

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى
"مجمع السيد ضياء العفوري التجاري - رفيديا"

فريق العمل :-

فاروق مروان غانم
عبد المطلب جواد أبو سنيته
مهيب اسامه القواسمه

إشراف :-

د.رياض عبد الكريم عوض

الخليل- فلسطين

٢٠١٦ م

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة



التصميم الإنشائي لمبنى

"مجمع السيد ضياء العفوري التجاري - رفيديا"

فريق العمل:

مهيب القواسمه

عبد المطلب أبو سنييه

فاروق غانم

بإشراف:

د. رياض عبد الكريم عوض

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

توقيع رئيس الدائرة

توقيع مشرف المشروع

د. فيضي شبانة

د. رياض عوض

.....

.....

الخليل، كانون الأول ٢٠١٦ م

التصميم الإنشائي لمبنى
مجمع السيد ضياء العفوري التجاري – رفيديا

فريق العمل:

عبد المطلب أبو اسنيبة
فاروق غانم
مهيب القواسمه

إشراف:

د.رياض عبد الكريم عوض
الخليل، فلسطين
٢٠١٦

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي هو أحد أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتوزيع الأعمدة والأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل الأسعار وأعلى درجات الأمان يقع على عاتق المصمم الإنشائي. في هذا المشروع سنقوم بعمل تصميم إنشائي لمجمع تجاري، حيث يتكون من عدة طوابق بحيث تقارب مساحته الإجمالية من ٣٨٠٠ متر مربع.

صمم المشروع على أساس توفر الجمال الخارجي وتوفر الخدمة المناسبة للمجتمع، وتم اختيار هذا المشروع لحاجة مثل هذا النوع من المباني والتي من الجيد توفرها في مجتمعاتنا.

من الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI318-14)، ولا بد من الإشارة إلى انه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :

(Autocad ,Atir, Safe ,Etabs , STAAD Pro ,Sap2000 , Robot ,Revit).

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

والله ولي التوفيق

Structural design of

“Mr. Diya’ Al-Affori commercial center - Rafidya”

Group Members:

Abdel-muttaleb AbuSnineh

Farouq Ghanem

Moheeb Qawasmeh

SUPERVISOR

Dr. Riyad Awad

Hebron, Palestine
2016

Project Summary

In this project, we will make a structural design of a commercial center.

This commercial building consists of many floors has a total area of approximately 3800 m².

The project is designed mainly on agglomeration, that gives a beauty from the outside view and very good functional goals, too. In addition, the architectural design of this building has some good positive properties in the inside of the building to provide the best service for consumers and producers as well.

Jordanian Code will be used in calculations of Live and Seismic loads, and the American Code (ACI318-14) will be used for structural analysis and design of several sections. It must be noted that we will make use of some computer programs such as: Autocad, Atir, Safe, Etabs, Staadpro, Sap2000, Robot and Revit.

The project will include a detailed structural study of the identification, and analysis of the elements of construction, and different loads expected. Then the structural design of the elements and the preparation of shop drawings based on the prepared design for all the structural elements; that are structural frames of the

building. It is expected to be able to provide structural design of all structural elements with permission design after the completion of the project to be able to provide structural design of all structural elements with permission of Allah Almighty.

God grants success

الإهداء

إهداؤنا...

إلى البلمس الذي يداوي جروحنا...

إلى من ربينا صغارا...

إلى من أحببنا ولن ننسى... إلى آبائنا وأمهاتنا...

إلى أشقائنا وشقيقاتنا الذين وقفوا بجانبنا طيلة السنين الماضية...

إلى أصدقائنا الذين دعمونا وساندونا خلال سنوات دراستنا...

إلى قادة المستقبل وبناءة الغد... طلبة فلسطين...

إلى كل من له حق علينا... نهدي هذا العمل المتواضع

الشكر والتقدير

من لم يشكر الناس... لم يشكر الله...

إلى الأستاذ الفاضل / د. رياض عوض ، مشرف البحث...

إلى أساتذتنا الأفاضل في دائرة الهندسة المدنية والمعمارية...

إلى أهلنا... إلى زملائنا الطلاب... إلى أصدقائنا...

نوجه لكم باقة من الشكر والعرفان لمساندتكم ومساهمتمكم في إتمام هذا البحث...

ونتوجه بالشكر أيضا إلى جامعتنا الغراء... جامعة بوليتيكنك فلسطين التي احتضنتنا طيلة

السنين الماضية...

الفهرس

رقم الصفحة	الموضوع	الرقم
الفصل الأول: المقدمة		
٢	المقدمة	١-١
٢	أهداف المشروع	٢-١
٣	مشكلة المشروع	٣-١
٣	حدود المشروع	٤-١
٣	المسلمات	٥-١
٣	فصول المشروع	٦-١
٤	إجراءات المشروع	٧-١
٤	الجدول الزمني للمشروع	٨-١

الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع

٦	المقدمة	١-٢
٧	لمحة عن المشروع	٢-٢
٧	موقع المشروع	٣-٢
٨	أسباب اختيار موقع المشروع	١-٣-٢
٩	وصف المساقط الأفقية للمشروع	٤-٢
٩	طابق التسوية	١-٤-٢
١٠	الطابق الأرضي	٢-٤-٢
١١	طابق السدد	٣-٤-٢
١٢	الطابق الأول	٤-٤-٢
١٣	الطابق الثاني	٥-٤-٢
١٤	الطابق الثالث والرابع والخامس	٦-٤-٢
١٥	الطابق السادس	٧-٤-٢
١٦	وصف الواجهات	٥-٢
١٦	الواجهة الشمالية الشرقية	١-٥-٢

١٧	الواجهة الجنوبية الغربية	٢-٥-٢
١٨	الواجهة الجنوبية الشرقية	٣-٥-٢
١٩	الواجهة الشمالية الغربية	٤-٥-٢
١٩	وصف الحركة في المبنى	٦-٢
٢٠	المقاطع في المبنى	٧-٢

الفصل الثالث: الوصف الإنشائي للمشروع

٢٣	المقدمة	١-٣
٢٣	هدف التصميم الإنشائي	٢-٣
٢٤	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	٣-٣
٢٤	الاختبارات العملية	٤-٣
٢٥	الأحمال	٥-٣
٢٨	العناصر الإنشائية	٦-٣
٢٩	العقدات	١-٦-٣
٣٢	الجسور	٢-٦-٣
٣٣	الأعمدة	٣-٦-٣
٣٤	جدران القص (Shear Wall)	٤-٦-٣
٣٥	الفواصل الإنشائية	٥-٦-٣
٣٥	الأساسات	٦-٦-٣
٣٧	الأدراج	٧-٦-٣
٣٧	الجدران الاستنادية	٨-٦-٣
٣٨	البرامج الحاسوبية المستخدمة	٧-٣

Chapter Four: Structural Analysis & Design

٤٠	Introduction	4-1
٤٠	Load Factors	4-2
٤١	Slab thickness calculation	4-3

٤١	Load calculations	4-4
٤٢	Design of Topping	4-5
٤٤	Design of Rib (1, F2)	4-6
٥٠	Design of Beam (B.10, F2)	4-7
٦٠	Design of two way ribbed slab	4-8
٦٥	Design of Column (C-N1, G)	4-9
٦٩	Design of Basement Wall (BW1)	4-10
٧٢	Design of Staircase	4-11
٧٨	Design of Shear Wall (W-E4)	4-12

الفصل الخامس: التوصيات

٨٤	النتائج	١-٥
٨٤	التوصيات	٢-٥

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	العنوان	الرقم
٨	موقع المشروع	١-٢
٩	المسقط الأفقي لطابق التسوية	٢-٢
١٠	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	٣-٢
١١	المسقط الأفقي لطابق السدد	٤-٢
١٢	المسقط الأفقي للطابق الأول	٥-٢
١٣	المسقط الأفقي للطابق الثاني	٦-٢
١٤	المسقط الأفقي للطابق الخامس	٧-٢
١٥	المسقط الأفقي للطابق السادس	٨-٢
١٦	الواجهة الشمالية الشرقية	٩-٢
١٧	الواجهة الجنوبية الغربية	١٠-٢
١٨	الواجهة الجنوبية الشرقية	١١-٢
١٩	الواجهة الشمالية الغربية	١٢-٢
٢٠	مقطع (A-A)	١٣-٢
٢١	مقطع (B-B)	١٤-٢
٢٧	تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	١٥-٣
٢٧	تأثير اتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	١٦-٣
٢٩	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	١٧-٣
٣٠	عقدة مصمتة باتجاه واحد	١٨-٣
٣٠	عقدة مصمتة باتجاهين	١٩-٣
٣١	العقدات المفرغة في اتجاه واحد	٢٠-٣
٣١	العقدات المفرغة في اتجاهين	٢١-٣
٣٢	أشكال الجسور (مسحورة وساقطة)	٢٢-٣
٣٣	أنواع الأعمدة المستخدمة	٢٣-٣
٣٤	جدار القص	٢٤-٣
٣٦	شكل الأساس المنفرد	٢٥-٣
٣٦	مقطع طولي في الأساس	٢٦-٣
٣٦	توزيع الحديد بالأساس	٢٧-٣
٣٧	مقطع توضيحي للدرج	٢٨-٣
٣٨	جدار استنادي	٢٩-٣
٤٤	Rib geometry	4-1
٤٥	loading of rib (1, F2)	4-2
٤٥	Moment Envelope of rib (1, F2)	4-3

٤٥	Shear Envelope of rib (1, F2)	4-4
٥٠	Load on beam from slab	4-5
٥٢	Beam Geometry	4-6
٥٢	Load of Beam (B.10, F2)	4-7
٥٣	Moment Envelope for Beam (B.10, F2)	4-8
٥٣	Shear Envelope for Beam (B.10, F2)	4-9
٦٠	slab Location & typical section in ribbed slab	4-10
٦١	System of slab	4-11
٦١	Rib centroid	4-12
٦٢	Slab moments	4-13
٦٣	Reinforcement of rib	4-14
٦٧	Interaction diagrams	4-15
٦٨	Column reinforcement section	4-16
٦٩	basement wall location	4-17
٧٠	Section in basement wall	4-18
٧٨	Shear wall location	4-19
٧٩	Shear wall moment & shear diagrams	4-20

فهرس الجداول

رقم الصفحة	العنوان	الرقم
٢٥	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	١-٣
٢٦	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢-٣
٤١	Calculation of the total dead load for one way rib slab	4-1
٤٤	Calculation of the total dead load for two way rib slab.	4-2
٥٢	Calculation of the total dead load for beam 8, F2.	4-3
٦٣	Calculation of the total dead load for two way rib slab	4-4
٧٣	Flight dead load calculations	4-5
٧٣	Landing dead load calculations	4-6

List of Abbreviations

- A_c = area of concrete section resisting shear transfer.
- A_s = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_s' = area of non-prestressed compression reinforcement.
- A_g = gross area of section.
- A_v = area of shear reinforcement within a distance (S).
- A_t = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- b_w = web width, or diameter of circular section.
- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- E_c = modulus of elasticity of concrete.
- f_c' = compression strength of concrete .
- f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- L_n = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- L = length of clear span in long direction of two- way construction, measured center-to-center of supports in slabs without beams and center to center of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- L_w = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.

- P_n = nominal axial load.
- P_u = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- V_c = nominal shear strength provided by concrete.
- V_n = nominal shear stress.
- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- W_u = factored load per unit area.
- ϕ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الفصل الأول

المقدمة

- ١-١ المقدمة.
- ٢-١ أهداف المشروع.
- ٣-١ مشكلة المشروع.
- ٤-١ حدود المشروع.
- ٥-١ المسلمات.
- ٦-١ فصول المشروع.
- ٧-١ إجراءات المشروع.
- ٨-١ الجدول الزمني للمشروع .

١-١ المقدمة:-

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة، وأكثرها لزوماً على مر العصور ، ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة إلى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية، حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة ، كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة، كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها، كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والمكتبات والمنشآت الرياضية المتنوعة، هذا كله بالإضافة إلى المباني والمجمعات التجارية والسكنية.

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم ، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من أجل المضي قدماً في ركب الثورة البشرية.

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

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمجمع تجاري يتكون من ستة طوابق بالإضافة لطابق سدد وطابق القبو.

٢-١ أهداف المشروع :-

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

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

٣-١ مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمجمع التجاري الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسورالخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها ، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

٤-١ حدود المشروع :-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال فصلين، مقدمة مشروع التخرج ستكون في الفصل الصيفي الحالي من السنة الدراسية (٢٠١٥-٢٠١٦) و مشروع التخرج في الفصل الأول من السنة الدراسية (٢٠١٦-٢٠١٧).

٥-١ المسلمات :-

هذا وسوف يتم:

- ١) اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI318-14) .
- ٢) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir)،(Safe)،(Etabs) وغيرها.
- ٣) استخدام برامج الحاسوب الأخرى مثل: Microsoft PowerPoint ,Microsoft Word

٦-١ فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:-

الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.

الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

٧-١ إجراءات المشروع :-

١. دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
٢. دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
٣. تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
٤. تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
٥. التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
٦. إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

٨-١ الجدول الزمني للمشروع :-

الفصل الأول													الفصل الصيفي												
16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	8	7	6	5		4	3	2	1	
																								اختيار المشروع	
																									الدراسة المعمارية للمشروع
																									توزيع الأعمدة
																									الدراسة الإنشائية للمشروع
																									اختيار النظام الإنشائي
																									تصميم العقود
																									تصميم الجسور
																									تصميم الأعمدة
																									تصميم الجدران
																									تصميم الأساسات
																									طباعة المشروع
																									تسليم المشروع

الفصل الثاني

الوصف المعماري

١-٢ المقدمة

٢-٢ لمحة عن المشروع

٣-٢ موقع المشروع

٤-٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى

٥-٢ وصف الواجهات

٦-٢ وصف الحركة في المبنى

٧-٢ المقاطع في المبنى

١-٢ مقدمة :-

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

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

إن بساطة المبنى ليست دليلاً على بساطة العمل المعماري، بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبئ لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى، فالمبنى مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماماً عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً، لأن المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض؛ وإنما يحقق الوظيفة أيضاً.

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

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

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

٢-٢ لمحة عن المشروع :-

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني ، نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود مجمعات تجارية في بلادنا، وذلك لتحقيق متطلبات وحوائج المواطن الفلسطيني ودعم الاقتصاد الوطني.

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مجمع العفوري، يتمتع بجميع المستلزمات ، كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جدا ، أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشآت، وهو أيضاً يقع في مكان يعطيه إطلالة رائعة على المدينة .

يتكون المبنى من سبعة طوابق على قطعة ارض بمساحة ٦٩٢ م^٢ مساحة البناء كالتالي:

طابق التسوية (٣٩١ م^٢) ، الطابق الأرضي(٣٤١ م^٢) ، طابق السدد(٣٦٠ م^٢) ، الأول-السادس(٤١١ م^٢) .

٣-٢ موقع المشروع :-

يقع موقع المشروع المقترح في شارع رفيديا في مدينة نابلس،

وخط العرض "north 32°13'27.74"

وخط الطول "east 35°13'54.95".

تجدر الإشارة هنا أنه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري ، وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للمبنى وكل العوامل الجمالية أيضاً ، كما تم توجيه المبنى بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة .



شكل (٢-١): موقع المشروع

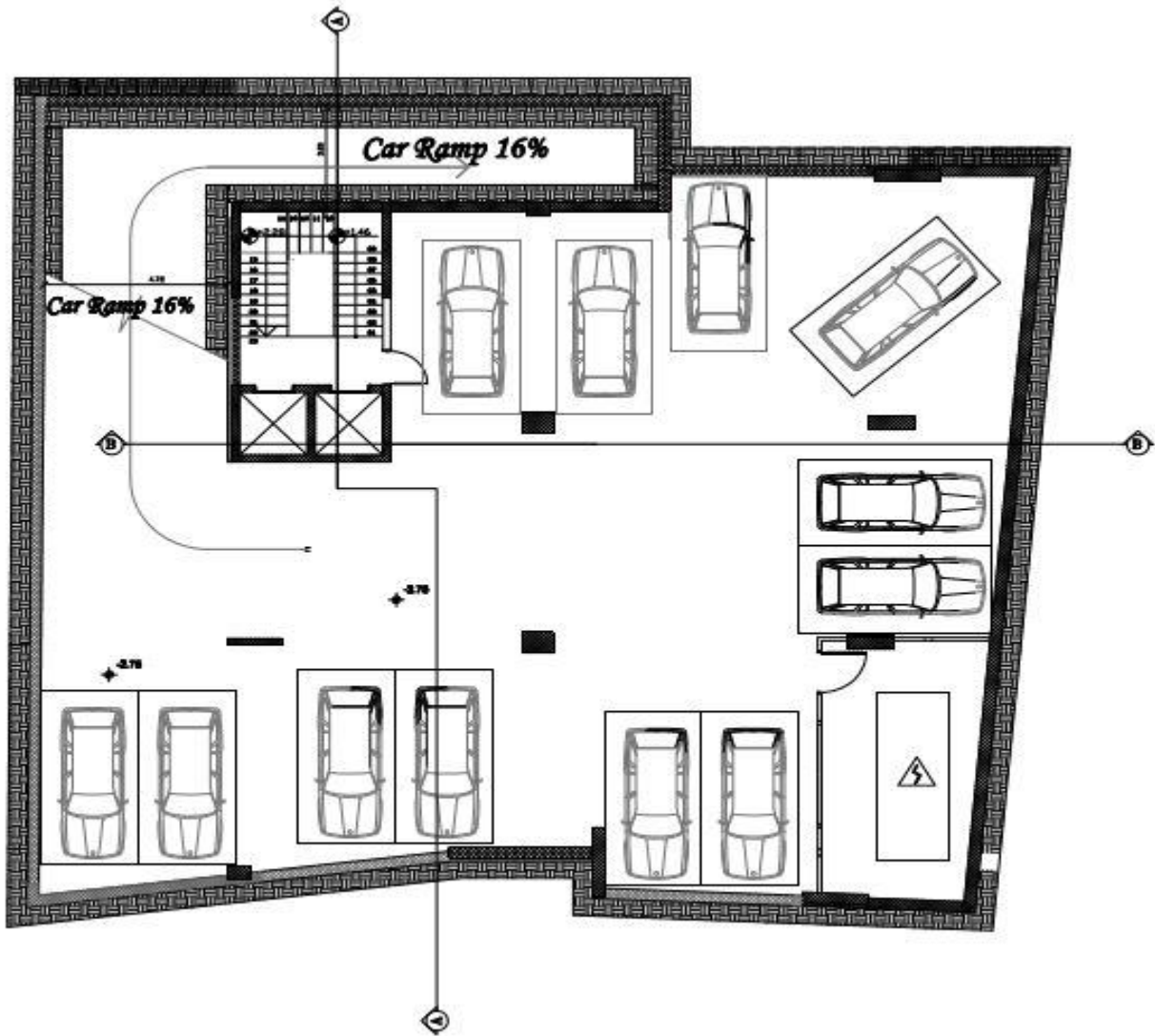
٢-٣-١ أسباب اختيار الموقع :

- يتميز موقع المشروع بالمميزات التالية :
١. قربه من مركز المدينة والشارع الرئيسي، حيث يسهل الوصول إليه مشياً على الأقدام خلال وقت قصير.
 ٢. قربه من جامعة النجاح الوطنية.
 ٣. تتميز الأرض بأنها أرض مستوية.

٤-٢ وصف المساقط الأفقية للمشروع :-

١-٤-٢ طابق التسوية :

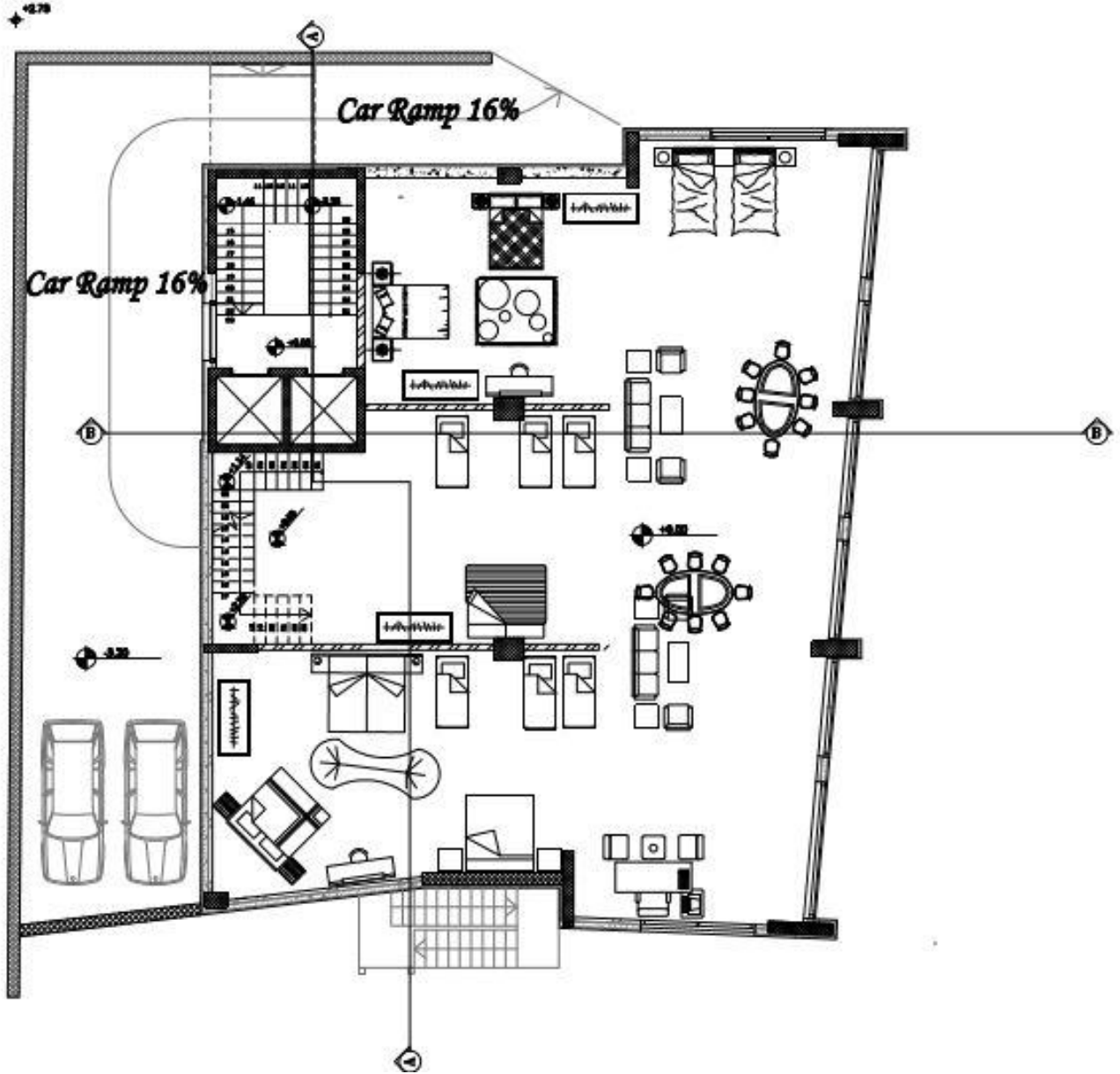
تبلغ مساحته 391 متر مربع، ومنسوبه -3.20 عن مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات هذا الطابق هي موقف للسيارات كما يحتوي على غرفة الكهرباء و غرفة حراسة .



