{As\boldsymbol{\phi 14}} = \frac{394.92}{254.46} = 1.55 \approx 2$.

Use 2ϕ18 , As, provided = 508.7 mm^2 > As, required = 394.92 mm^2. Ok

- ***Check for strain***:

a = $\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{508.7 \times 420}{0.85 \times 120 \times 28} = 74.8\ mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{74.8}{0.85} = 88\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{311-88}{88}\right) = 0.0076 > 0.005 \qquad 0k$$

- **Long Direction:**
- $\boldsymbol{Design\ for\ positive\ moment\ \ Mu = 32.15KN.m/rib}$
- $\boldsymbol{bf = 520\ mm}$.

$d\ = 311mm.$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{32.15\times10^6}{0.9\times520\times311^2} = 0.71\ Mpa.$$

$$m = \frac{fy}{0.85\ fc'} = \frac{420}{0.85*28} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.71}{420}}\right) = 0.0017$$

$$As\ = \rho.b.d\ = 0.0017*520\times311 = 278.3mm^2$$

$As, required\ = 278.3mm^2 > As, min = 124.4\ mm^2$ OK

Use ϕ14 with As= 153.94 mm^2 .

$$n = \frac{As}{As\boldsymbol{\phi 14}} = \frac{278.3}{153.94} = 1.8 \approx 2\ .$$

Use 2ϕ14, As, provided = 307.88 mm² > As, required = 210.75 mm². Ok

- $\boldsymbol{Check\ for\ strain}$:

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{307.88\times420}{0.85\times520\times28} = 10.45\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{10.45}{0.85} = 12.29mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{311-12.29}{12.29}\right) = 0.072 > 0.005 \qquad 0k$$

➢ ***Design for Discontinuous edge***

$$A_s = \tfrac{1}{3}A_{s,pos} = \frac{1}{3} * 307.88\ mm^2 = 102.62mm^2 < As, min = 126mm^2$$

Provide $As, min = 126mm^2$

$$n = \frac{As}{As\phi 12} = \frac{126}{113.1} = 1.11$$

Use 2 ϕ12, Top , with As = 226. 2 mm^2.

4.13.2.3 Design of Two way Rib for shear

Short direction

Au,a =18.88 $* \frac{7.3}{2} *$ 0.52=35.83 KN

Vu,a= Aua - W *d*0.52 =35.83-18.88*0.311*0.52 = 32.78 KN

$$Vc = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} \times 120 \times 315 \times 10^{-3} = 33.94KN$$

$$ø\,Vc = 0.75 \times 33.94 = 25.5KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{24} \times 120 \times 315 \times 10^{-3} = 11.57KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3}b_w d = \frac{1}{3} \times 120 \times 315 \times 10^{-3} = 12.6KN \quad -\boldsymbol{control}$$

$$ø\,Vc < V_u < ø\left(Vc + V_{s,min}\right)$$

$ø\,Vc$=25.5 $< V_u$=32.78$< ø\left(Vc + V_{s,min}\right)$=34.95 $-\boldsymbol{Case\ 3}$

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

$(2\ leg\ stirrups\ )\phi 8\ Av\ =\ 2 \times\ 50.24\ = 100.53mm2.$

$S = \frac{Av}{Vsmin} * fy * d = \frac{100.53}{12.6*10\text{^}3} * 420 * 311$ =1042.16mm

Then

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \leq 600\ mm \quad , S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{311}{2} = 155.5\ mm \ \ -control$$

Select ϕ8/15cm

5

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

١-١ النتائج .

١-٢ التوصيات.

١-٣ المراجع.

(٥-١) النتائج:-

من خلال هذا التجوال في هذا البحث، و التعرف على معطياته و جوانبه، تم الخروج بزبده هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي:-

١) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .
٢) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
٣) التعرف على العناصر الإنشائية، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها، وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية.

(٥-٢) التوصيات:-

١) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملا إنشائيا ومعماريا.

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

٣) ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

٤) يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

(٥-٣) قائمة المصادر والمراجع :-

١. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.
٢. ملاحظات الأستاذ المشرف.
٣. واكد، خليل إبراهيم ، **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية**،دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع، جمهورية مصر العربية،٢٠٠١م .

4. ACI Committee 318 (2014),***ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary***, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.
5. D. Fanella, I. Alsamsam, "***The Design of Concrete Floor Systems***", PCA ProfessionalDevelopment Series, 2005.
6. Nawy, Edward, ***Prestressed Concrete Fifth Edition Upgrade: ACI, AASHTO, IBC Codes Version (5th Edition),***2009.

الملاحق

Attachments

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

TABLE 9.5(a)—MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

	Minimum thickness, *h*			
	Simply supported	One end continuous	Both ends continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections.			
Solid one-way slabs	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
Beams or ribbed one-way slabs	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR

(ONE WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^‡$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^§$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

- تم بحمد الله -