بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

تخصص هندسة مباني

اسم المشروع

التصميم الانشائي لمبنى مركز الاتصالات

فريق العمل

هناء محمد العيايدة

رنا كمال العيايدة

تقى اسماعيل الدودة

اشراف

د . نصر عبوشي

الخليل – فلسطين

٢٠١٤

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى مركز الاتصالات الفلسطينية في مدينة الخليل

فريق العمل

هناء محمد العيايدة

رنا كمال العيايدة

تقى اسماعيل الدودة

جامعة بوليتكنك فلسطين -2013

إشراف

د. نصر عبوشي

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الانشائي وإعداد المخططات الانشائية لمبنى مركز الاتصالات والذي يتألف من ثمانية طوابق والواقع في مدينة الخليل.

تم تصميم هذا المبنى بحيث يتوافق مع أحدث الطرز المعمارية ، وكذلك مراعاة سهولة الحركة من خلال وضع الادراج والمصاعد بشكل يسهل الحركة العمودية بين الطوابق .

إن الهدف الرئيسي من هذا المشروع هو اختيار أنظمة انشائية ملائمة تتفق وتنسجم مع الطرز المعمارية والوظيفية للمبنى بحيث يكون قادر على مقاومة الاحمال التي يتعرض لها المبنى كالأحمال الرأسية من الاحمال الحية والميتة بالإضافة الى الاحمال الافقية من أحمال الرياح والزلازل. وكذلك تصميم العناصر الأساسية لهذه الأنظمة الانشائية وذلك بتحديد الاحمال الواقعة على كل عنصر انشائي من العقدات والاعمدة والجسورة والاساسات وتصميم هذه العناصر بشكل كامل حسب متطلبات الكود المتبع وهو الكود الامريكي .

Abstract

Structural Design of Telecommunication center

Project Team

Han'a Mohammed Al-Ayaydeh Rana Kamal Al-Ayaydeh

Tuqa Ismail Al-Dawadeh

Palestine Polytechnic University 2013-2014

Supervisor

Dr. Nasr Abboushi

The main idea of this project is to do the structural design and preparation of construction plans for telecommunication center, which consist of eight stories and located in Hebron city.

This building was designed so that it complies with modern architectural styles through putting stairs and elevators to ease the movement between stories.

The main objective of the project is to choose appropriate structural systems fit with the functional and architectural styles of the building so that it was able to resist vertical loads from dead and live load, and horizontal load from wind and earthquake loads. The project contains the structural design for each member and it was designed according to the ACI-318-11 code.

Table of Contents

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة تقرير المشروع	ii
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	iii
صفحة الإهداء	iv
صفحة الشكر والتقدير	v
صفحة الملخص باللغة العربية	vi
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vii
صفحة قائمة الاختصارات	viii

الفصل الأول	المقدمة	١
١-١	المقدمة	٢
١-٢	تعريف عام بالمشروع	٢
١-٣	أسباب اختيار المشروع	٣
١-٤	أهداف المشروع	٣
١-٥	مشكلة البحث(المشروع)	٤
١-٦	نطاق المشروع (حدود المشروع)	٤
١-٧	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع	٤

الفصل الثاني	الوصف المعماري	٥
٢-١	مقدمة	٦
٢-٢	لمحة عن المشروع	٦
٢-٣	موقع المشروع	٦
٢-٣-١	أهمية الموقع	٧
٢-٣-٢	حركة الشمس والرياح	٨
٢-٣-٣	العناصر المعمارية	٩
٢-٤	وصف المساقط الأفقية	٩

٢-٤-١	طابق الكراجات	١٠
٢-٤-٢	طابق التسوية	١١
٢-٤-٣	الطابق الأرضي	١٢
٢-٤-٤	الطابق الأول	١٣
٢-٤-٥	الطابق الثاني	١٤
٢-٤-٦	الطابق الثالث	١٥
٢-٤-٧	الطابق الرابع	١٦
٢-٤-٨	الطابق الخامس	١٧
٢-٤-٩	الطابق السادس	١٨
٢-٥	وصف الواجهات	١٩
٢-٥-١	الواجهة الشمالية	١٩
٢-٥-٢	الواجهة الجنوبية	٢٠
٢-٥-٣	الواجهة الشرقية	٢١
٢-٥-٤	الواجهة الغربية	٢٢
٢-٦	وصف الحركة	٢٣