شكل (٢-٢): المسقط الأفقي لطابق التسوية

٢-٤-٢ الطابق الأرضي :

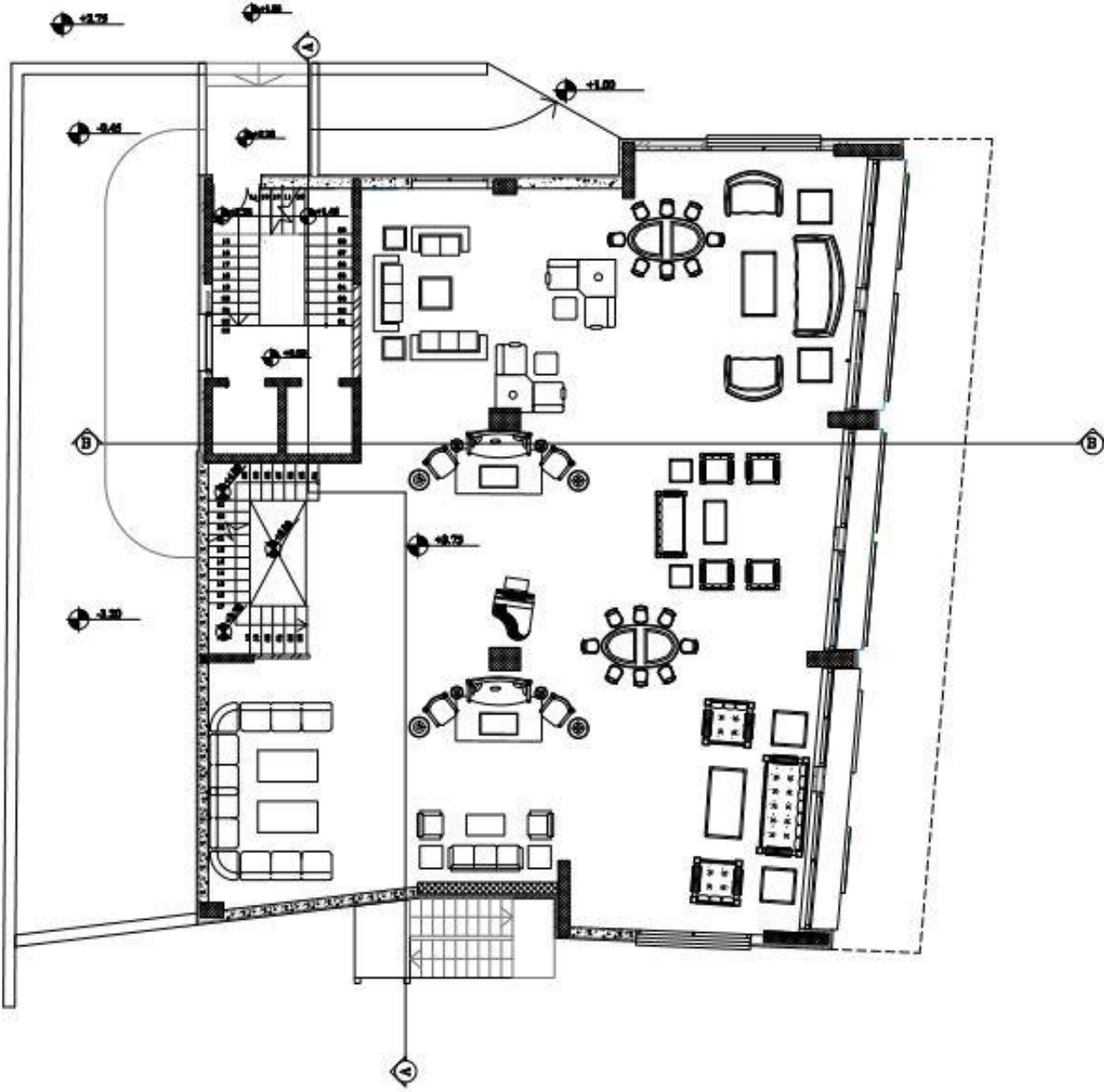
تبلغ مساحته 341 متر مربع، ومنسوبه 0.00 على مستوى سطح الأرض، حيث أن فعاليات هذا الطابق يحتوي على معرض مفروشات.



شكل (٢-٣): المسقط الأفقي للطابق الأرضي

٢-٤-٣ طابق السدد:

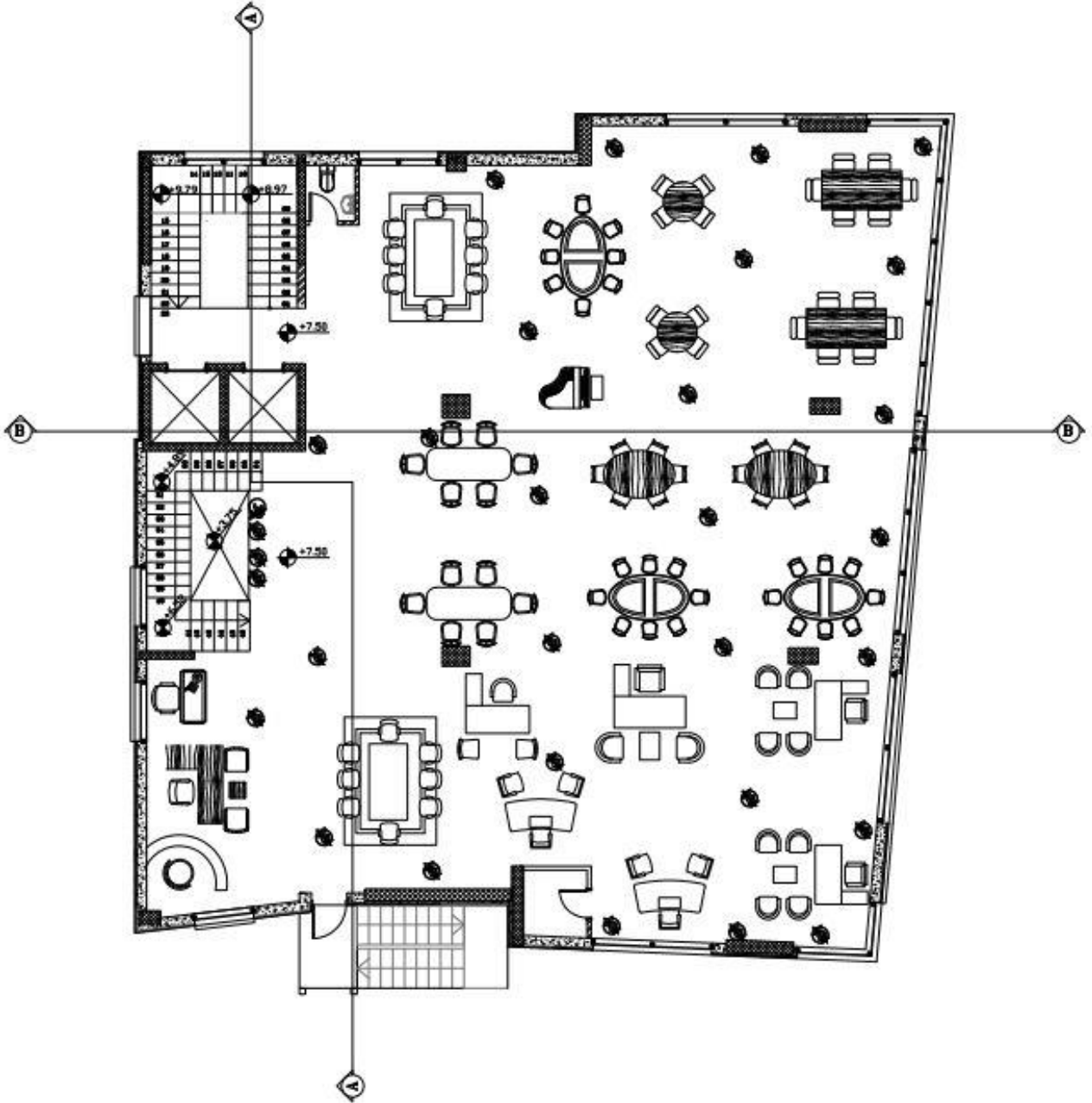
تبلغ مساحته 360 متر مربع، ومنسوبه 3.75 + فوق مستوى سطح الأرض، حيث يحتوي على معرض للمفروشات تابع للطابق الارضي



شكل (٢-٤): المسقط الأفقي للطابق السدد

٢-٤-٤ الطابق الاول :

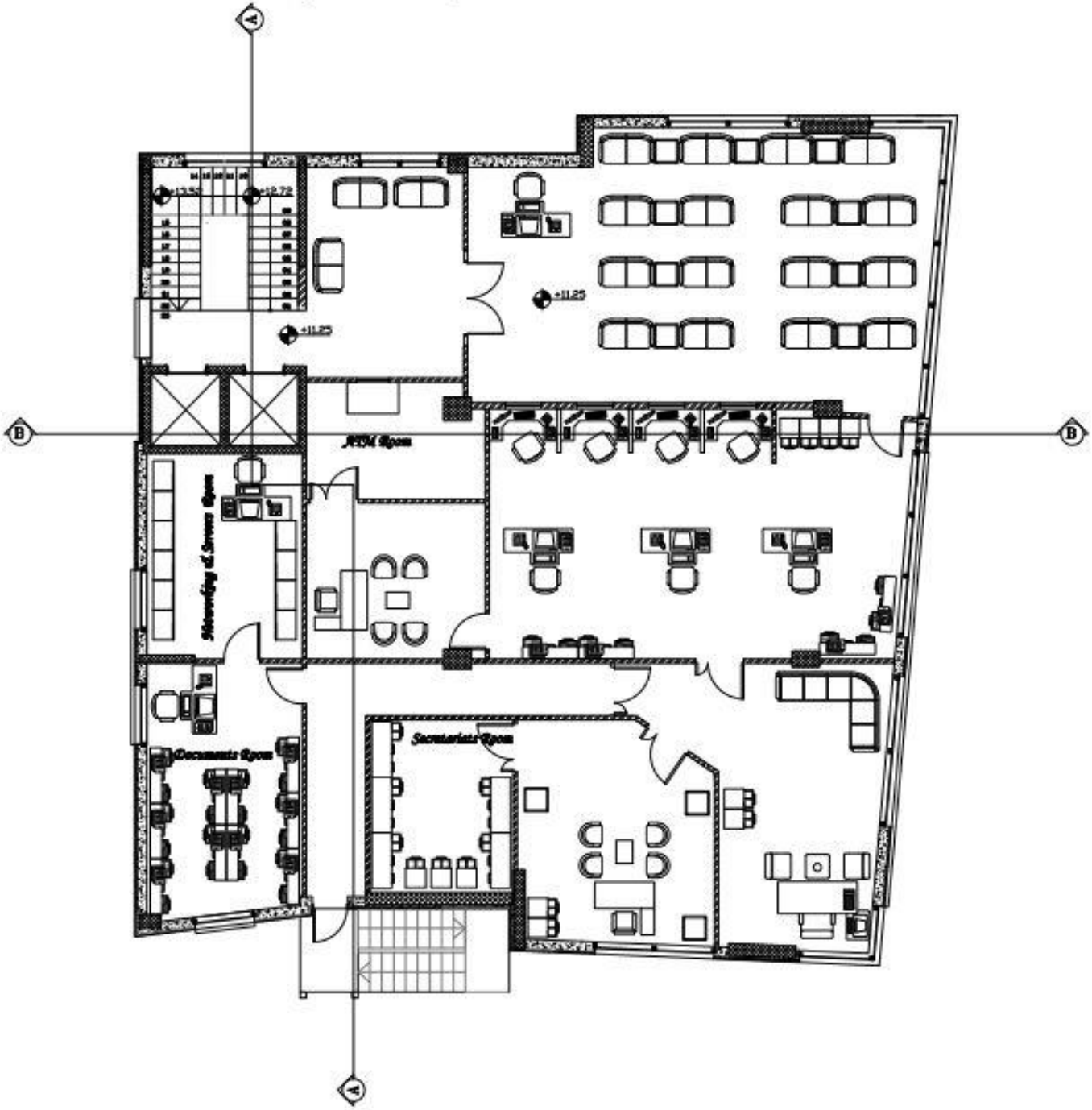
تبلغ مساحته 411 متر مربع، ومنسوبه +7.50 فوق مستوى سطح الأرض، حيث أن هذا الطابق يحتوي على معرض مفروشات.



شكل (٢-٥): المسقط الأفقي للطابق الاول

٥-٤-٢ الطابق الثاني :

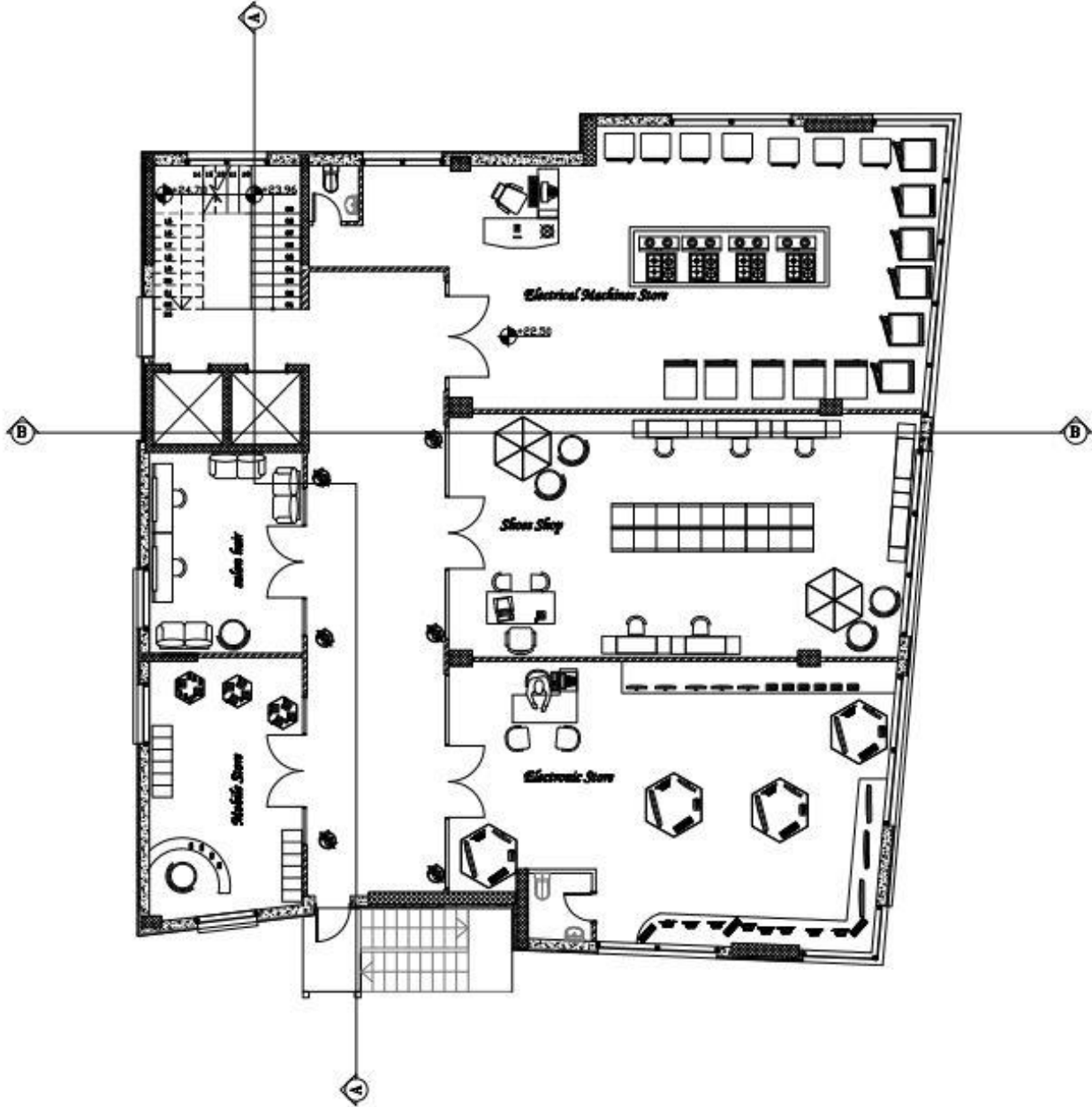
وتبلغ مساحة هذا الطابق 411 متر مربع، ومنسوبه +11.25 فوق مستوى سطح الارض، ويحتوي على بنك مصرفي.



شكل (٦-٢): المسقط الأفقي للطابق الثاني

٦-٤-٢ الطابق الثالث والرابع والخامس:

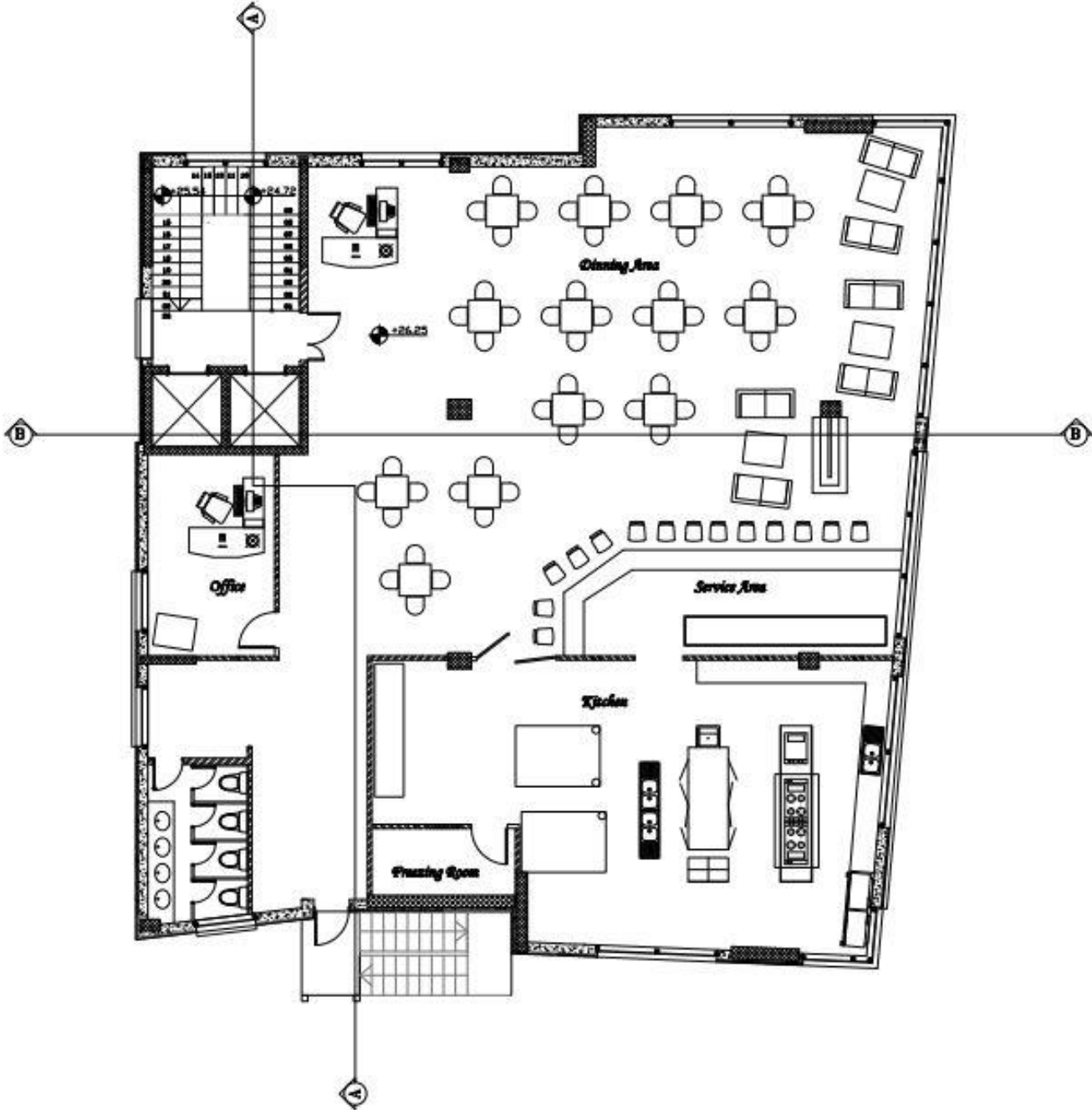
وتبلغ مساحة كل طابق 411 متر مربع، ومناسبتها +15.00 , +18.75 , +22.50 على التوالي، وتحتوي على العديد من المحال التجارية المتنوعة.



الشكل (٧-٢): المسقط الأفقي للطابق الخامس

٧-٤-٢ الطابق السادس :

وتبلغ مساحة هذا الطابق 411 متر مربع ، ومنسوبه +26.25 فوق مستوى سطح الأرض، ويحتوي على مطعم.



الشكل (٨-٢): المسقط الأفقي للطابق السادس

٥-٢ وصف الواجهات :-

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج.

كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر، شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال .

١-٥-٢ الواجهة الشمالية الشرقية :

هي الواجهة التي تحتوي المدخل الرئيسي للمعارض في الطابق الأرضي وتطل على الشارع الرئيسي، وتضفي هذه الواجهة جمالا خلابا بتركيبية الحجر والزجاج.



شكل (٩-٢): الواجهة الشمالية الشرقية

٢-٥-٢ الواجهة الجنوبية الغربية :

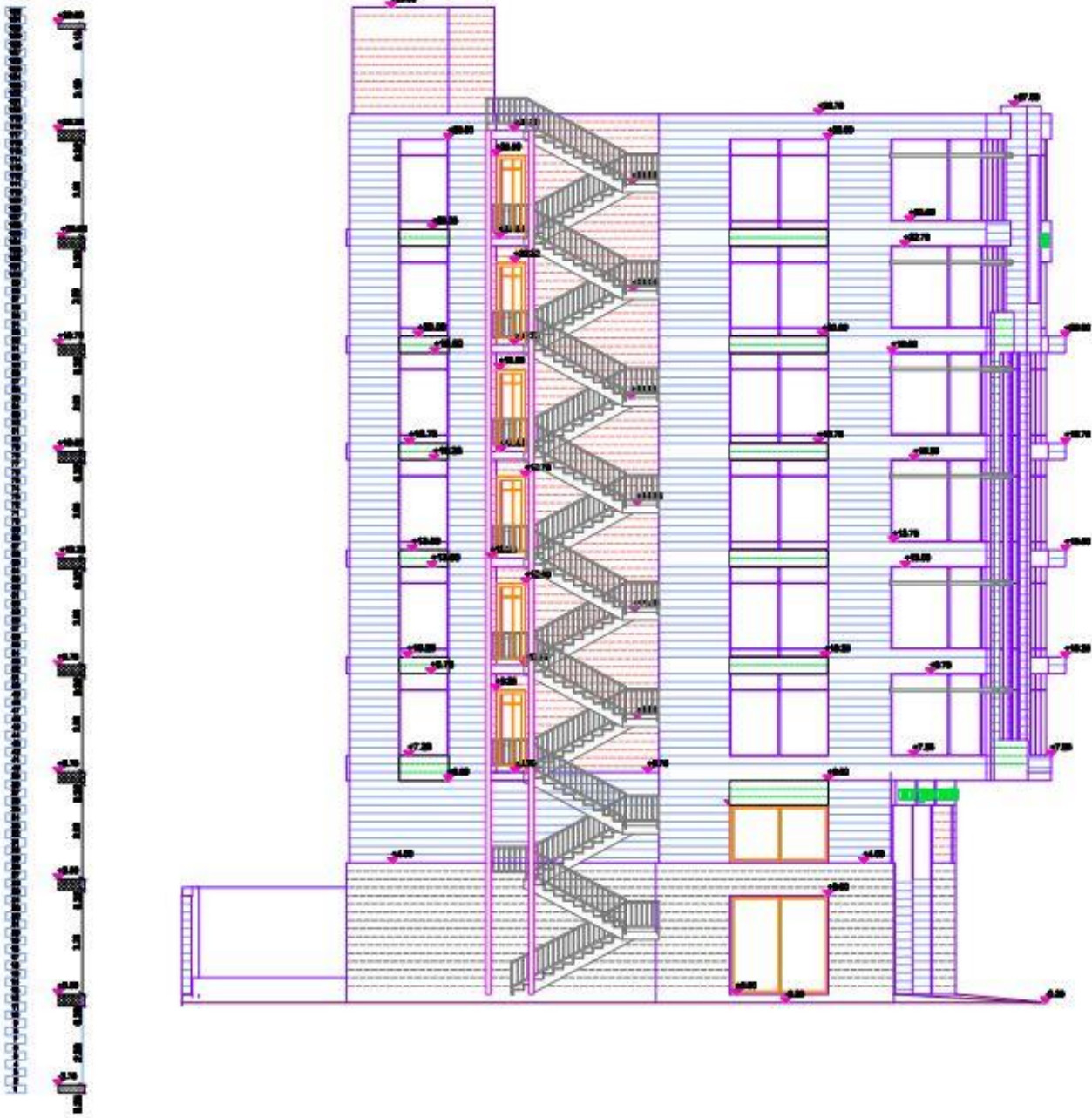
تحتوي على مدخل ومواقف للسيارات ، وتتضمن أيضا مدخل طابق التسوية .



شكل (٢-١٠): الواجهة الجنوبية الغربية

٣-٥-٢ الواجهة الجنوبية الشرقية :

تظهر هذه الواجهة الجمال المعماري للمبنى وتتضمن مخرج الطوارئ.



شكل(٢-١١): الواجهة الجنوبية الشرقية

٤-٥-٢ الواجهة الشمالية الغربية :

تحتوي على المدخل الرئيسي للمجمع وتطل على شارع فرعي.

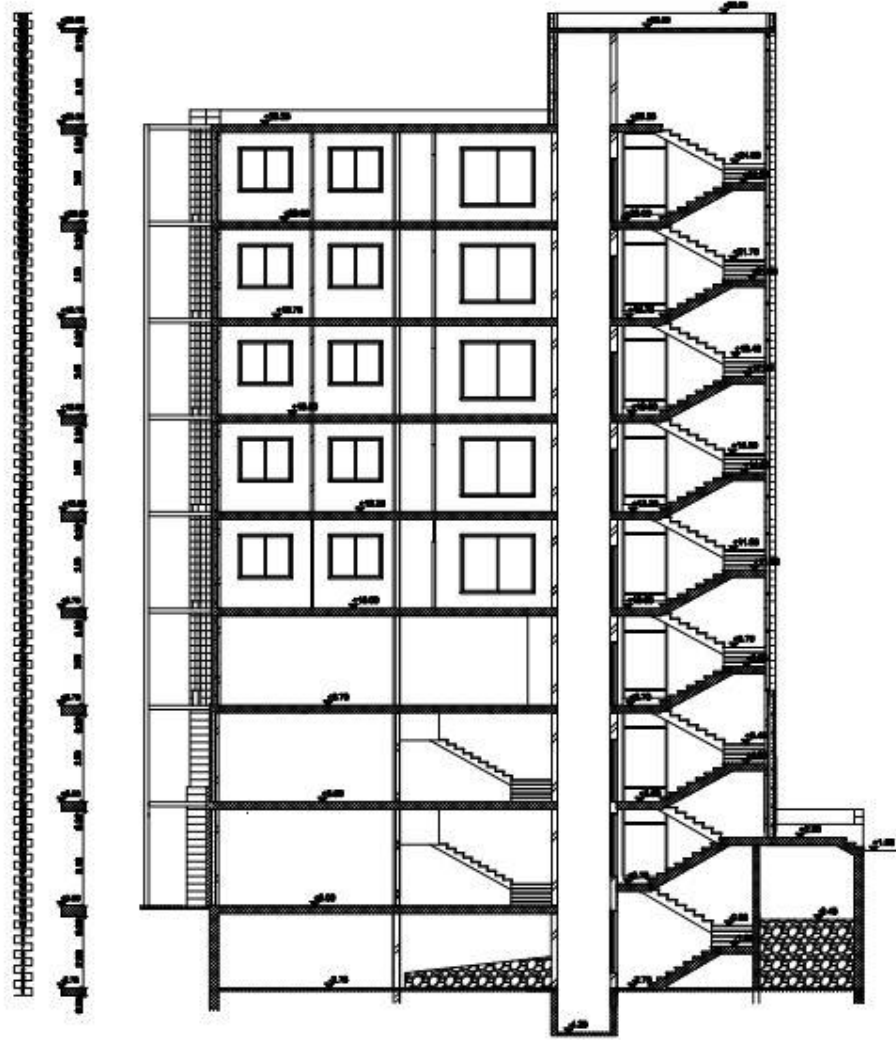


شكل (٢-١٢): الواجهة الشمالية الغربية

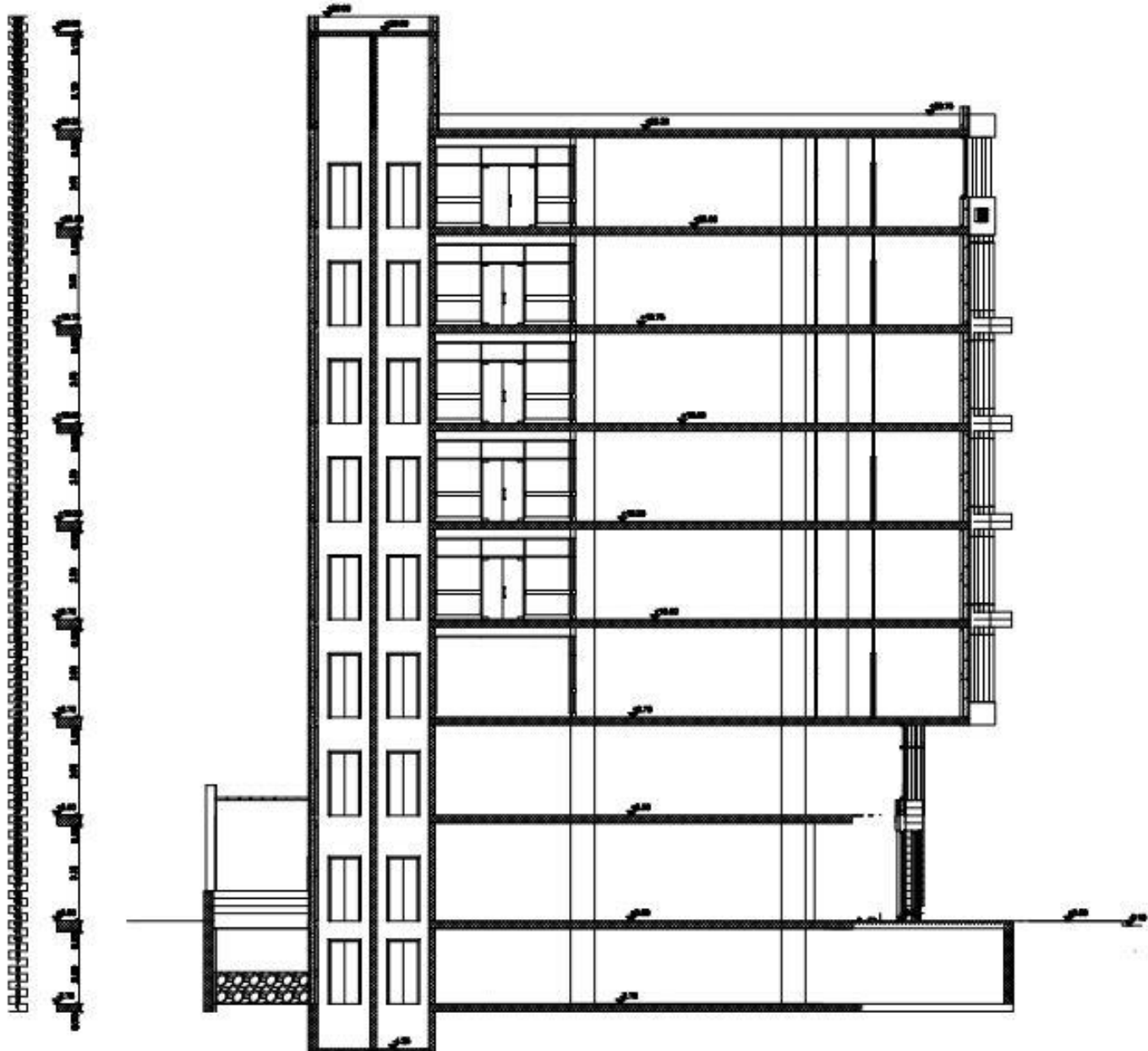
٦-٢ وصف الحركة في المبنى :-

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من داخل المجمع إلى خارجه أو بالعكس، حيث تقع طوابق المجمع على مستويات مختلفة فوق مستوى سطح الأرض، وتتنوع أشكال الحركة إلى أفقية في المستوى الواحد من خلال الممرات والمساحات الفارغة، حيث تتناسب الحركة مع وظيفة الفراغ، وأيضاً الحركة الرأسية من خلال الأدرج والمصاعد الكهربائية بين مستويات الطوابق المختلفة.

٧-٢ المقاطع في المبنى :-



شكل (١٣-٢): مقطع A-A



شكل (٢-٤): مقطع B-B

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي للمشروع

- ١-٣ مقدمة
- ٢-٣ هدف التصميم الإنشائي
- ٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى
- ٤-٣ الاختبارات العملية
- ٥-٣ الأحمال
- ٦-٣ العناصر الإنشائية
- ٧-٣ البرامج الحاسوبية المستخدمة

١-٣ مقدمة :-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماماً للمشروع المراد إنشاؤه ، فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت ، هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها ، مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية ، بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعه، ولذلك فإن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقاً في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

٢-٣ هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ، ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل، رياح، ثلوج، وهبوط التربة. أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة، وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فإن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI318-14) (American Concrete Institute)، ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) ، واستخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج المحوسبة لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة عليه و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

- ١) عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- ٢) التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- ٣) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (الخدمائية) (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- ٤) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

٣-٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى :-

تعتبر الدراسة النظرية جزءاً رئيسياً ومهماً 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 المطلوب والأمن وطريقة العمل المناسبة.

٤-٣ الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها ، ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات ، ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة ، وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها ، ومن هذه الفحوصات:

- Unconfined Compression test
- Tri_axial test
- Unconfined Shear test

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة .

وكذلك الفحوصات المتعلقة بجودة الخرسانة و ملائمتها للغرض الإنشائي، ومن هذه الفحوصات:

- فحوصات كسر مكعبات الخرسانة لتحديد أقصى قوة تحمل.
- فحص الهبوط للخرسانة – Slump Test.
- فحص التدرج الحبيبي للركام.

٥-٣ الأحمال

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصميم المنشأ ليتحملها . إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لأن أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة وتكون وظيفة الجملة الإنشائية للمنشأ هي نقل جميع الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان. وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدا لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه.

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

١. **الأحمال الميتة (Dead Loads)** : هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي :

جدول (٣-١): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m ³)
1	البلاط	23
2	المونة الإسمنتية	22
3	الخرسانة المسلحة	25
4	الطوب	9
5	القضارة	22
٦	الرمل	17

٢. الأحمال الحية (Live Load) .

إن الأحمال الحية هي الأحمال التي ستعرض لها المنشأة ويمكن أن تكون ساكنة أو متحركة. و تحدد الأحمال الحية على أي جزء من المنشأ تبعاً لوظيفة الاستثمار لهذا الجزء، وعادة تحدد كودات البناء المعمول بها في كل بلد الأحمال الحية الدنيا الواجب اعتمادها في التصميم. وهي تشمل :

- أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
- الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
- الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات. وقيمتها (5 kN/m^2) للبنك والمطعم و (4 kN/m^2) للباقي.

٣. الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية، وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهذه الأحمال تعتبر أحمالاً متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه ، وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها ، بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة ، والارتفاع للمبنى ، وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به ، وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

أ- أحمال الثلوج :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (٣- ٢) (حسب كود الأحمال والقوى الأردني) :-

جدول (٢-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)	أحمال الثلوج (Snow Loads) (KN / m^2)
$250 > h$	0
$500 > h > 250$	$(h-250) / 800$
$1500 > h > 500$	$(h-400) / 320$

ويبلغ ارتفاع منطقة المشروع 557 متر ولذلك حمل الثلوج يساوي 0.5 kN/m^2

ب- أحمال الرياح :-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى، ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى . ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام (U.B.C-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

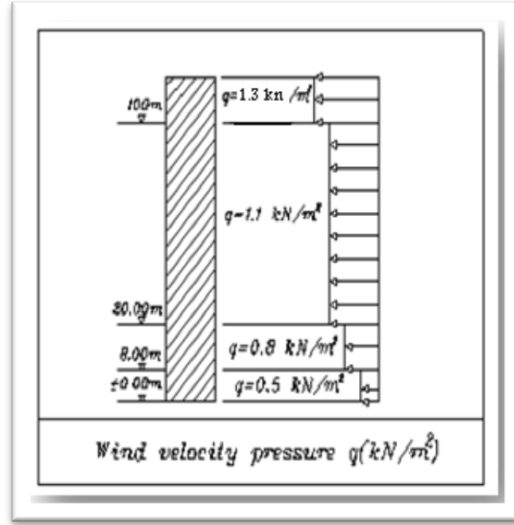
$$P=C_e*C_q*q_s*I_w$$

C_e : combined height.

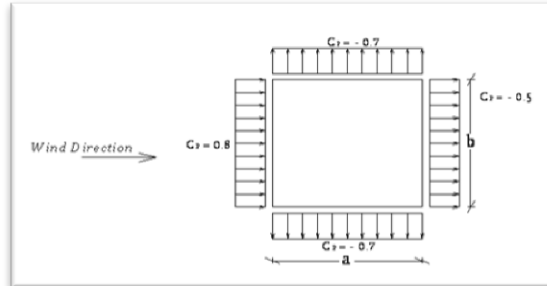
C_q : pressure coefficient of structure.

I_w : importance factor.

P : design wind pressure.



الشكل (١٥-٣): تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى



الشكل (١٦-٣) تأثير اتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

ت- أحمال الزلازل :-

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي ، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاومُ بجدران القص الموجودة في المنشأ ، وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة نابلس ، ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً. ولذلك تم اعتماد أحمال الزلازل في التصميم الإنشائي عوضاً عن أحمال الرياح، لأن المشروع يقع في منطقة محصورة بمباني عالية وبالتالي فإن الرياح لا تشكل خطورة بقدر ما تشكله الزلازل.

٤ . أحمال الانكماش والتمدد:-

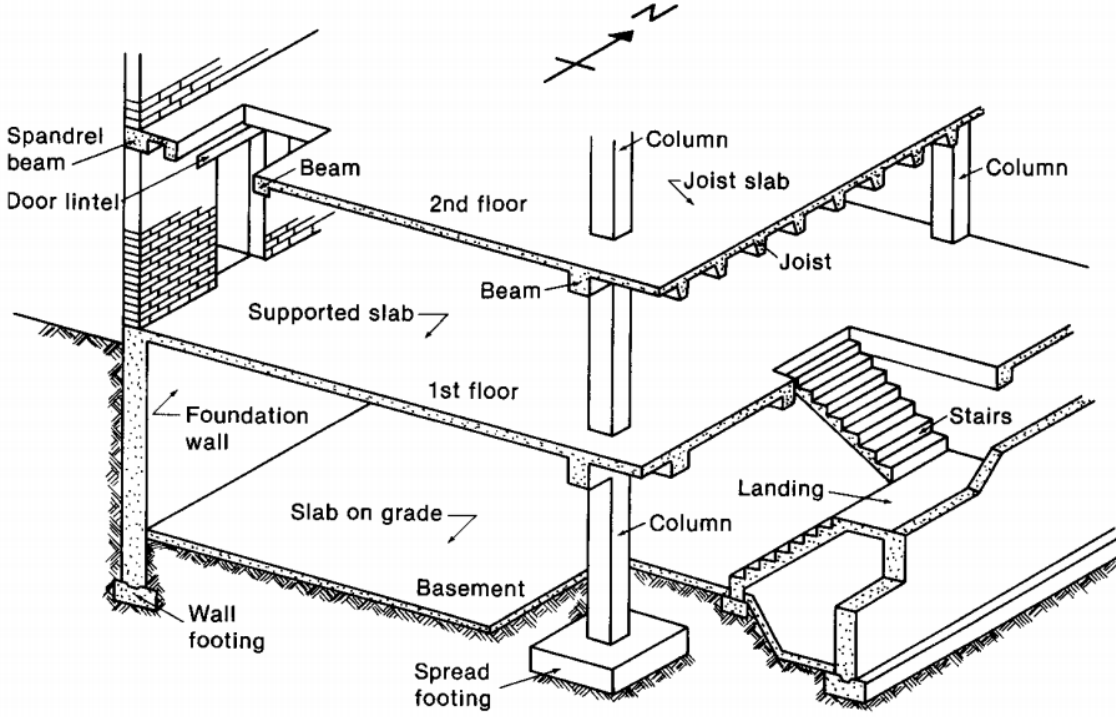
وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

٦-٣ العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري ، ومن أهم هذه العناصر :-

- (١) الأساسات Foundation .
- (٢) الأعمدة Columns .
- (٣) الجسور Beams .
- (٤) العقود Slabs .
- (٥) جدران القص Shear walls .
- (٦) الأدراج Stairs .
- (٧) جدران استنادية Retaining Walls .
- (٨) جدران حاملة Bearing Walls .
- (٩) فواصل إنشائية Joint System .

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى :-



الشكل (٣-١٧) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

٣-٦-١ العقدات (البلاطات) :-

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

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

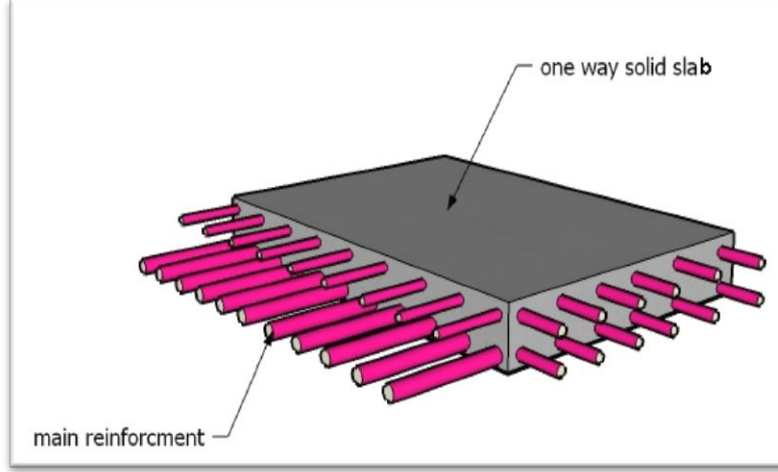
١ . العقدات المصمتة solid slabs

٢ . العقدات المفرغة (المعصبة) Ribbed Slabs .

١-١-٦-٣ العقدات المصمتة (Solid Slabs) :-

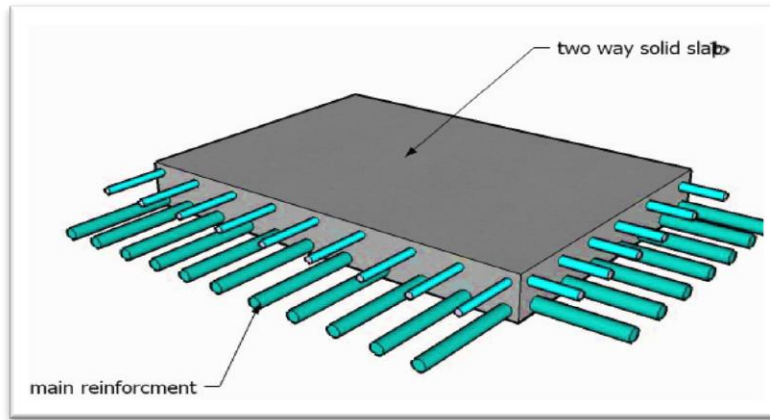
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

١. العقدات المصمتة في اتجاه واحد (One Way Solid Slabs):



الشكل (١٨-٣): عقدة مصمتة باتجاه واحد .