الفصل الثالث:	الوصف الإنشائي	٢٤
٣-١	مقدمة	٢٥
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	٢٥
٣-٣	مراحل التصميم الانشائي	٢٥
٣-٤	الأحمال	٢٦
٣-٤-١	الأحمال الميتة	٢٦
٣-٤-٢	الأحمال الحية	٢٦
٣-٤-٣	الأحمال البيئية	٢٧
٣-٤-٣-١	أحمال الرياح	٢٧
٣-٤-٣-٢	أحمال الثلوج	٢٧
٣-٤-٣-٣	أحمال الزلازل	٢٨
٣-٥	الدراسات الجيوتقنية	٢٨
٣-٦	العناصر الانشائية	٢٨
٣-٦-١	العقدات	٢٩
٣-٦-١-١	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٣٠

٣٠	عقدات العصب ذات الاتجاهين	٣-٦-١-٢-
٣١	العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٣-٦-١-٣
٣٢	العقدة المسطحة	٣-٦-١-٤
٣٣	الأدراج	٣-٦-٢
٣٤	الجسور	٣-٦-٣
٣٥	الأعمدة	٣-٦-٤
٣٦	جدران القص	٣-٦-٥
٣٧	الأساسات	٣-٦-٦
٣٨	الجدران الاستنادية	٣-٦-٧
٣٨	البرامج التي تم استخدامها	٣-٧

٣٩	Structural Design & Analysis	Chapter 4
40	Introduction	4.1
40	Factored Loads	4.2
41	Determination of slab thickness	4.3
41	Determination of slab thickness for one way ribbed slab	4.3.1
٤١	Load calculations	4.4
٤٣	Design of topping	4.5
٤٥	Design of rib 11	4.6
٤٧	Design of positive moment of rib 11	4.6.1
٤٨	Design of negative moment of rib 11	4.6.2
٤٩	Design of shear of rib 11	4.6.3
51	Design one way solid slab	4.7
٥٢	Load calculations	4.7.1
٥٤	Design of slab	4.7.2
٥٨	Design of beam	4.8
٥٨	Design of flexure of beam 2,UG	4.8.1
٦١	Design of negative moment	4.8.2
٦٣	Design of positive moment	4.8.3

٦٤	Design of shear of beam	4.8.4
٦٦	Design of column(C05)	4.9
٦٨	Design of isolated footing of C(23,36)	4.10
٦٨	Load calculations	4.10.1
٦٨	Determination of Footing Area	4.10.2
٦٨	Determine the depth of footing based on shear strength	4.10.3
٦٩	Design for Bending Moment	4.10.4
٧٠	Development Length of main Reinforcement	4.10.5
٧١	Design of dowels	4.10.6
٧١	Isolated Footing Detail	4.10.7
٧٢	Design of basement wall	4.11
٧٥	Design of the Vertical reinforcement	4.11.1
٧٥	Design of the Horizontal reinforcement	4.11.2
٧٦	Design of Shear wall	4.12
٧٦	Calculation of shear force on shear walls	4.12.1
٧٧	Shear Wall Design Parameters	4.12.2
٧٨	Design of the Horizontal reinforcement	4.12.3
٧٨	Design by using Reinforced concrete:	4.12.4
٧٨	Design of shear	4.12.5
٧٩	Design of the Vertical reinforcement	4.12.6
٧٩	Design of bending moment	4.12.7
٨١	Design of stairs	4.13
٨٢	Load calculations	4.13.1
٨٣	Design of Shear	4.13.2
٨٤	Design of Bending Moment	4.13.3