٢. العقدات المصمتة في اتجاهين (Two-Way Solid Slabs):



الشكل (١٩-٣): عقدة مصمتة باتجاهين .

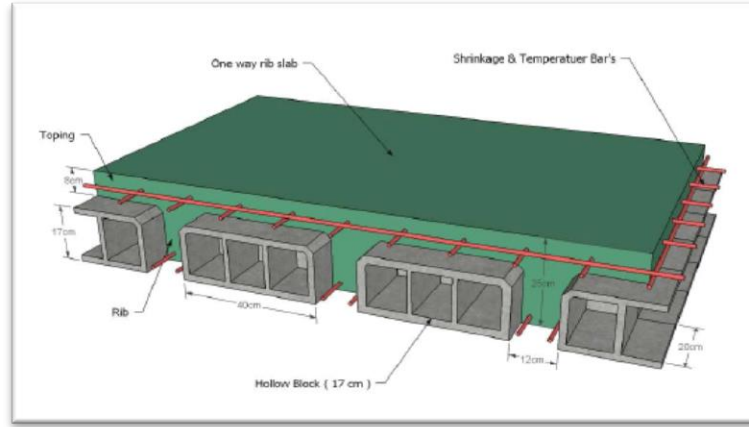
وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في الأدرج

٢-١-٦-٣ العقدات المفرغة (Ribbed Slabs) :-

أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

١. العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs) :

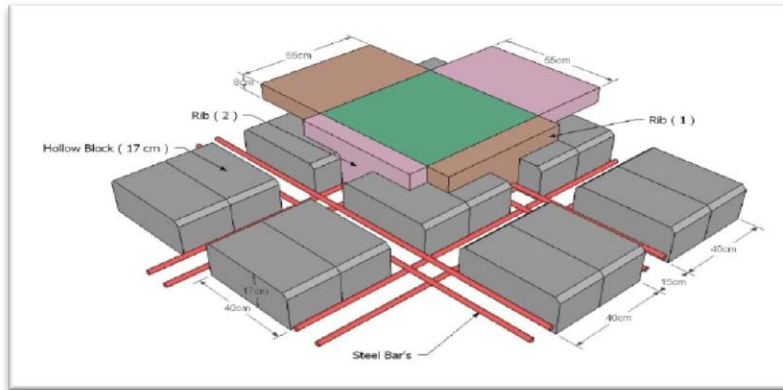
تُعتبر هذه العقدات أكثر اقتصادية في الاستخدام للمباني ذات الأحمال المترابطة المنخفضة والبحور الكبيرة نسبياً، مثل المدارس، المستشفيات، المجمعات التجارية، والفنادق.



الشكل (٣-٢٠): العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

٢. العقدات المفرغة في اتجاهين (Two Way Ribbed Slabs) :

إن العقدات المفرغة في اتجاهين تستخدم في حالة البحور التي تتراوح مسافاتهما من ٩ متر إلى ١٥ متر وتتراوح قيم الأحمال المترابطة عليها من ٤ إلى ٧ كيلو نيوتن لكل متر مربع. وقد تم استخدام هذا النوع في جزء كبير من طوابق المشروع.



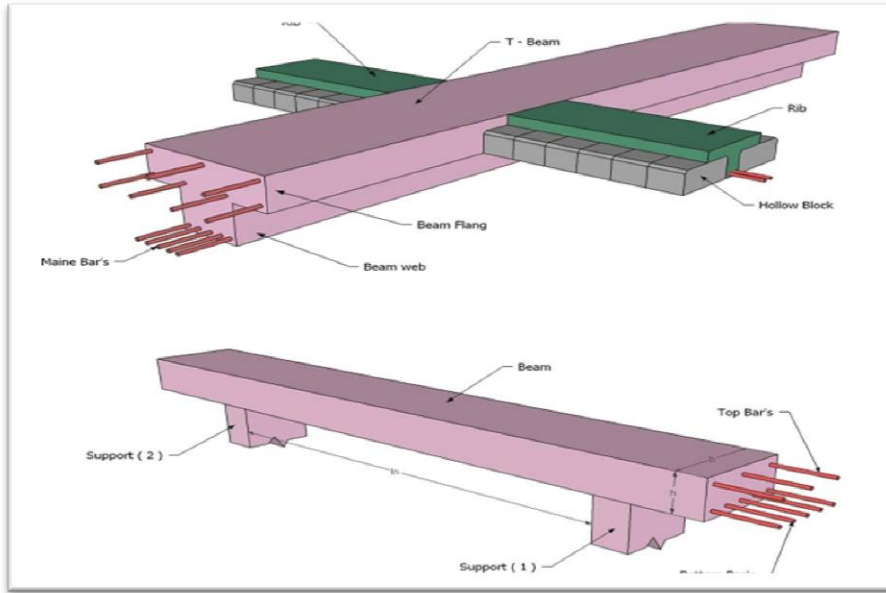
الشكل (٣-٢١): العقدات المفرغة في اتجاهين

٢-٦-٣ الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة ، وهي أنواع:

- (١) الجسور المسحورة :- عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .
- (٢) الجسور الساقطة (Dropped Beam) :- عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T-section , L-section .

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور، فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل التقوس (الانحناء) (Limitation of Deflection).



الشكل (٢٢-٣): أشكال الجسور (مسحورة وساقطة)

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

- (١) توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنباً لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
- (٢) توضع الجسور أعلى الحوائط للتعريب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو أكبر من سمك الحائط.
- (٣) تقليل مقدار الانبعاج للأعمدة.

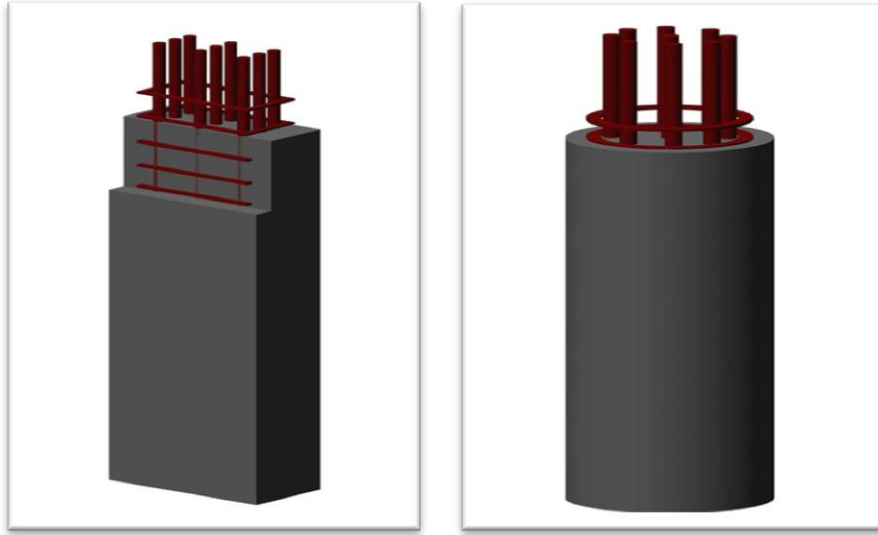
٤) تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.

٥) تريبط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور .

٣-٦-٣ الأعمدة :-

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

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب، وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة، فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .



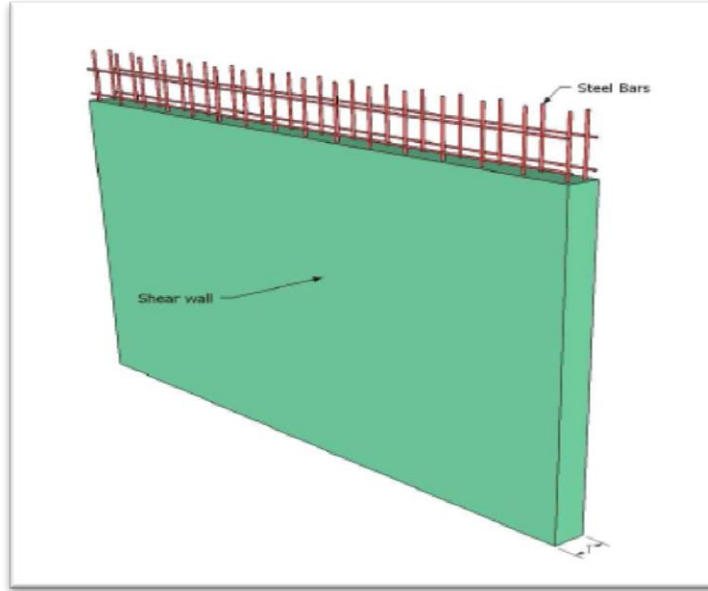
الشكل (٣-٢٣): أنواع الأعمدة المستخدمة .

٤-٦-٣ جدران القص (Shear Wall) :-

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

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة 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 .

وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وأثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (٣-٢٤) : جدار القص

٣-٦-٥ الفواصل الإنشائية :-

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

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

(١) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.

(٢) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.

(٣) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.

(٤) (28m) في المناطق الجافة.

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

٣-٦-٦ الأساسات :-

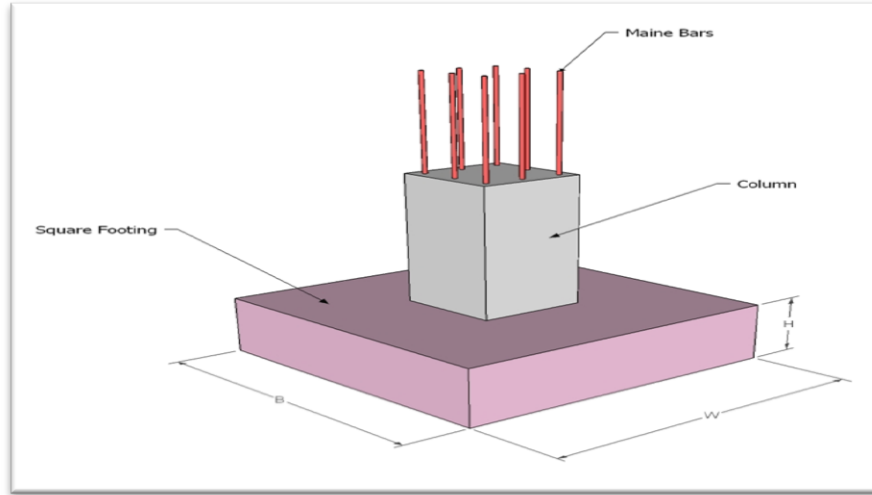
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

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 وأخيراً إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضاً الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضاً الأحمال الحية داخل المبنى .

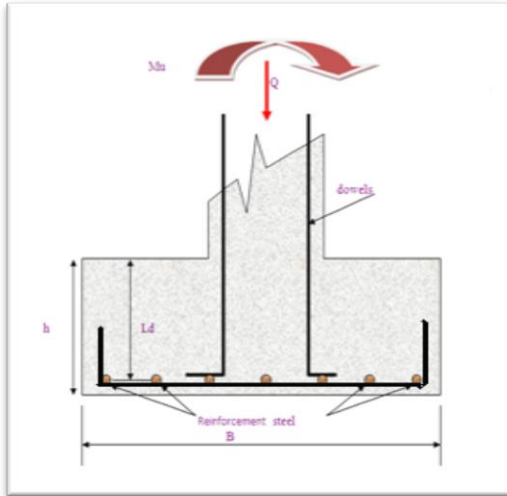
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات ، وبناء على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

والأساس قد يكون قريباً من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون أساسات لقواعد شريطية، أو أساسات لقواعد منفصلة، أو أساسات لبشة أو حصيرة.

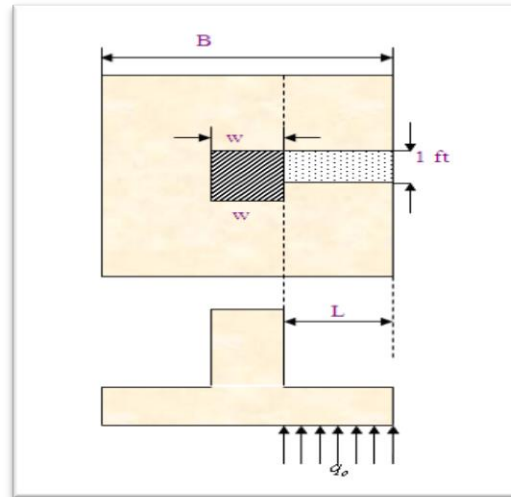
وقد يكون عميقاً داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق (Deep Foundation) حيث يتم اللجوء إليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء إلى اختراق التربة إلى أعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.



الشكل (٢٥-٣): شكل الأساس المنفرد .



الشكل (٢٧-٣): توزيع الحديد بالأساس



الشكل (٢٦-٣): مقطع طولي في الأساس

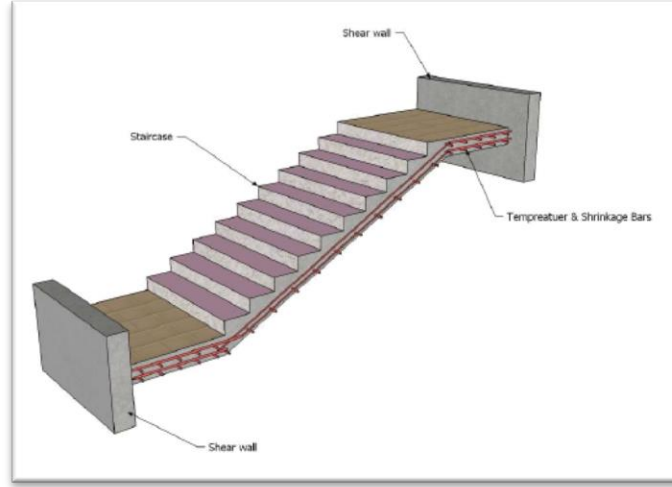
في الشكلين (٢٥-٣)، (٢٦-٣) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الأساس.

ونظراً لكبر مساحات الأساسات المنفردة والشريطية فقد تم استخدام أساس الفرشة (mat foundation)

٧-٦-٣ الأدرج :

الأدرج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الرأسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك أخذنا في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي .

والشكل (٢٨-٣): يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



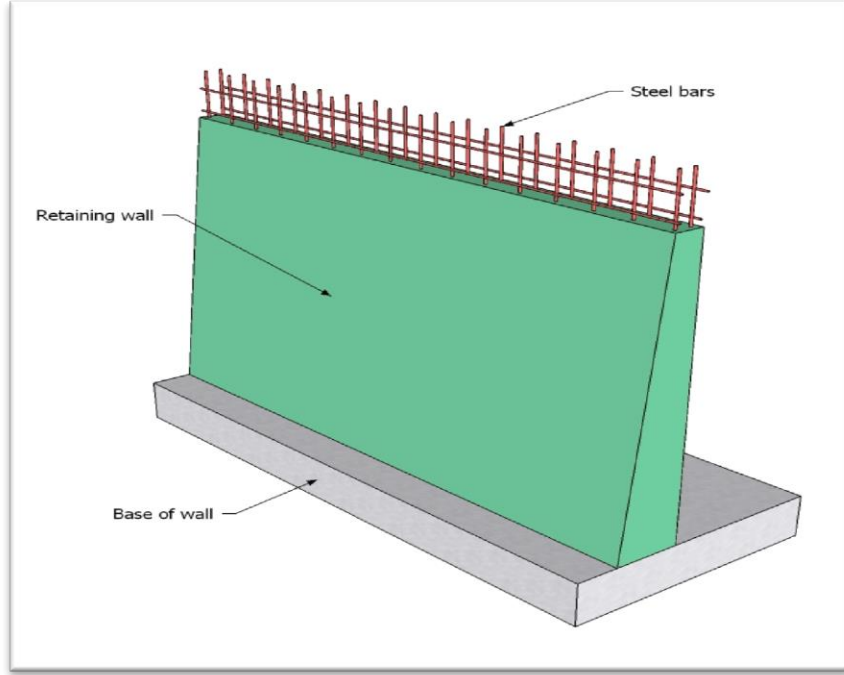
الشكل (٢٨-٣): مقطع توضيحي للدرج .

٨-٦-٣ الجدران الإستنادية :-

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 .

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر . وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls) .
- جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (٣-٢٩): جدار استنادي

٧-٣ البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

- (١) Autocad 2007: وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
- (٢) Atir : لتحليل وتصميم الجسور والعقدات ذات الاتجاه الواحد.
- (٣) Etabs: لتحليل وتصميم جدران القص.
- (٤) Safe: لتحليل وتصميم العقدات والأساسات.

Chapter 4

Structural Analysis & Design

- 4.1 Introduction.**
- 4.2 Load Factors.**
- 4.3 Slabs thickness calculation**
- 4.4 Loads calculations.**
- 4.5 Design of Topping.**
- 4.6 Design of Rib (1, F2).**
- 4.7 Design of beam (B.8, F2).**
- 4.8 Design of two way ribbed slab. (R4, F2)**
- 4.9 Design of column (C-N1, G).**
- 4.10 Design of basement wall (BW1).**
- 4.11 Design of staircase.**
- 4.12 Design of shear wall (W-E4).**

4.1 Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction works is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are two types of slabs : One way ribbed slab and Two way ribbed slab. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs and by using the previous program and ETABS, SAFE, And programs to find the internal forces, deflections and moments for both types of slabs, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI318-14 code.

NOTE:

Concrete B30 ($f_c' = 30$ MPa) for slabs, beams and basement walls.

Concrete B35 ($f_c' = 35$ MPa) for columns, shear walls and mat footing.

$$f_y = 420 \text{ N / mm}^2 \text{ (MPa)}$$

4.2 Load Factors:

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

$$q_u = 1.2D.L + 1.6L.L.$$

4.3 Slabs thickness calculations:

Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI318-14, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs are computed as follow:

$$h_{\min} \text{ for one end continuous} = L/18.5 \\ = 375 / 18.5 = \mathbf{20.3 \text{ cm}}$$

$$h_{\min} \text{ for cantilever} = L/8 = 2.51/8 = \mathbf{31.3 \text{ cm}}$$

Select Slab thickness $h = \mathbf{32\text{cm}}$ with block 24 cm & Topping 8 cm

4.4 Load calculations:

4.4.1 One way ribbed slab:

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

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way ribbed slab.

Parts of Rib		Calculation
Rib	25	$0.15 \times 0.24 \times 25 = 0.9 \text{ KN/m}$
Top Slab	25	$0.08 \times 0.55 \times 25 = 1.1 \text{ KN/m.}$
Plaster	22	$0.02 \times 0.55 \times 22 = 0.242 \text{ KN/m.}$
Block	9	$0.4 \times 0.24 \times 9 = 0.864 \text{ KN/m}$
Sand Fill	17	$0.07 \times 0.55 \times 17 = 0.6545 \text{ KN/m}$
Tiles	23	$0.03 \times 0.55 \times 23 = 0.3795 \text{ KN/m}$
Mortar	22	$0.02 \times 0.55 \times 22 = 0.242 \text{ KN/m.}$
partition	-	$1 \times 0.55 = 0.55 \text{ KN/m}$

Nominal Total Dead load = $\mathbf{5.1 \text{ KN/m}}$ of rib (service load)

Nominal Total live load = $4 \times 0.55 = \mathbf{2.2 \text{ KN/m}}$ of rib

4.5 Design of Topping:

The calculation of the total dead load for the topping is shown below:

Tiles	$0.03 * 23=0.69$	KN/m ²
Mortar	$0.02 * 22=0.44$	KN/m ²
Sand	$0.07 * 17=1.19$	KN/m ²
Slab	$0.08 * 25=2$	KN/m ²
Partitions	$1.00 * 1 = 1$	KN/m ² .

Dead Load = **5.32 KN/m²**.

Live Load = **4 KN/m²**.

$W_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$

$$= 1.2 * 5.32 + 1.6 * 4 = 12.8 \text{ KN/m}^2. \text{ (Total Factored Load)}$$

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{12.8 * 0.4^2}{12}$$
$$= 0.171 \text{ KN.m}$$

$$M_n = f_r * S$$

$$= 0.42 \sqrt{f_c'} * \frac{b h^2}{6} = 0.42 \sqrt{30} * \frac{1 * 0.08^2}{6} * 10^3 = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 0.55 * 2.45 = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_n = 1.35 \text{ KN.m} > M_u = 0.171 \text{ KN.m}$$

∴ No structural reinforcement is needed

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2.$$

$$\begin{aligned}
\# \text{ Of } \emptyset 8 &= \frac{A_{s_{req}}}{A_{bar}} = \frac{144}{50} = 2.88 \rightarrow \text{Spacing}(S) = \frac{1}{2.88} = 0.347\text{m} = 347 \text{ mm.} \\
&\leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 * C_c \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) \\
&= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2.5 * 20 \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) \\
&= 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 \leq 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) \\
&= 330 \text{ mm. } \leq 380\text{mm.} \\
&\leq 3 * h = 3 * 80 = 240 \text{ mm.....controlled.} \\
&\leq 450 \text{ mm.}
\end{aligned}$$

∴ Use $\emptyset 8$ @ 20 Cm C/C in both directions.

4.6 Design of Rib (1,F2):

Material :-

Concrete B30 $F_c' = 30 \text{ N/mm}^2$
 Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Section :-

$b = 15 \text{ cm}$ $b_f = 55 \text{ cm}$
 $h = 32 \text{ cm}$ $T_f = 8 \text{ cm}$

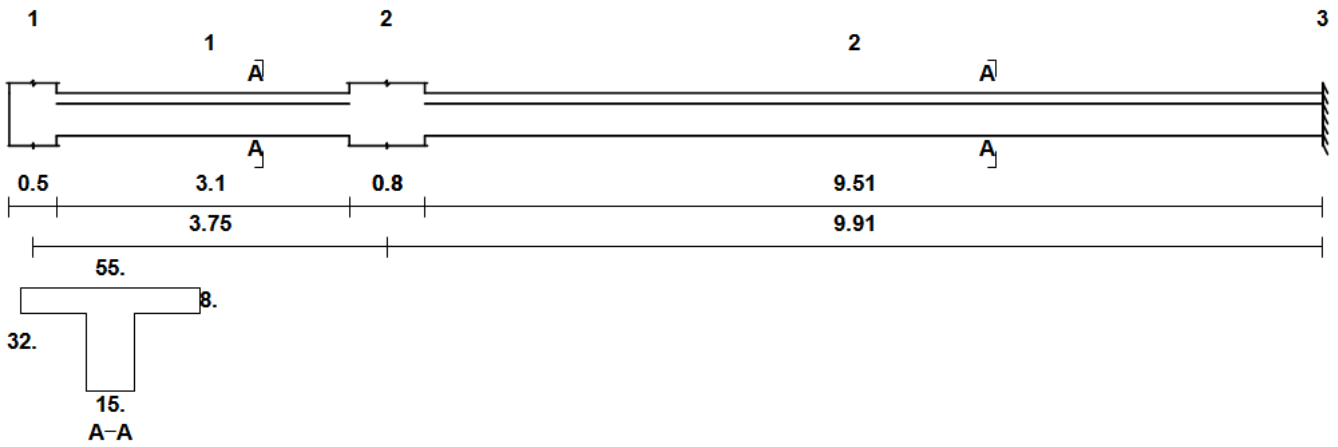


Figure (4-1): Rib geometry.

Calculating loads from the two way slab:

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

Parts of rib		Calculations
Tiles	23	$0.03*0.55*0.55*23 = 0.2088 \text{ KN}$
Mortar	22	$0.02*0.55*0.55*22 = 0.1331\text{KN}$
Coarse Sand fill	17	$0.07*0.55*0.55*17 = 0.3600 \text{ KN}$
Topping	25	$0.08*0.55*0.55*25 = 0.605 \text{ KN}$
Concrete Rib	25	$0.24*0.12*(0.55+0.4)*25 = 0.684 \text{ KN}$
Block	9	$0.24*0.4*0.4*9 = 0.3456 \text{ KN}$
Plaster	22	$0.02*0.55*0.55*22 = 0.1331 \text{ KN}$
partition	-	$1*0.55*0.55 = 0.3025 \text{ KN}$

We are interested in calculating the load in long direction (W_b), according to slab analysis by the coefficient method table 4:

$$m = (l_a/l_b) \text{ where } l_a \text{ and } l_b \text{ represent the short and long clear spans respectively} = 6.1/8.9=0.69$$

take the value of 0.65 with the corresponding of case 8, $W_b=0.26$

and from corresponding of 0.70 with case 8, $W_b=0.32$

from interpolation, $W_b=0.31$

then

$$W_{ud}=W_b * q_d * b_{eff} = 0.31 * 9.16 * 0.55 = \mathbf{1.6 \text{ KN/m}}$$

$$W_{ul}=W_b * q_l * b_{eff} = 0.31 * 4 * 0.55 = \mathbf{0.68 \text{ KN/m}}$$

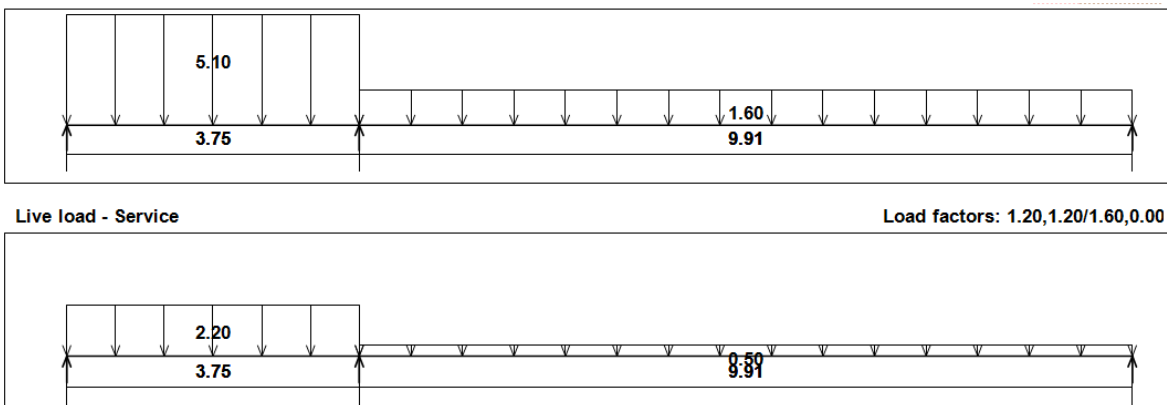


Figure (4-2) : loading of rib (1,F2)

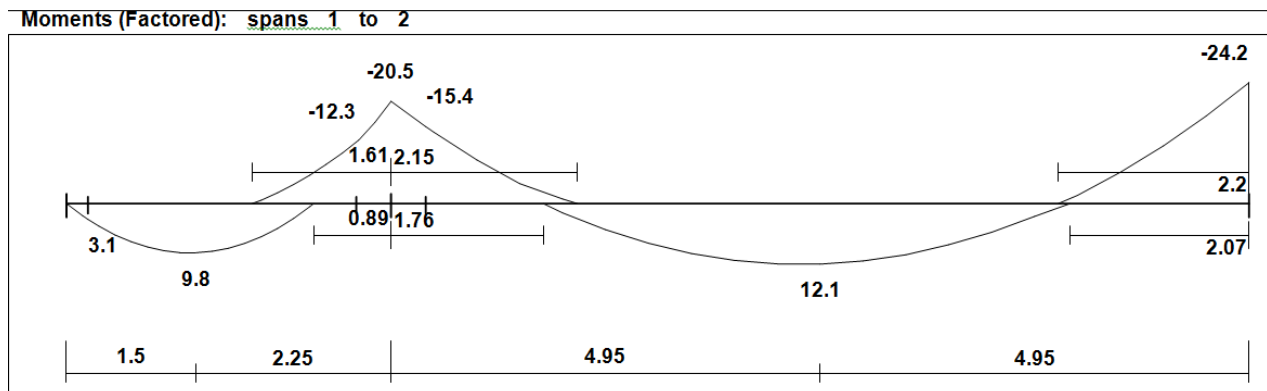


Figure (4-3) : Moment Envelope of rib (1,F2)

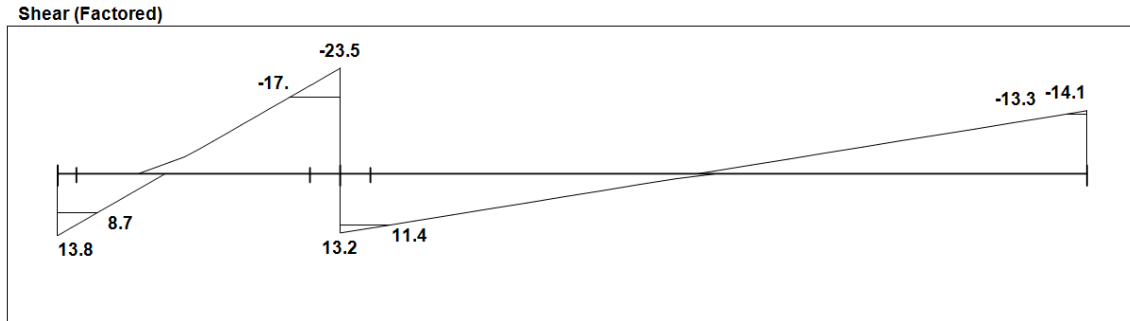


Figure (4-4) : Shear Envelope of rib (1,F2)

4.6.1 Design for flexure:-

4.6.1.1 Design for negative moment of rib (RIB 1,F2):

Maximum negative moment $M_u^{(-)} = 15.4 \text{ KN.m}$.

Assume bar diameter $\emptyset 14$ for main negative reinforcement.

$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$

$$= 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm.}$$

$$M_n = M_u / \phi = 15.4 / 0.9 = 17.1 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 * 30} = 16.5$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{17.1 * 10^{-3}}{0.15 * (0.283)^2} = 1.42 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.42 * 16.5}{420}} \right) = 0.0035$$

$$\rightarrow A_s = \rho \times b_E \times d = 0.0035 \times 150 \times 283 = 149 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 150 * 283 \geq \frac{1.4}{420} * 150 * 283$$

$$= 138.4 \text{ mm}^2 < 141.5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 141.5 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 149 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 149 \text{ mm}^2.$$

$$2 \text{ } \emptyset 12 = 226 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 149 \text{ mm}^2. \text{ OK.}$$

∴ Use 2 ∅ 12

→ **Check for strain: - ($\epsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$226 * 420 = 0.85 * 30 * 150 * a$$

$$a = 24.8 \text{ mm.}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} > 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right) = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{30 - 28}{7}\right) = \mathbf{0.836}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24.8}{0.836} = 29.7 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{d - x}{x} * 0.003$$

$$= \frac{283 - 29.7}{29.7} * 0.003 = 0.0256 > 0.005, \therefore \phi = 0.9 \text{ OK}$$

***Note:** Second span will be designed as two way ribbed slab using CSI Safe 2014 Software

4.6.1.2 Design of positive moment of rib (RIB 1,F2):

For positive moment $M_u^{(+)} = 10.0 \text{ KN.m}$

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

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

$$= 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283 \text{ mm.}$$

$b_E \leq$ Distance center to center between ribs = **550 mm**..... Controlled.

$$\leq \text{Span}/4 = 3100/4 = 775 \text{ mm.}$$

$$\leq (16 * t_f) + b_w = (16 * 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

→ **$b_E = 550 \text{ mm.}$**

$$\rightarrow M_{nf} = 0.85 f'_c * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 * 30 * 0.55 * 0.08 * \left(0.283 - \frac{0.08}{2} \right) * 10^3 = 272.6 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 * 272.6 = 245.3 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \phi M_{nf} = 245.3 \text{ KN.m} \gg M_u^+ = 10.0 \text{ KN.m.}$$

∴ Design as rectangular section with $b = b_E = 550 \text{ mm}$

$$M_n = M_u / \phi = 10.0 / 0.9 = 11.1 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 30} = 16.5$$

$$K_n = \frac{M_n}{b_E * d^2} = \frac{11.1 * 10^{-3}}{0.55 * (0.283)^2} = 0.25 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.25 * 16.5}{420}} \right) = 0.00060.$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b_E * d = 0.00060 * 550 * 283 = 93.4 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 150 * 283 \geq \frac{1.4}{420} * 150 * 283$$

$$= 138.4 \text{ mm}^2 < 141.5 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 141.5 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 93.4 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_{s_{req}} = 141.5 \text{ mm}^2.$$

$$2 \text{ } \varnothing 10 = 157 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 141.5 \text{ mm}^2 . \text{ OK.}$$

∴ Use 2 ∅ 10

→ **Check for strain: - ($\epsilon_s \geq 0.005$)**

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b_E * a$$

$$157 * 420 = 0.85 * 30 * 550 * a$$

$$a = 4.7 \text{ mm.}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} > 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{f'_c - 28}{7}\right) = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{30 - 28}{7}\right) = \mathbf{0.836}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4.7}{0.836} = 5.6 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{d-x}{x} * 0.003 \\ &= \frac{283-5.6}{5.6} * 0.003 = 0.148 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \text{ OK} \end{aligned}$$

4.6.2 Design of shear of rib (RIB 1,F2):

1) **V_u = 17 KN.** (at distance d=283 mm from the face of support)

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{\sqrt{30}}{6} * 0.15 * 0.283 * 10^3 = 29.1 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$1.1 * \phi V_c = 1.1 * 29.1 = 32 \text{ KN.}$$

→ **Check for cases:-**

1- Case 1: $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$$17 \leq \frac{32}{2} = 16 \dots \dots \text{Not satisfied}$$

2- Case 2: $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$$16 \leq 17 \leq 32 \dots \dots \text{Satisfied}$$

∴ Case (2) is satisfied → minimum shear reinforcement is required.

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{\min} \geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_{yt}} * b_w = \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{30}}{420} * 0.15 = 1.22 * 10^{-4} \dots \text{Control.}$$

$$\geq \frac{1}{3} * \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1}{3} * \frac{0.15}{420} = 1.19 * 10^{-4}$$

Try Ø 8 (2 Legs):

$$\frac{2 * 50 * 10^{-6}}{s} = 1.22 * 10^{-4} \rightarrow S = 0.82 \text{ m}$$

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} = \frac{283}{2} = 141.5 \text{ mm.}$$

$$\leq 600 \text{ mm.}$$

∴ Use Ø 8 @ 15 Cm

4.7 Design of Beam (B8, F2):

Material :-

Concrete B350 $F_c' = 28 \text{ N/mm}^2$

Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Section :-

$B = 60 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$

The load acts on the beam from two way ribbed slab as shown below:

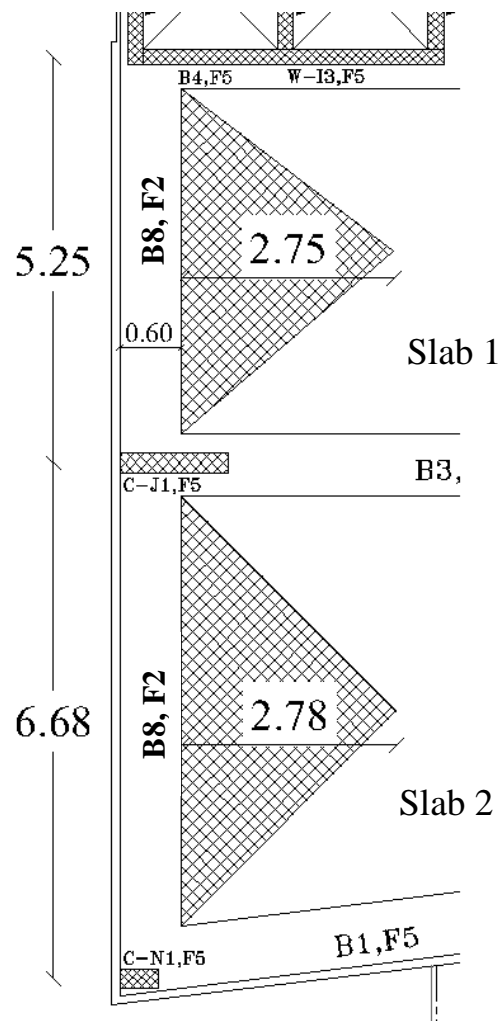


Figure (4-5) : hatched areas represent the load on beam from slab

The tributary load area on the beam from ribbed slab is shown above (shaded area). In addition to factored load acting on the beam from the ribbed slab, the own weight of the beam must be added and the load of the RC wall (30 cm thick, 3.15 height).

Load calculation for the beam:

Service DL from the slab1 = $2.75 \times 9.16 = \mathbf{25.2 \text{ KN/m}}$

Service DL from the slab2 = $2.78 \times 9.16 = \mathbf{25.5 \text{ KN/m}}$

Weight of the beam = $0.6 \times 0.6 \times 25 = \mathbf{9.0 \text{ KN/m}}$

The width of the beam for the floor materials and live load on the beam will be smaller because of the thickness of the exterior wall ($0.60 - 0.30 = 0.3 \text{ m}$)

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for beam 8, F2.

Dead load from:	KN/m
Tiles	$0.03 \times 23 \times 0.3 = 0.207$
Mortar	$0.02 \times 22 \times 0.3 = 0.132$
Sand fill	$0.07 \times 17 \times 0.3 = 0.357$
Plaster	$0.02 \times 22 \times (0.3+0.13) = 0.19$
Partitions	$1 \times 0.3 = 0.3$

Weight of floor materials acting directly on the beam = **1.2 KN/m**

Weight of RC wall = $0.3 \times 3.15 \times 25 + 0.02 \times 3.15 \times 22 = \mathbf{25 \text{ KN/m}}$

Service LL from the slab1 = $2.75 \times 4 = \mathbf{11 \text{ KN/m}}$

Service LL from the slab2 = $2.78 \times 4 = \mathbf{11.2 \text{ KN/m}}$

Service LL over the beam = $4 \times 0.3 = \mathbf{1.2 \text{ KN/m}}$

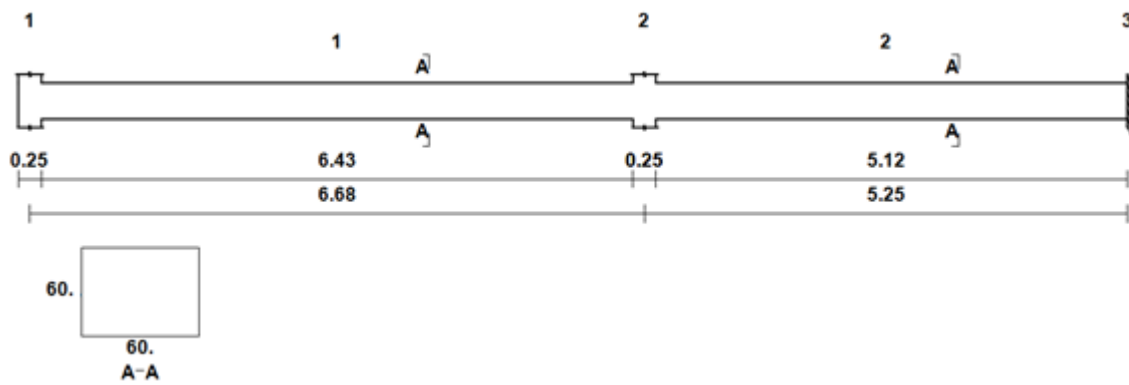


Figure (4-6) : Beam Geometry

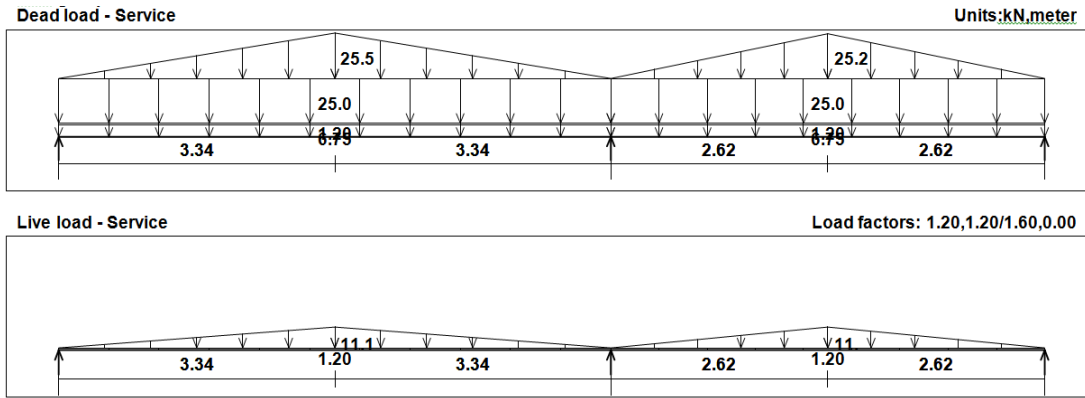


Figure (4-7) : Load on Beam

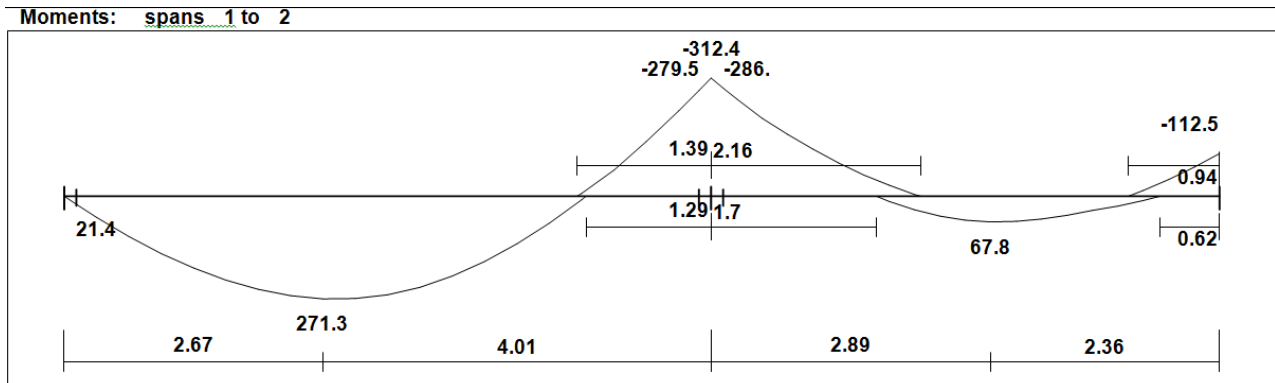


Figure (4-8) : Moment Envelope for Beam

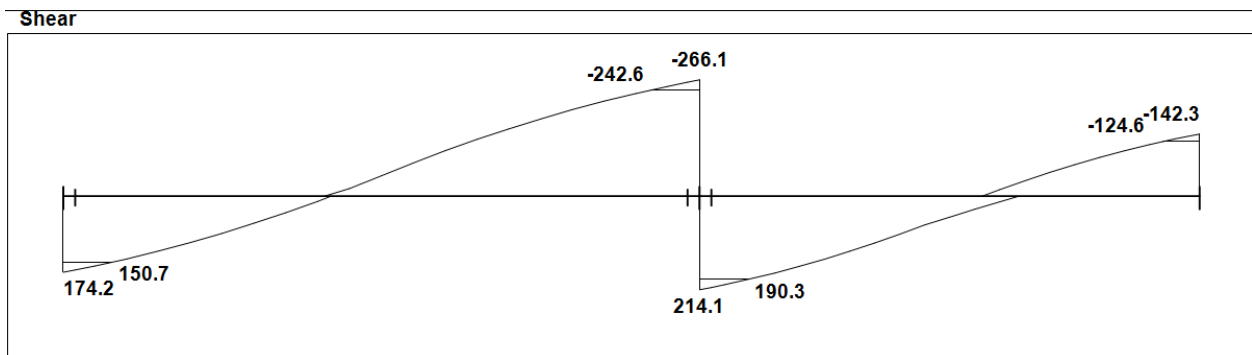


Figure (4-9) : Shear Envelope for Beam

4.7.1 Design for flexure:-

4.7.1.1 Design of maximum negative moment:-

$$\rightarrow Mu_{\max}^{(-)} = 286 \text{ KN.m.}$$

Assume bar diameter $\emptyset 25$ for main negative reinforcement.

d = depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

$$= 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537.5 \text{ mm}$$

$$X_{\max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 537.5 = 230.4 \text{ mm.}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} > 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.836$$

$$a_{\max} = \beta_1 * X_{\max} = 0.836 * 230.4 = 192.6 \text{ mm.}$$

$$M_{n\max} = 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2})$$

$$= 0.85 * 30 * 0.6 * 0.1926 * (0.5375 - \frac{0.1926}{2}) * 10^3 = 1300 \text{ KN.m .}$$

$$\epsilon_s = 0.004$$

$$\Phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.816$$

$$\rightarrow \phi Mn_{\max} = 0.82 * 1300 = 1066 \text{ KN.m .}$$

$$\rightarrow \phi Mn_{\max} = 1066 \text{ KN.m} > Mu = 286 \text{ KN.m .}$$

\therefore Design as Singly reinforced concrete section

$$M_n = Mu / \phi = 286 / 0.9 = 318 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 30} = 16.5$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{318 * 10^{-3}}{0.6 * (0.5375)^2} = 1.84 \text{ MPa.}$$

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

$$= \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.84 * 16.5}{420}} \right) = 0.0046$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0046 * 600 * 537.5 = 1484 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots(\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4*420} * 600 * 537.5 \geq \frac{1.4}{420} * 600 * 537.5$$

$$= 1051 \text{ mm}^2 < 1075 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

→ $A_{s_{min}} = 1075 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 1484 \text{ mm}^2$.