4.13.4	Secondary reinforcement	٨٥
4.13.5	Stairs detail	٨٥

الفصل الخامس:	الملحقات	٨٦
٥-١	النتائج	٨٧
٥-٢	التوصيات	٨٨
٥-٣	المصادر والمراجع	٨٨

فهرس الجداول

جدول (١-١)	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٣	٤
جدول (٣-١)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	26
جدول (٣-٢)	الأحمال الحية	27
جدول (٣-٣)	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	28
جدول (٤-١)	Dead load calculation of one-way rib slab	42
جدول (٤-٢)	Dead load calculation of topping	43
جدول (٤-٣)	Dead load calculation of beam	51

فهرس الأشكال

شكل (٢-١)	قطعة الأرض والبناء المقترح	٧
شكل (٢-٢)	قطعة الأرض واتجاه الرياح	٨
شكل (٢-٣)	قطعة الأرض وحركة الشمس	٩
شكل (٢-٤)	مخطط الكراجات	١٠
شكل (٢-٥)	مخطط طابق التسوية	١١
شكل (٢-٦)	مخطط الطابق الأرضي	١٢
شكل (٢-٧)	مخطط الطابق الأول	١٣
شكل (٢-٨)	مخطط الطابق الثاني	١٤
شكل (٢-٩)	مخطط الطابق الثالث	١٥
شكل (٢-١٠)	مخطط الطابق الرابع	١٦
شكل (٢-١١)	مخطط الطابق الخامس	١٧
شكل (٢-١٢)	مخطط الطابق السادس	١٨

شكل (٢-١٣)	الواجهة الشمالية	١٩
شكل (٢-١٤)	الواجهة الجنوبية	٢٠
شكل (٢-١٥)	الواجهة الشرقية	٢١
شكل (٢-١٦)	الواجهة الغربية	٢٢
شكل (٢-١٧)	مقطع يبين بعض انواع الحركة	٢٣
شكل (٣-١)	بعض العناصر الانشائية للمبنى	٢٩
شكل (٣-٢)	العقدة ذات العصب بالاتجاه الواحد	٣٠
شكل (٣-٣)	العقدة ذات العصب بالاتجاهين	٣١
شكل (٣-٤)	العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٣٢
شكل (٣-٥)	العقدة المسطحة	٣٣
شكل (٣-٦)	الدرج	٣٤
شكل (٣-٧)	أنواع الجسور المستخدمة في المبنى	٣٥
شكل (٣-٨)	أنواع الأعمدة المستخدمة في المبنى	٣٦
شكل (٣-٩)	جدار المقاومة لقوى القص	٣٦
شكل (٣-١٠)	الأساسات	٣٧
شكل (٣-١١)	الجدار الاستنادي	٣٨
شكل (٤-١)	One -way solid slab	٤٢
شكل (٤-٢)	Topping of slab	٤٣
شكل (٤-٣)	Rib location in Underground floor slab	٤٥
شكل (٤-٤)	Geometry of rib (11)	٤٥
شكل (٤-٥)	Moment Envelop for rib (11)	٤٦
شكل (٤-٦)	Shear Envelope for rib (11)	٤٦
شكل (٤-٧)	loading of Rib	٤٦
شكل (٤-٨)	Solid slab	٥١
شكل (٤-٩)	Spans Length and loads of One way solid slab	٥٣
شكل (٤-١٠)	Moment and shear diagram	٥٣
شكل (٤-١١)	Beam location in Underground floor slab	٥٨
شكل (٤-١٢)	Support reaction of rib (11)	٥٩
شكل (٤-١٣)	Geometry of Beam	٦٠
شكل (٤-١٤)	Loading of Beam	٦٠
شكل (٤-١٥)	Moment envelop for Beam	٦١
شكل (٤-١٦)	Shear envelop for Beam	٦١
شكل (٤-١٧)	Isolated Footing Detail	٧٢

شكل (٤-١٨)	Load on Basement Wall	٧٣
شكل (٤-١٩)	Loads & Shear/Moment envelope for basement wall	٧٤
شكل (٤-٢٠)	Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.	٧٧
شكل (٤-٢١)	Stairs plan	٨١
شكل (٤-٢٢)	Loads on stairs	٨٣
شكل (٤-٢٣)	shear Envelope of stair	٨٣
شكل (٤-٢٤)	Moment Envelope of stair	٨٤
شكل (٤-٢٥)	Stair Section	٨٥

List of Abbreviations

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

- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** – width of beam or rib.
- **Wu** – factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الفصـــــــل الأول

1-1 المقدمة.