∴ $A_s = 1484 \text{ mm}^2$.

Of Ø 22 = $\frac{A_{s_{req}}}{A_{bar}} = \frac{1484}{380} = 3.9 \rightarrow$ # of bars = 4 bars.

∴ Use 4 Ø 22

→ $A_s = 4 * 380 = 1520 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 1484 \text{ mm}^2$.

→ **Check for strain:-** ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$1520 * 420 = 0.85 * 30 * 600 * a$$

$$a = 41.7 \text{ mm.}$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} > 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.836$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.7}{0.836} = 50 \text{ mm.}$$

$$\epsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$$

$$= \frac{537.5-50}{50} * 0.003 = 0.029 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ OK.}$$

∴ Use 4 Ø 22

4.7.1.2 Design of maximum positive moment:-

For positive moment $M_u^{(+)} = 271.3 \text{ KN.m}$.

Assume bar diameter Ø 25 for main negative reinforcement.

$d =$ depth - cover – diameter of stirrups – (diameter of bar/ 2)

$$= 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537.5 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \phi M_{n_{\max}} = 1066 \text{ KN.m} > M_u = 271.3 \text{ KN.m} .$$

∴ Design as Singly reinforced concrete section.

$$M_n = M_u / \phi = 271.3 / 0.9 = 301.6 \text{ KN.m} .$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 30} = 16.5$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{301.6 * 10^{-3}}{0.60 * (0.5375)^2} = 1.74 \text{ MPa} .$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * K_n * m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.74 * 16.5}{420}} \right) = 0.0043 . \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0043 * 600 * 537.5 = 1387 \text{ mm}^2 .$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots \dots \dots (\text{ACI-10.5.1})$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{4 * 420} * 600 * 537.5 \geq \frac{1.4}{420} * 600 * 537.5$$

$$= 1051 \text{ mm}^2 < 1075 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{\min}} = 1075 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{req}}} = 1387 \text{ mm}^2 .$$

$$\therefore A_s = 1387 \text{ mm}^2 .$$

$$\# \text{ Of } \emptyset 22 = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{\text{bar}}} = \frac{1387}{380} = 3.7 \rightarrow \# \text{ of bars} = 4 \text{ bars} .$$

∴ Use 4 ∅ 22

$$\rightarrow A_s = 4 * 380 = 1520 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 1387 \text{ mm}^2 .$$

→ Check for strain:- ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$$

$$1520 * 420 = 0.85 * 30 * 600 * a$$

$$a = 41.7 \text{ mm} .$$

$$f'_c = 30 \text{ MPa} > 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.836$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.7}{0.836} = 50 \text{ mm.}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \frac{d-x}{x} * 0.003 \\ &= \frac{537.5-50}{50} * 0.003 = 0.029 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \text{ OK.} \end{aligned}$$

∴ Use 4 Ø 22

4.7.1.3 For negative moment $M_u^{(-)} = 113 \text{ kN.m}$:-

Assume bar diameter Ø 25 for main negative reinforcement.

$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2)$

$$= 600 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 537.5 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \phi M_{n_{\max}} = 1066 \text{ KN.m} > M_u = 113 \text{ KN.m} .$$

∴ Design as Singly reinforced concrete section.

$$M_n = M_u / \phi = 113 / 0.9 = 126 \text{ KN.m} .$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 30} = 16.5$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{126 * 10^{-3}}{0.60 * (0.5375)^2} = 0.73 \text{ MPa.}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * K_n * m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.73 * 16.5}{420}} \right) = 0.00176 \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.00176 * 600 * 537.5 = 568 \text{ mm}^2.$$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{min}} &= \frac{\sqrt{f'_c}}{4(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d \dots\dots\dots(\text{ACI-10.5.1}) \\
 &= \frac{\sqrt{30}}{4*420} * 600 * 537.5 \geq \frac{1.4}{420} * 600 * 537.5 \\
 &= 1051 \text{ mm}^2 < 1075 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.} \\
 \rightarrow A_{s_{min}} &= 1075 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 568 \text{ mm}^2.
 \end{aligned}$$

$\therefore A_s = 1075 \text{ mm}^2.$

Of $\emptyset 16 = \frac{A_{s_{req}}}{A_{bar}} = \frac{1075}{201} = 5.4 \rightarrow$ # of bars = 6 bars.

\therefore Use 6 $\emptyset 16$

$\rightarrow A_s = 6 * 201 = 1026 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 568 \text{ mm}^2.$

\rightarrow Check for strain:- ($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$A_s * f_y = 0.85 * f'_c * b * a$

$1026 * 420 = 0.85 * 30 * 600 * a$

$a = 28.2 \text{ mm}.$

$f'_c = 30 \text{ MPa} > 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.836$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{28.2}{0.836} = 33.7 \text{ mm}.$

$\epsilon_s = \frac{d-x}{x} * 0.003$

$= \frac{537.5-33.7}{33.7} * 0.003 = 0.0448 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \text{ OK}.$

\therefore Use 6 $\emptyset 16$

as for $M_u^{(+)} = 68 \text{ kN.m}$ use **4 $\emptyset 12$**

4.7.2 Design of shear:-

1) Max $V_u = 243$ KN .

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{\sqrt{30}}{6} * 0.600 * 0.3875 * 10^3 = 159.2 \text{ KN.}\end{aligned}$$

→ Check For dimensions:-

$$\begin{aligned}\phi V_c + \left(\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f'_c} * b_w * d \right) &= 159.2 + \left(\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{30} * 0.60 * 0.3875 * 10^3 \right) \\ &= 159.2 + 636.7 = 796 \text{ KN} > V_u = 243 \text{ KN.}\end{aligned}$$

∴ Dimension is big enough.

→ Check For Cases:-

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$$243 \leq \frac{159.2}{2} = 79.6 \text{Not satisfy.}$$

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$$79.6 < 243 \leq 159.2 \text{Not satisfy.}$$

3- Case 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s \min}$

$$\begin{aligned}\phi V_{s \min} &\geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{30} * 0.60 * 0.3875 * 10^3 = \mathbf{59.7 \text{ KN} \text{.....Control.}} \\ &\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.60 * 0.3875 * 10^3 = 58.1 \text{ KN}\end{aligned}$$

∴ $\phi V_{s \min} = 59.7$ KN.

$$\phi V_c + \phi V_{s \min} = 141 + 53 = 194 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s \min}$$

$$159.2 < 243 \leq 194 \text{Not satisfy.}$$

4- Case 4 : $\phi V_c + \phi V_{s \min} < V_u \leq \phi V_c + \left(\frac{\phi}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d \right)$

$$159.2 + 59.7 < 243 \leq 159.2 + \left(\frac{0.75}{3} * \sqrt{30} * 0.60 * 0.3875 * 10^3\right)$$

$$219 < 243 \leq 478 \dots\dots\dots \text{Satisfy.}$$

Minimum shear reinforcement is required.

$V_{s,min} = 59.7 \text{ KN}$

Try Ø 10 (4 Legs) = $4 * 78.5 = 314 \text{ mm}^2$.

$$\frac{4 * 78.5 * 10^{-6}}{s} = \frac{59.7 * 10^{-3}}{(420 * 0.3875)} \rightarrow s = 0.33 \text{ m} \dots\dots\dots \text{control}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{387.5}{2} = 194 \text{ mm.}$$

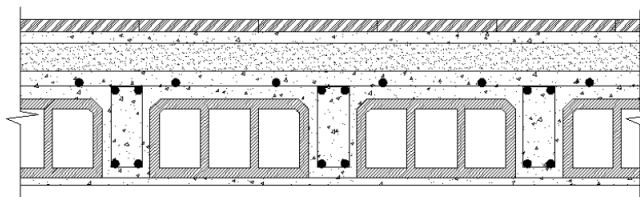
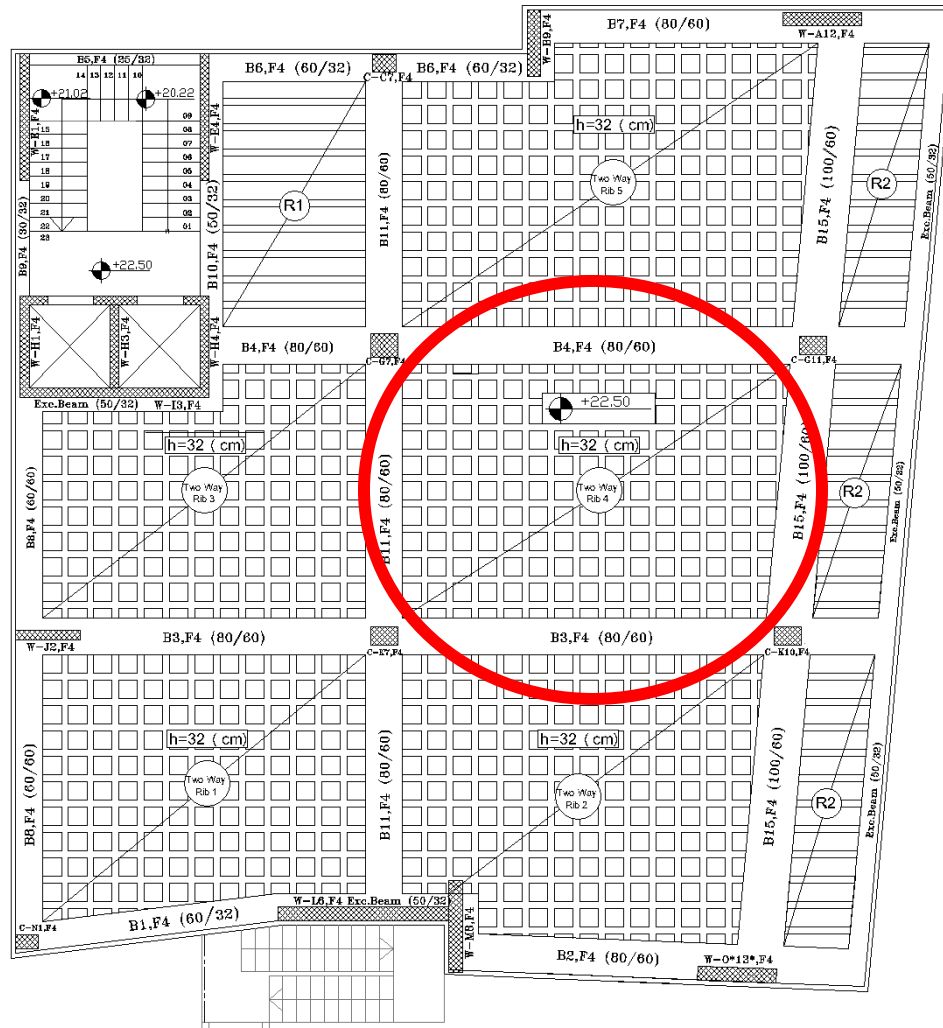
$$\leq 600 \text{ mm.}$$

∴ Use Ø 10 @ 10 Cm 4 Legs for 1.5 m from the face of supports from both sides.

Use Ø 10 @ 15 Cm 4 Legs between.

4.8 Design of two way ribbed slab:-

4.8.1 Location of slab:



- Tiles 3 cm
- Mortar 2 cm
- Coarse Sand fill 7 cm
- R concrete Topping 8 cm
- Concrete block 24 cm
- R Concrete rib 24 cm
- Plaster 2 cm
- Rib 15 cm

Typical section in ribbed slab

Figure (4-10): slab Location & typical section in ribbed slab

4.8.2 system of slab:

4.8.3 Calculation of minimum thickness:

Assume thickness = 32 cm

- $I_{b3} = I_{b5} = \frac{Bh^3}{12} = \frac{80 \times 60^3}{12} = 1440000 \text{ cm}^4$
- $I_{b14} = \frac{80 \times 40^3}{12} = 426667 \text{ cm}^4$
- $I_{b15} = \frac{100 \times 55^3}{12} = 1386458 \text{ cm}^4$

Slab moment of inertia calculation:

$$y_c = \frac{40 \times 8 \times 4 + 15 \times 32 \times 16}{40 \times 8 + 15 \times 32} = 11.2 \text{ cm}$$

$$I_{rib} = \frac{55 \times 11.2^3}{3} - \frac{40 \times 3.2^3}{3} + \frac{15 \times 20.8^3}{3} = 70315 \text{ cm}^4$$

✓ For B3:

$$I_{s3} = \frac{I_{rib} \cdot (\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b)}{b_{eff}} = \frac{70315 \cdot (\frac{630}{2} + \frac{550}{2} + 80)}{55} = 856565 \text{ cm}^4$$

✓ For B5:

$$I_{s5} = \frac{I_{rib} \cdot (\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b)}{b_{eff}} = \frac{70315 \cdot (\frac{610}{2} + \frac{550}{2} + 80)}{55} = 843780 \text{ cm}^4$$

✓ For B14:

$$I_{s14} = \frac{I_{rib} \cdot (\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b)}{b_{eff}} = \frac{70315 \cdot (\frac{680}{2} + \frac{830}{2} + 80)}{55} = 1067510 \text{ cm}^4$$

✓ For B15:

$$I_{s15} = \frac{I_{rib} \cdot (\frac{l}{2} + \frac{l}{2} + b)}{b_{eff}} = \frac{70315 \cdot (\frac{250}{2} + \frac{830}{2} + 100)}{55} = 818211 \text{ cm}^4$$

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

$$\alpha_{f1} = \frac{I_{b3}}{I_{s3}} = \frac{1440000}{856565} = 1.68 \quad , \quad \alpha_{f2} = \frac{I_{b5}}{I_{s5}} = \frac{1440000}{843780} = 1.71$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_{b14}}{I_{s14}} = \frac{426667}{1067510} = 0.4 \quad , \quad \alpha_{f4} = \frac{I_{b15}}{I_{s15}} = \frac{1386458}{818211} = 1.69$$

$$\alpha_{fm} = \frac{\sum \alpha_f}{4} = \frac{1.68 + 1.71 + 0.4 + 1.69}{4} = 1.37 < 2.0 \quad , \quad \beta = \frac{L_{n,long}}{L_{n,short}} = \frac{8.3}{5.5} = 1.51$$

$$h_{min} = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} = \frac{8300(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 \times 1.51(1.37 - 0.2)} = 203.6 \text{ mm} > 125 \text{ mm OK.}$$

$$h = 32 \text{ cm} > h_{min} = 20.36 \text{ cm (8 cm topping + 24 cm block)}$$

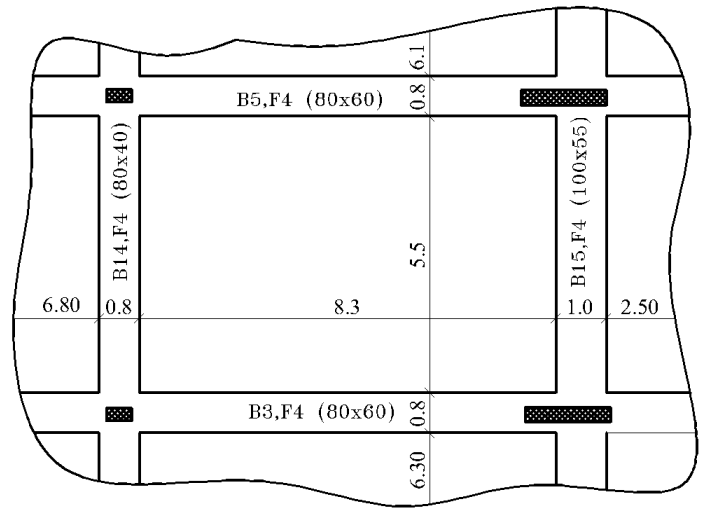


Figure (4-11): system of slab

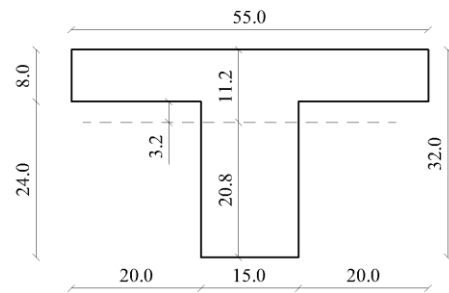


Figure (4-12): Rib centroid

4.8.4 Load calculations:

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

Parts of rib		Calculations
Tiles	23	$0.03*0.55*0.55*23 = 0.2088 \text{ KN}$
Mortar	22	$0.02*0.55*0.55*22 = 0.1331\text{KN}$
Coarse Sand fill	17	$0.07*0.55*0.55*17 = 0.3600 \text{ KN}$
Topping	25	$0.08*0.55*0.55*25 = 0.605 \text{ KN}$
Concrete Rib	25	$0.24*0.12*(0.55+0.4)*25 = 0.684 \text{ KN}$
Block	9	$0.24*0.4*0.4*9 = 0.3456 \text{ KN}$
Plaster	22	$0.02*0.55*0.55*22 = 0.1331 \text{ KN}$
partition	-	$1*0.55*0.55 = 0.3025 \text{ KN}$

Nominal Total Dead Load = 2.77 KN

$$DL = 2.77/(0.55*0.55) = 9.16 \text{ kN/m}^2$$

$$WuD = 1.2 \times 9.16 = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$WuL = 1.6 \times 4 = 6.4 \text{ kN/m}^2$$

$$Wu = 11 + 6.4 = 17.4 \text{ kN/m}^2$$

4.8.5 Moment calculations:

$$M_{a,rib} = C_a w_u l_a^2 b_{eff} \text{ and } M_b = C_{b,rib} w_u l_b^2 b_{eff}$$

$$L_a/l_b = 5.5/8.3 = 0.65, \text{ Case 2}$$

$$C_{a,neg} = 0.077, C_{b,neg} = 0.014$$

$$C_{a,d}^+ = 0.032, C_{a,L}^+ = 0.053$$

$$C_{b,d}^+ = 0.006, C_{b,L}^+ = 0.010$$

$$M_a^- = 0.077 \times 17.4 \times 5.5^2 \times 0.55 = 22.3 \text{ kN.m}$$

$$M_b^- = 0.014 \times 17.4 \times 8.3^2 \times 0.55 = 9.3 \text{ kN.m}$$

$$M_a^+ = (0.032 \times 11 \times 5.5^2 \times 0.55) + (0.053 \times 6.4 \times 5.5^2 \times 0.55) = 11.5 \text{ kN.m}$$

$$M_b^+ = (0.006 \times 11 \times 8.3^2 \times 0.55) + (0.010 \times 6.4 \times 8.3^2 \times 0.55) = 4.9 \text{ kN.m}$$

4.8.6 slab reinforcement:

- Assume 2Ø14 top bars (-ve moment):

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 285 \text{ mm}$$

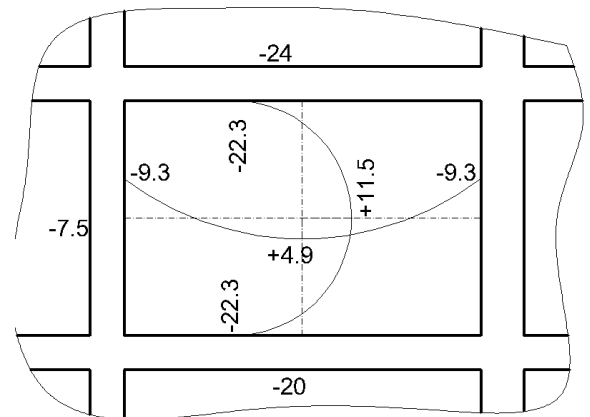


Figure (4-13): slab moments

$$A_s(2\emptyset 14) = 2 \times 153.9 = 307.8 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} * 150 * 285 = 142.5 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{307.9 \times 420}{0.85 \times 30 \times 150} = 33.81 \text{ mm} , x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33.81}{0.836} = 40.5 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 307.9 \times 420 \left(285 - \frac{33.81}{2} \right) \times 10^{-6} = 34.7 \text{ kN.m}$$

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \times 34.7 = 31.23 \text{ kN.m} > M_{u,\max}^- = 24 \text{ kN.m}$$

Check strain:

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \left(\frac{285-40.5}{40.5} \right) = 0.018 > 0.005 , \phi = 0.9 - \text{OK}$$

∴ Use 2∅14

- Assume 2∅10 bottom bars (+ve moment):

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{10}{2} = 287 \text{ mm}$$

$$A_s(2\emptyset 10) = 2 \times 78.5 = 157 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} * 150 * 287 = 143.5 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b_w} = \frac{157 \times 420}{0.85 \times 30 \times 550} = 4.7 \text{ mm} , x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4.7}{0.836} = 5.6 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 157 \times 420 \left(287 - \frac{4.7}{2} \right) \times 10^{-6} = 18.8 \text{ kN.m}$$

$$M_u = \phi M_n = 0.9 \times 18.8 = 16.9 > M_{u,\max}^+ = 11.5 \text{ kN.m}$$

Check strain:

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-x}{x} \right) = 0.003 \left(\frac{287-5.6}{5.6} \right) = 0.15 > 0.005 , \phi = 0.9 - \text{OK}$$

∴ Use 2∅10

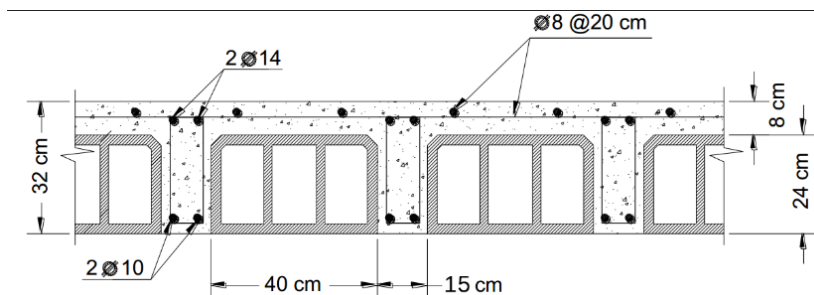


Figure (4-14): Reinforcement of rib

4.8.7 Design of shear:

Maximum shear coefficient will be in the short direction for the slab with boundary conditions as in case 2, $W_a = 0.85$

- The total load on the panel ($5.5 \times 8.3 \times 17.4 = 794.3$ kN)
- The total load per rib at face of the long beam is ($0.85 \times 794.3 \times 0.55 / (2 \times 8.3) = 22.37$ kN)

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

$$V_{ud} = V_{u,face} - w_u b_{eff} d = 22.37 - 17.4 \times 0.55 \times 0.285 = 19.65 \text{ kN}$$

The shear strength of one rib in the slab is:

$$\phi V_c = 0.75 \times 1.1 \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b_w d = 0.75 \times 1.1 \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 150 \times 285 \times 10^{-3} = 32.2 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{32.2}{2} = 16.1 \text{ kN} < V_{ud} = 19.65 < \phi V_c = 32.2 \text{ kN}$$

No need for shear reinforcement (exception for joist construction)

Provide minimum shear reinforcement

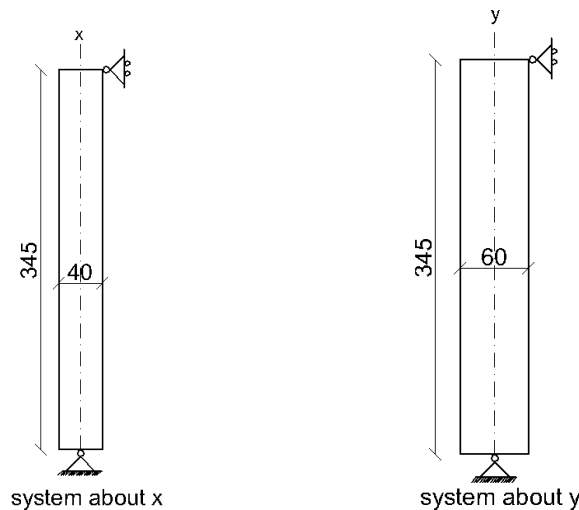
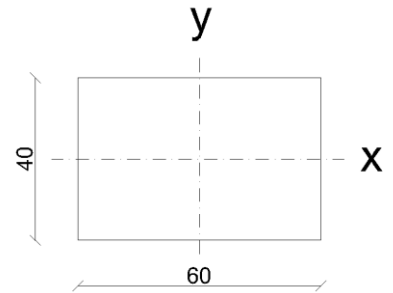
Use 2Ø8 for stirrups $A_{v,2\text{Ø}8} = 2 \times 50 = 100 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_{v,min}}{s} = \frac{b_w}{3 f_y} = \frac{150}{3 \times 420} = 0.12 \rightarrow \frac{100}{s} = 0.12 \rightarrow s = 833 \text{ mm}$$
$$s_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ and } \leq 600 \text{ mm, } s_{max} = \frac{285}{2} = 142.5 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

Use **Ø8 @ 20 cm** c/c 2 legs.

4.9 Design of column (C-N1, G):-

Dead load (service)	1710 kN
Live load (service)	320 kN
Length	3.45 m
k	0.82 (Braced)
b	60 cm
h	40 cm
fy	420 MPa
Fc'	35 MPa
Type of load	Concentrically loaded



4.9.1 Factored loads:

$$P_u = 1.2 D + 1.6 L = 1.2 \times 1710 + 1.6 \times 320 = 2564 \text{ kN}$$

4.9.2 Bresler equation:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{p_o}$$

4.9.3 Slenderness parameter:

$$\text{About x: } \lambda_x = \frac{KxL}{0.3h} = \frac{0.82 \times 3.45}{0.3 \times 0.4} = 23.6 \geq 34 - 12 (M_1/M_2) = 34 - 12 \times 1 = 22 \rightarrow (\text{Long about x}).$$

(minimum eccentricity + magnified moment)

$$\text{About y: } \lambda_y = \frac{KxL}{0.3h} = \frac{0.82 \times 3.45}{0.3 \times 0.6} = 15.7 \leq 34 - 12 (M_1/M_2) = 34 - 12 \times 1 = 22 \rightarrow (\text{short about y}).$$

(no minimum eccentricity, no magnified moment)

$$P_{nx} = P_o \rightarrow \frac{1}{P_n} = \frac{1}{p_o} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{p_o} \rightarrow \frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{ny}}$$

4.9.4 Calculations of design moment (buckling about x – Pny - e_y):

$$e_{\min} = 15 + 0.03xh = 15 + 0.03x400 = 27 \text{ mm}$$

$$e = \frac{Mux}{Pu} \rightarrow M_{u,x} = Pu \times e_{\min} = 2564 \times 0.027 = \mathbf{70 \text{ kN.m}}$$

4.9.5 calculations of magnification factor δ_{ns} :

$$\delta_{ns} = \frac{cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_{cr}}}$$

$$cm = 0.6 + 0.4 \frac{M1}{M2} = 0.6 + 0.4 \times 1 = 1 \geq 0.4$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_1 I_1}{(k Lu)^2}$$

$$E_1 \times I_1 = \frac{0.4 \times 4750 \sqrt{35} \times \frac{600 \times 400^3}{12}}{1 + \frac{1.2 \times 1710}{2564}} = 20.0 \text{ MN/m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 20.1}{(1 \times 3.45)^2} = 16.6 \text{ MN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{2.564}{0.75 \times 16.6}} = \mathbf{1.26} > 1.0$$

< 1.4

$$\text{Magnified moment} = \delta_{ns} \times M_{u,x} = 1.26 \times 70 = \mathbf{88.2 \text{ kN.m}}$$

$$\text{Assume } \rho_g = 3\% = 0.03$$

4.9.6 interaction diagrams:

$$e = \frac{Mux}{Pu} = \frac{88.2}{2564} = \mathbf{0.034 \text{ m}}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{3.4}{40} = 0.085$$

$$\frac{\gamma}{h} = \frac{400 - 2x40 - 2x10 - 28}{400} = 0.68$$

$$\text{For } \frac{\gamma}{h} = 0.60 \rightarrow \frac{\phi P_{ny}}{A_g} = 3.1 \text{ ksi}$$

$$\text{For } \frac{\gamma}{h} = 0.75 \rightarrow \frac{\phi P_{ny}}{A_g} = 3.2 \text{ ksi}$$

$$\rightarrow \frac{\phi P_{ny}}{A_g} = 3.15 \text{ ksi} \rightarrow P_{ny} = 3.15 \times \frac{1000}{145} \times \frac{0.4 \times 0.6}{0.65} = 8.02 \text{ MN}$$

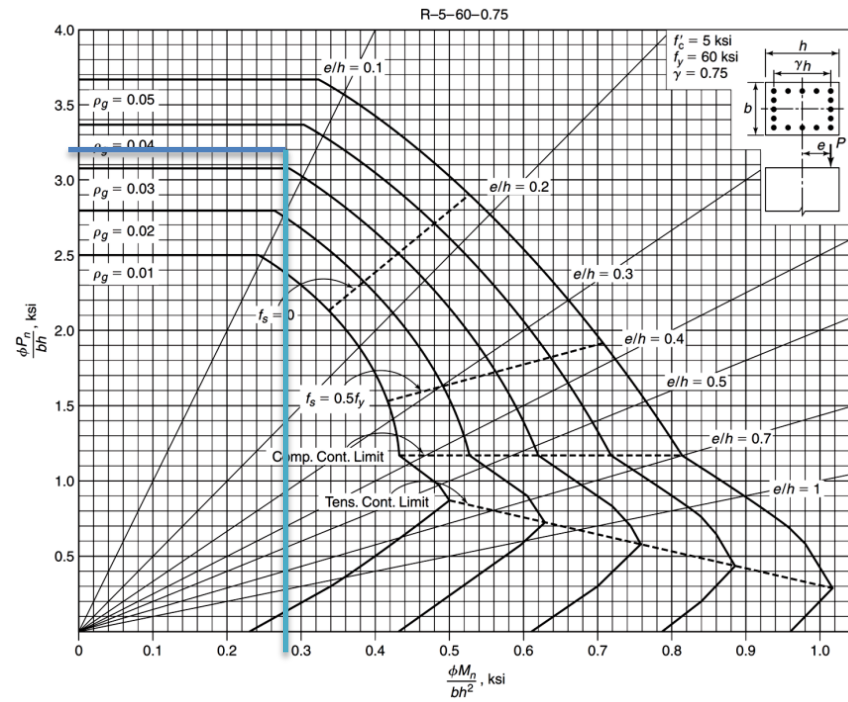
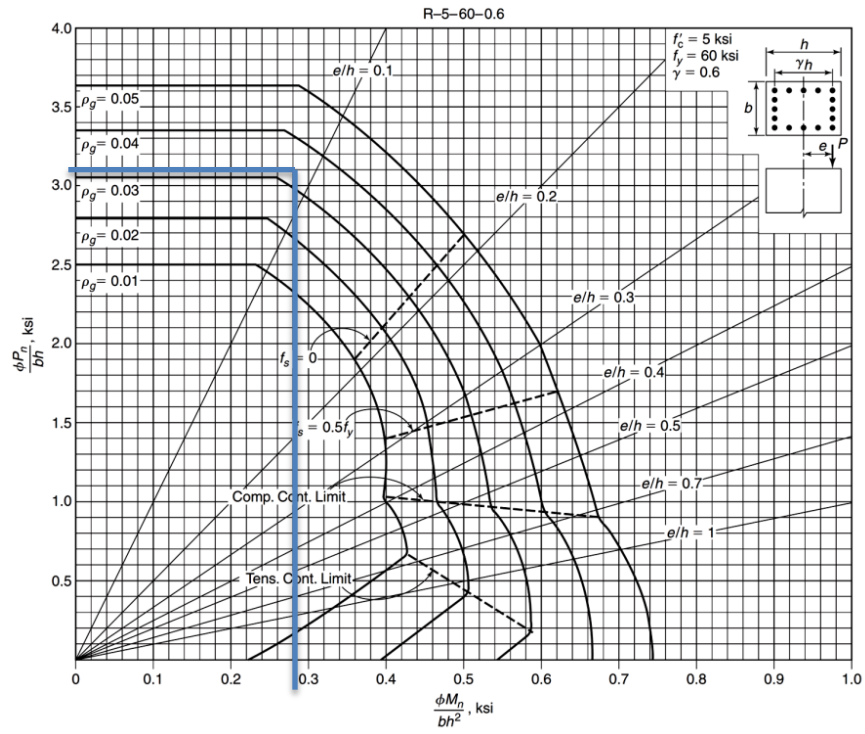


Figure (4-15): Interaction Diagrams

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{p_{ny}} \rightarrow \frac{1}{P_n} = \frac{1}{8.02} \rightarrow P_n = 8.02 \text{ MN} = 8020 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 8020 = 5213 \text{ kN} > P_u = 2564 \text{ kN} \text{ (safe)}$$

$$A_{s,req} = 0.03 \times 60 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Select } \mathbf{12\phi 28} \text{ with } A_s = 12 \times 6.15 = \mathbf{73.8 \text{ cm}^2} > A_{s,req} = 72 \text{ cm}^2$$

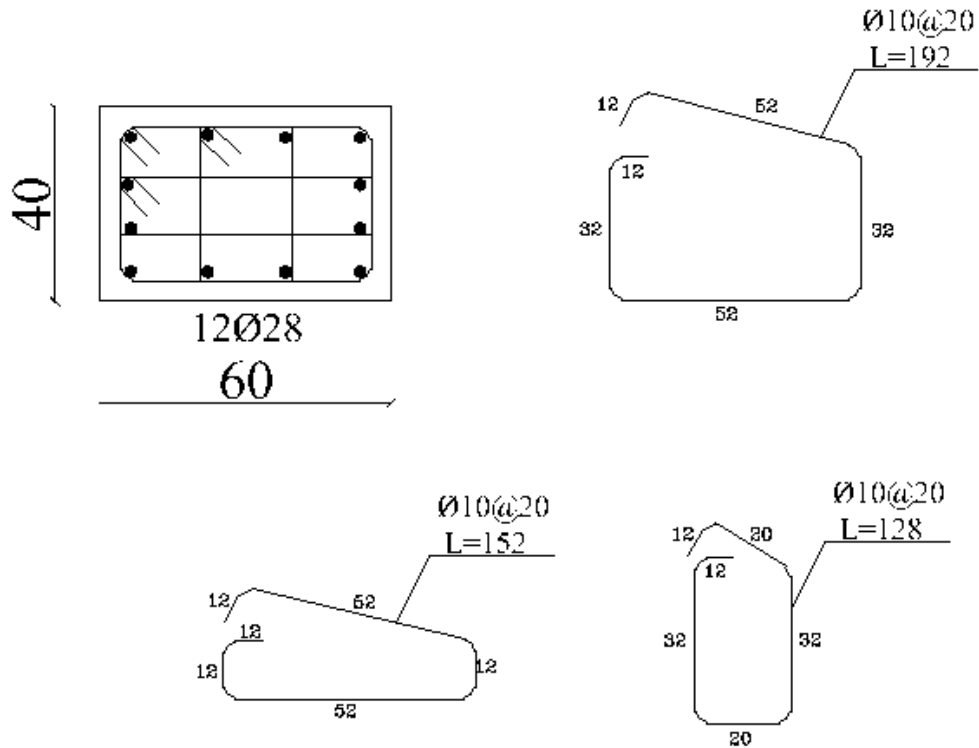


Figure (4-16): Column reinforcement section

4.10 Design of basement wall (BW1) :-

$F_c' = 35 \text{ MPa}$, $F_y = 420 \text{ MPa}$

4.10.1 Location of basement wall:

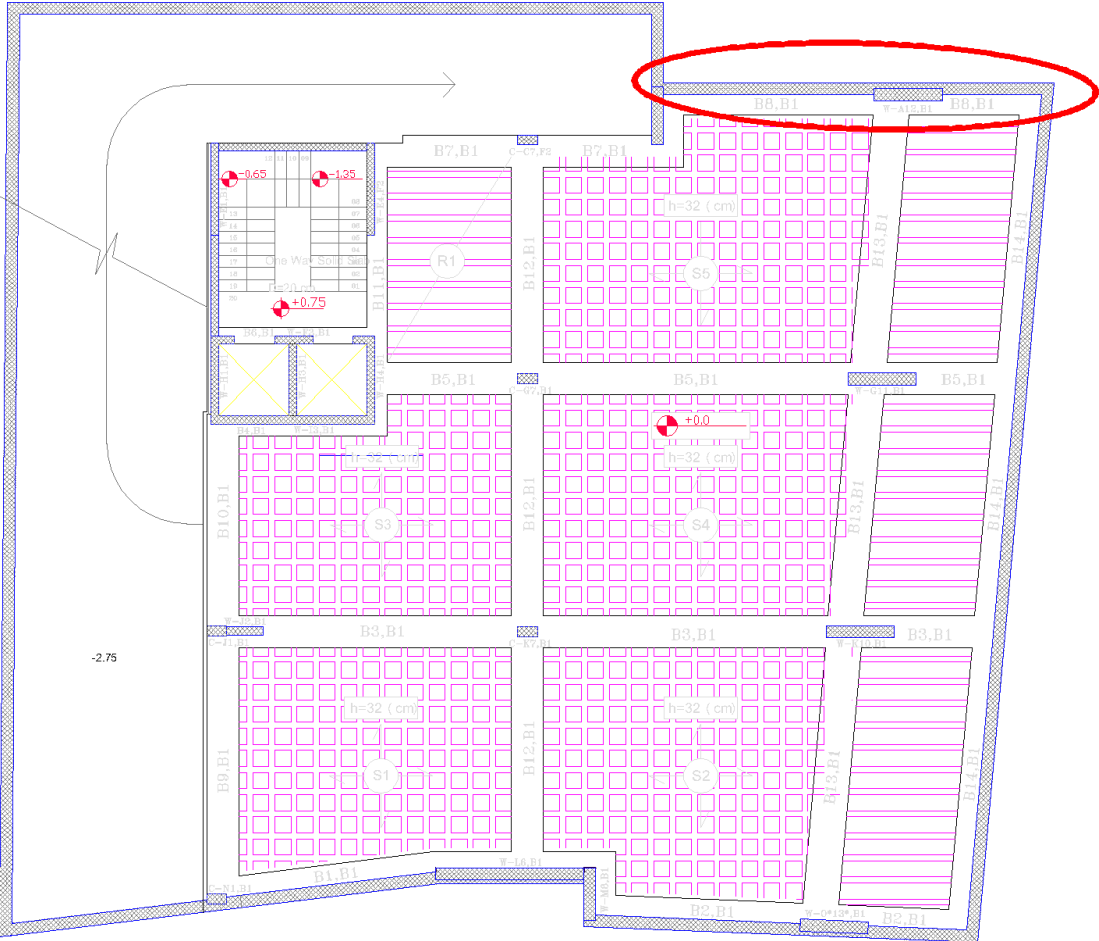


Figure (4-17): Basement wall location

4.10.2 Earth (static) pressure:

$$e_o = k_o \gamma_s h$$

$$k_o = 1 - \sin \phi = 1 - \sin (30) = 0.5$$

$$e_o = 0.5 \times 18 \times 3.04 = 27.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{part of live load} = k_o L = 0.5 \times 5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

4.10.3 System of basement wall:

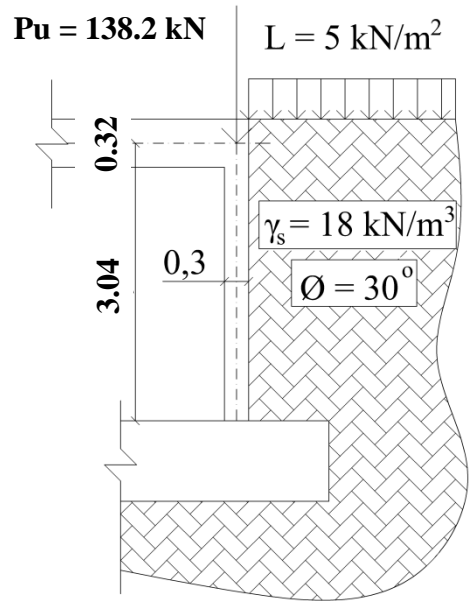
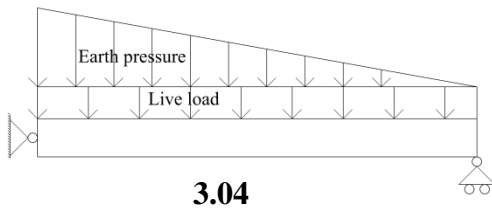
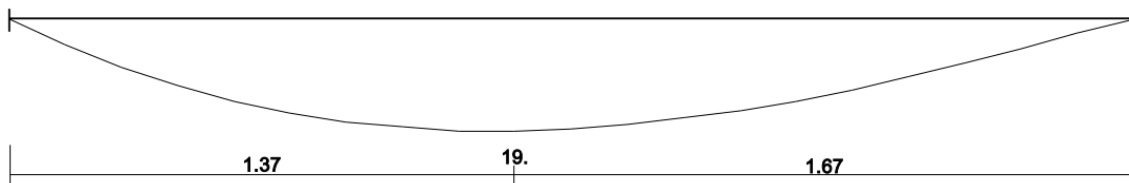


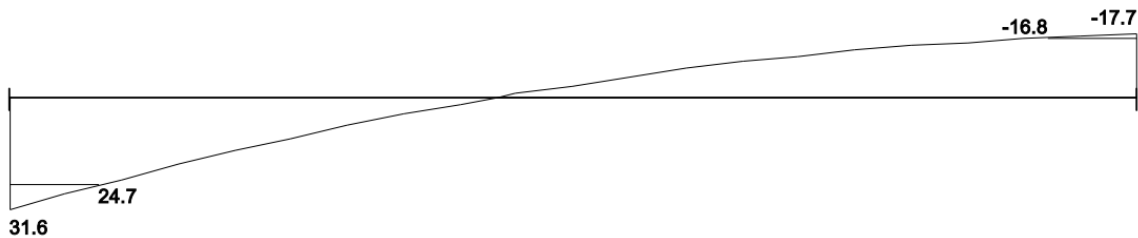
Figure (4-18): Section in basement wall

(using beamD software to analyze as simple beam we get maximum moment and shear values)

Maximum moment value:



Maximum shear value:



$$M_u = 1.6 \times 19 = 31 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 1.6 \times 31.6 = 51 \text{ kN}$$

4.10.4 Design of shear:

For 1 m length, Assume bar diameter Ø14 for reinforcement.

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

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{\sqrt{30}}{6} * 1.0 * 0.266 * 10^3 = \mathbf{182 \text{ kN}} > V_{u,\max} = 51 \text{ kN}\end{aligned}$$

4.10.5 Design of bending moment:

- **Vertical reinforcement of tension face (left side of wall):**

Design as rectangular section with $b = 1000 \text{ mm}$, $d = 266 \text{ mm}$, $M_u = 31 \text{ kN.m}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 * 35} = 14.1$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{(31/0.9) * 10^{-3}}{1.00 * (0.266)^2} = 0.5 \text{ MPa.}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * K_n * m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{14.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.5 * 14.1}{420}} \right) = 0.0012.\end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0012 * 100 * 26.6 = 320 \text{ mm}^2/\text{m.}$$

$$A_{s,\min} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 100 * 30 = \mathbf{360 \text{ mm}^2/\text{m}} > A_{s,\text{req}} = 320 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Select 4Ø12/m with $A_s = 4 * 113 = \mathbf{452 \text{ mm}^2} > A_{s,\text{req}} = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$

- **Vertical reinforcement of compression face (right side of wall):**

$$A_{s,\text{req}} = A_{s,\min} = 0.0012 * 100 * 30 = \mathbf{360 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Select 4Ø12/m with $A_s = 4 * 113 = \mathbf{452 \text{ mm}^2} > A_{s,\text{req}} = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$

- **Horizontal reinforcement:**

$$A_{s,\text{req}} \text{ for each face} = A_{s,\min} = 0.001 * 100 * 30 = \mathbf{300 \text{ mm}^2/\text{m}}$$

Select 5Ø10/m with $A_s = 5 * 78 = \mathbf{390 \text{ mm}^2} > A_{s,\text{req}} = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$

4.11 Design of staircase.

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

$$h_{\min} = L/20 = 3.7/20 = 0.185 = 18.5\text{cm}$$

Take $h_{\min} = 200\text{mm}$

4.11.1.2 Loads:

- Flight Dead Load computation:
 $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\text{rise}}{\text{run}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) = 32.5^\circ$

Table (4-5): Flight dead load calculations

Material	Quality density kN/m ³	Load kN/m
Tiles	23	$23 * (.17 + .35/.3) * .03 * 1 = 1.196$
Mortar	22	$22 * (.17 + .3/.3) * 0.02 * 1 = 0.68$
Stair steps	25	$25/.3 * (.17 * .3/2) * 1 = 2.125$
Reinforced concrete solid slab	25	$\frac{25 * .2 * 1}{\cos 32.5} = 6$
Plaster	22	$\frac{22 * .03 * 1}{\cos 32.5} = 0.78$
Total dead load kN/m		10.781

- Landing Dead Load computation:

Table (4-6): Landing dead load calculations

Material	Quality density kN/m ³	Load kN/m
Tiles	23	$23 * .03 * 1 = 0.69$
Mortar	22	$22 * 0.02 * 1 = 0.44$
Reinforced concrete solid slab	25	$25 * 0.25 * 1 = 6.25$
Plaster	22	$22 * 0.03 * 1 = 0.66$
Total dead load kN/m		8.04

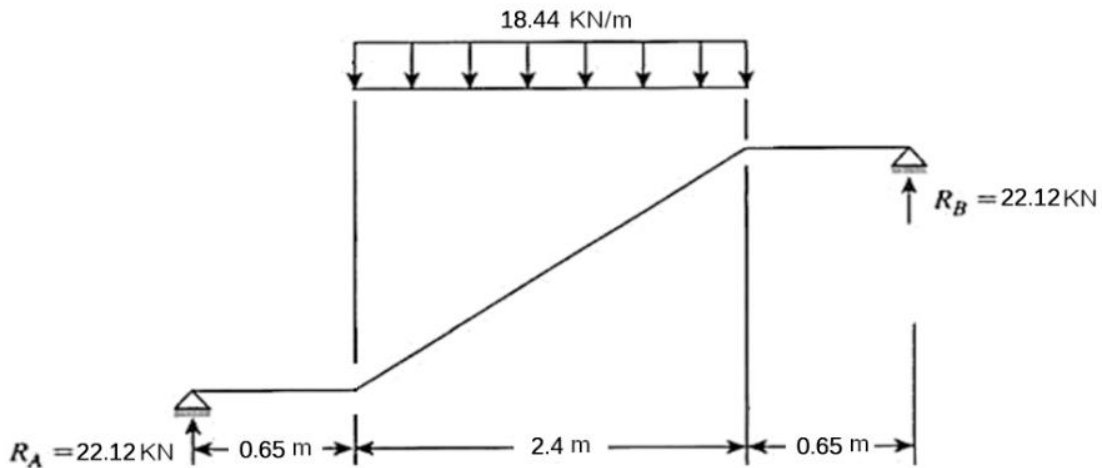
- Live Load: $LL = 4 \text{ kN/m}^2$
- Total factored Load: $W = 1.2 D + 1.6 L$

For flight $W = 1.2 * 10.04 + 1.6 * 4 = 18.44 \text{ kN/m}$

For landing $W = 1.2 * 8.04 + 1.6 * 4 = 16 \text{ kN/m}$

4.11.2 Design of slab S1:

Slab S1 is supported at the centerline of slabs S2 and S3.



The reaction at each end

$$R = WL/2 = 18.44 * 2.4 / 2 = 22.12 \text{ kN}$$

- Check for shear strength:
Assume bar diameter $\emptyset 14$ for main reinforcement.

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

Take the maximum shear as the support reaction $V_u = 22.12 \text{ kN}$

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} * 1000 * 173 * 10^{-3} = 158 \text{ kN for 1m strip}$$

$\emptyset = 0.75$ for shear.

$$\emptyset * V_c = 0.75 * 158 = 118.5 \text{ kN for 1m strip}$$

$$V_{u, \max} = 22.12 \text{ kN} < \frac{1}{2} \emptyset V_c = \frac{118.5}{2} = 59.25 \text{ kN}$$

The thickness of the slab is adequate enough.

- Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement:

$$Mu = 22.12 * (0.65 + 1.2) - 18.44 * 12^2/2 = 27.8 \text{ kN.m}$$

Assume bar diameter $\emptyset 14$ for main reinforcement. $d=173$.

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} = \frac{420}{0.85 * 30} = 16.5$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{(27.8/0.9) * 10^6}{1.00 * (0.173)^2} = 1 \text{ MPa.}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * K_n * m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1 * 16.5}{420}} \right) = 0.0024. \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b * d = 0.0024 * 100 * 17.3 = \mathbf{4.152 \text{ cm}^2}.$$

$$A_{s,\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2 < A_{s,\text{req}} = 4.152 \text{ cm}^2.$$

Select $3\emptyset 14/\text{m}$ with $A_s = 3 * 1.54 = \mathbf{4.62 \text{ cm}^2} > A_{s,\text{req}} = 4.152 \text{ cm}^2$.

$$s = \frac{1}{3} = 333 \text{ mm.}$$

(s) is the smallest of :

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

2. 450 mm.

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

Take $s = \mathbf{330 \text{ mm.}}$

- Temperature and shrinkage reinforcement.

$$A_{s(\text{Temperature and shrinkage})} = A_{s \min} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Select $3\emptyset 14/\text{m}$ with $A_s = 3 * 1.54 = \mathbf{4.62 \text{ cm}^2}$.

(s) for Temperature and shrinkage is the smallest of :

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

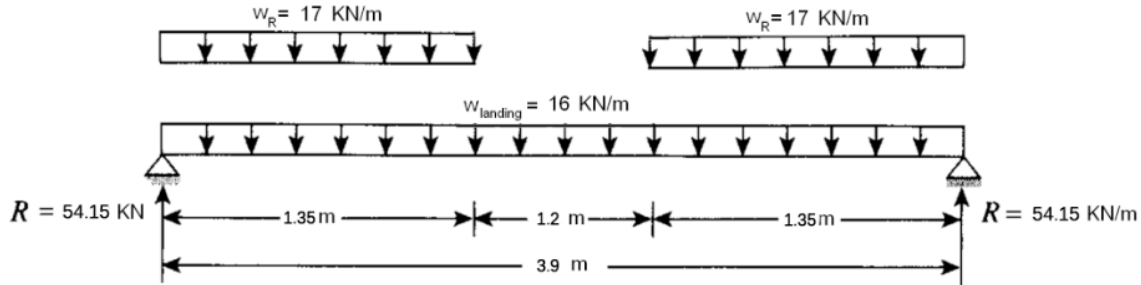
2. $\mathbf{450 \text{ mm.}}$ - control.

$$S = \mathbf{330 \text{ mm}} < S_{\max} = 450 \text{ mm.} \quad \text{ok}$$

4.11.3 Design of slab S2:

The reaction of the slab S1 is applied at the centerline of the slab S2. Since the width of S2 is , 1.3 m the reaction R will be distributed along this width. Thus the load per meter W_R equals

$$WR = \frac{Rs1(per\ meter)}{B} = \frac{22.12}{1.3} = 17\text{ kN/m.}$$



$$R = 16 * 3.9 / 2 + 17 * 1.35 = 54.15\text{ kN.}$$

- Check for shear strength:

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

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

Take the maximum shear as the support reaction $V_u = 54.15\text{ kN}$.

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c} * bw * d = \frac{1}{6} * \sqrt{30} * 1000 * 173 * 10^{-3} = 158\text{ kN for 1m strip}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 158 = 118.5\text{ kN for 1m strip}$$

$$V_{u,max} = 54.15 < \frac{1}{2} \phi V_c = \frac{118.5}{2} = 59.25$$

The thickness of the slab is adequate enough.

- Calculate the maximum bending moment at mid span and the steel reinforcement:

$$Mu = 54.15 * 2 - 16 * \frac{3.9^2}{2} - 17 * 1.35 \left(\frac{1.35}{2} + 0.6 \right) = 42.58 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 30} = 16.5$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{(42.58/0.9) * 10^6}{1.00 * (0.173)^2} = 1.5 \text{ MPa.}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * K_n * m}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16.5} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.5 * 16.5}{420}} \right) = 0.0036. \end{aligned}$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b * d = 0.0036 * 100 * 17.3 = \mathbf{6.228 \text{ cm}^2}.$$

$$A_{s,\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2 < A_{s,\text{req}} = 6.228 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Select } 3\text{Ø}14/\text{m} \text{ with } A_s = 5 * 1.54 = \mathbf{7.7 \text{ cm}^2} > A_{s,\text{req}} = 6.228 \text{ cm}^2.$$

$$s = \frac{1}{5} = 200 \text{ mm.}$$

(s) is the smallest of :

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

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

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

Take $s = \mathbf{200 \text{ mm}}$.

- Temperature and shrinkage reinforcement.

$$A_{s(\text{Temperature and shrinkage})} = A_{s \min} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Select } 3\text{Ø}14/\text{m} \text{ with } A_s = 3 * 1.54 = \mathbf{4.62 \text{ cm}^2}.$$

(s) for Temperature and shrinkage is the smallest of :

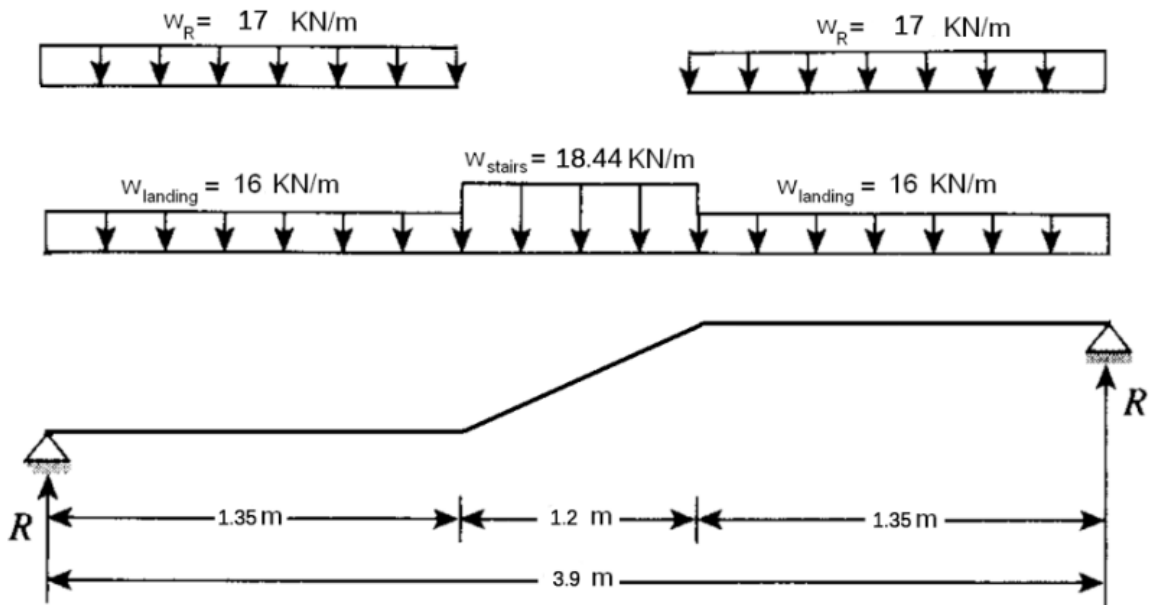
$$1. 5h = 5 * 200 = 1000 \text{ mm.}$$

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

$$\mathbf{S=330} < S_{\max} = 450 \text{ mm.} \text{ ok}$$

4.11.4 Design of slab S3:

Slab S3 is supported on the beams, the reaction of the slab S1 is applied at the middle of the Slab.



Design the slab S3 for flexure and shear as for slabs S1 and S2.

4.12 Design of shear wall (W – E4)

$$F_c' = 35 \text{ MPa} , F_y = 420 \text{ MPa} , \frac{\Delta h}{h_w} = 0.0072$$

4.12.1.1 Location of Shear wall:

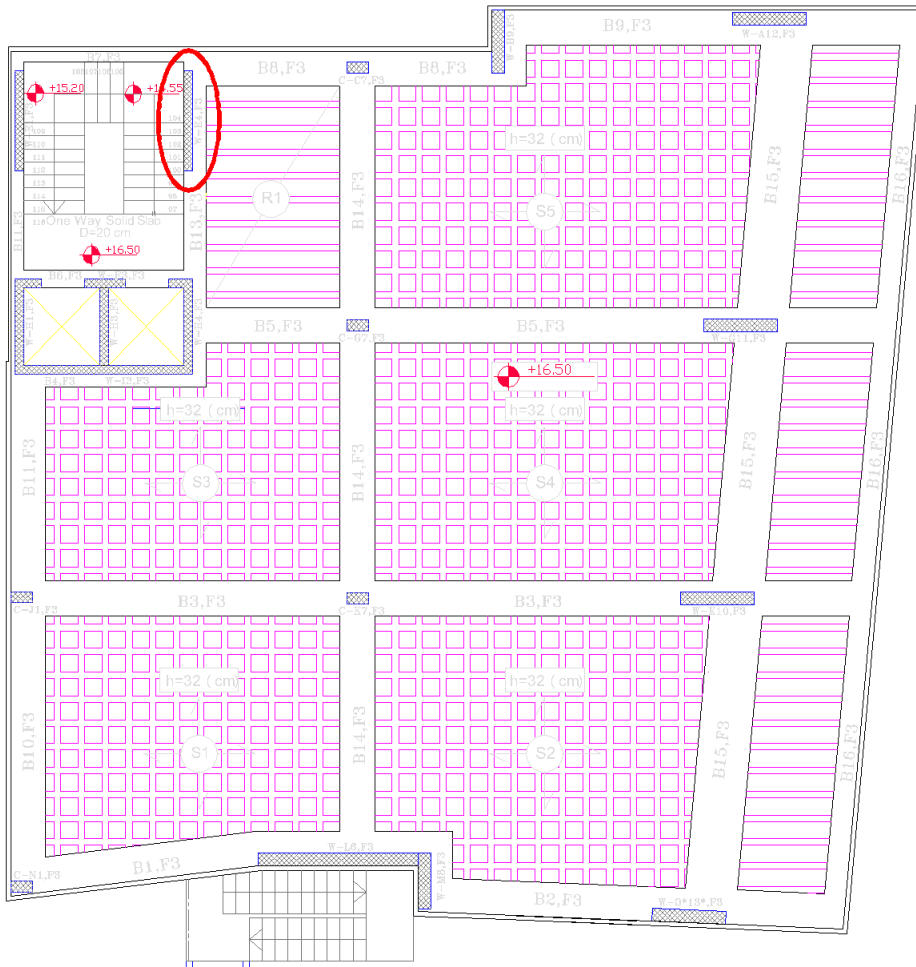


Figure (4-19): Shear wall location

shear wall shear and moment diagrams are shown below:

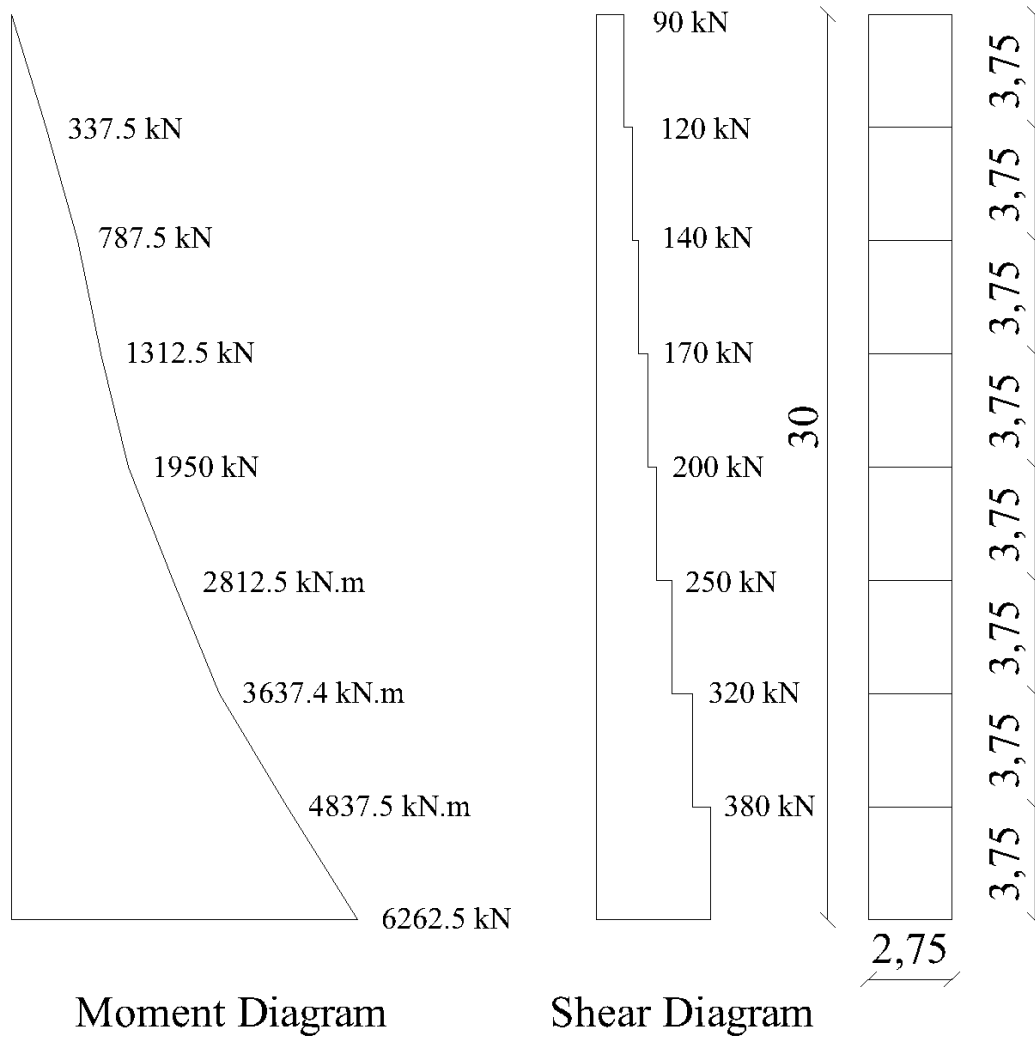


Figure (4-20): Shear wall moment & shear diagrams

4.12.1.2 Analysis:

Critical section of moment M_u at : $L_w/2 = 2.75/2 = 1.375$ m - control
or $H_w/2 = 30/2 = 15$ m

4.12.2 Design:

$D = 0.8 \times 2.75 = 2.2$ m - control

$O_r = 0.8 \times 30 = 24$ m

4.12.2.1 Design of shear force (design of horizontal reinforcement A_{vh})

$V_{u,max} = 380$ kN (at critical section)

Shear strength of concrete:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} h d = \frac{1}{6} \sqrt{35} * 200 * 2200 * 10^{-3} = 433.8 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.25 \sqrt{f_c'} h d + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.25 \sqrt{35} * 200 * 2200 + 0 = 650.7 \text{ KN}$$

M_{u1} at critical section = 5975.5 kN.m

$$V_c = \left[0.5 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left(\sqrt{f_c'} + 2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_{u1}}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] \frac{h d}{10}$$

$$V_c = \left[0.5 \sqrt{35} + \frac{2750(\sqrt{35}+0)}{\frac{5975.5 \times 10^6}{380 \times 10^3} - \frac{2750}{2}} \right] \frac{200 \times 2200}{10} = \mathbf{181 \text{ kN - control}}$$

$$\emptyset V_c + \emptyset V_s = V_u$$

$$V_s = (V_u / \emptyset) - V_c = (380/0.75) - 181 = \mathbf{326 \text{ kN}}$$

$$\frac{A_{vh}}{s} = \frac{V_s}{F_y d}$$

$$\frac{A_{vh}}{s} = \frac{326 \times 1000}{420 \times 2200} = 0.35$$

$$\left(\frac{A_{vh}}{s} \right)_{min} = 0.0025 \times 200 = \mathbf{0.5} - \text{control} > 0.35$$

$$S_{max} = \frac{L_w}{5} = \frac{275}{5} = 55 \text{ cm}$$

$$3xh = 3 \times 20 = 60 \text{ cm}$$

Avh for two layers

Select Ø10, $A_v = 2 \times 78 = 157 \text{ mm}^2$

$$\frac{Avh}{s} = 0.5, S = 157/0.5 = 314 \text{ mm}$$

Select $s = 250 \text{ mm} < 60 \text{ cm} < 55 \text{ cm}$

4.12.2.2 Design of uniform vertical reinforcement (Avv)

$$A_{vv} = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) \times \left(\frac{Avh}{sh \times h} - 0.0025 \right) \right] \times h \times sv$$

$$\frac{Avv}{sv} = (0.0025 + 0) \times 200 = 0.5$$

Select Ø10 for two layers with $A_{vv} = 157 \text{ mm}^2$

$$\frac{157}{sv} = 0.5, Sv = 314 \text{ mm}$$

Select $sv = 200 \text{ mm} < s_{max} = \frac{lw}{3} = 917 \text{ mm}$
 $< 3h = 600 \text{ mm}$
 $< 450 \text{ mm}$

4.12.2.3 Design of vertical steel in boundary Avb:

$M_u = M_{uv} + M_{ub}$

- Part of M_{uv} :

$$A_{sv} = 157 \times \frac{275}{20} = 2159 \text{ mm}^2$$

$$\frac{z}{lw} = \frac{1}{\left(2 + \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c' \times lw \times h}{A_{sv} \times f_y} \right)} = \frac{1}{\left(2 + \frac{0.85 \times 0.8 \times 35 \times 2750 \times 200}{2159 \times 420} \right)} = 0.061$$

$$M_{uv} = 0.9 \left[0.5 \times A_{sv} \times f_y \times L_w \left(1 - \frac{z}{2lw} \right) \right]$$
$$= 0.9 \left[0.5 \times 2159 \times 420 \times 2750 \left(1 - \frac{0.061}{2} \right) \right] = 1088 \text{ kN.m}$$

$$M_{ub} = M_u - M_{uv} = 6262.5 - 1088 = 5165 \text{ kN.m}$$

- Length of compression zone (x) location of neutral axis:

$$X > \frac{L_w}{600 \times \frac{\Delta h}{h}} = \frac{2750}{600 \times 0.0072} = \mathbf{637 \text{ mm}}$$

Length of boundary element:

$$LB > \frac{x}{2} = \frac{637}{2} = 318.5 \text{ mm} > x - 0.1 L_w = 637 - 0.1 \times 2750 = \mathbf{362 \text{ mm}}$$

Select $LB = 500$ mm

$$A_s'B = \frac{MuB/\phi}{f_y (lw-LB)} = \frac{(5165 / 0.9)10^6}{420 (2750-500)} = \mathbf{6072 \text{ mm}^2}$$

Select ~~200~~20 with $A_s = \mathbf{6280 \text{ mm}^2}$

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

١-٥ النتائج

٢-٥ التوصيات

١-٥ النتائج:

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

- ١- تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي قابلة للتغيير.
- ٢- إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .
- ٣- إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
- ٤- التعرف على العناصر الإنشائية ، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها ، وذلك ليتم تصميمها تصميماً جيداً يحقق الأمان و القوة الإنشائية.

٢-٥ التوصيات

- ١ . يجب أن يكون هناك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكامل إنشائياً ومعمارياً.
- 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 . إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
- ٥ . بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.
- ٦ . يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.