١-٢ تعريف عام بالمشروع .

١-٣ أسباب اختيار المشروع .

1-4 أهداف المشروع.

١-٥ مشكلة البحث (المشروع) .

1-6 نطاق المشروع (حدود المشروع).

1-7 المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.

1-1 المقدمة

دأب الإنسان منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف و التجاويف الصخرية المحيطة به ، ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه ، و التكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه ، فاستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين ، وصولا إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حاليا في البناء .

واستجابة لمتطلبات التقدم والتطور بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة و الخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات و المدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية، الخ...

وحيث ان مشروعنا يتمحور حول مركز اتصالات ،واليكم نبذة مختصرة عن مراكز الاتصالات:

في محاولة الانسان للتغلب على المسافة وتأثير الموقع توصل الى فكرة إنشاء مراكز الاتصالات، فكان الهدف من إنشاء هذه المراكز هو توفير وتسهيل وسائل الاتصال بأحدث التقنيات ،ولقد ساعدت ثورة الاتصالات على ابراز النواحي الايجابية والمميزات الهائلة لثورة الحاسبات ذات السرعات العالية ،والقدرات التخزينية الكبيرة ،والقدرة المتقدمة على التعامل مع البيانات الرقمية ،وهذه الثورة كانت نتيجة حتمية لثورة المعلومات.

مركز الاتصالات هو المكتب المركزي لتلقي وايصال العديد من الطلبات المقدمة عبر الهاتف ،حيث يقوم مركز الاتصالات بعمل المكالمات الصادرة للتسويق بالهاتف و التعامل مع العملاء وتقديم خدمات المنتجات.

1-2 تعريف عام بالمشروع :

المشروع عبارة عن مركز اتصالات يقع في مدينة الخليل في منطقة دائرة السير ، يتكون المبنى من ستة طوابق ، بالاضافة الى طابقي ارضي وتسويه ، على مساحة قطعة ارض ٣٠٠٠ متر مربع ، ومساحة بناء الطابق تحت الارضي مكرر إلى الطابق الخامس ١٦٠٣ متر مربع ومساحة الطابق السادس ٢٠٣ متر مربع.

1-3 أسباب اختيار المشروع:

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

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه مركز اتصالات، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي -:

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع -:

١.الحاجه لبناء مراكز اتصالات نظرا لقلتها في مدينة الخليل.

٢. الرغبة في أن يكون مشروع التخرج مشروعاً حيوياً قابلاً للتنفيذ.

٣.الحاجة إلى تجميع المعلومات الإنشائية، وتطبيقها في مشروع إنشائي تتنوع فيه العناصر الإنشائية.

٤.لانه جزء من متطلبات انهاء درجة البكالوريوس.

الأسباب الشخصية -:

١.رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائيا .

٢.الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقاتالمدروسة، وتطبيق ذلك فعليا في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد .

4-أهداف المشروع-:

أهداف معمارية -:

مثل هذه المشاريع الكبيرة تلفت نظر وانتباه المواطنين والزوار والسياح ,لذلك يجب التركيز الجيد على النواحي المعمارية .فمن خلال هذه المشاريع يستطيع المعماري أن يجعل منها حدثا تاريخيا من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات ,ويكون للمراكز البحثية طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق المعماري ,وهذا يدل على تطور المدينة وحضارتها .

٢-أهداف انشائية -:

١. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.

٢. العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع متكامل .

٣. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

و بذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

1-5 مشكلة البحث (المشروع)-:

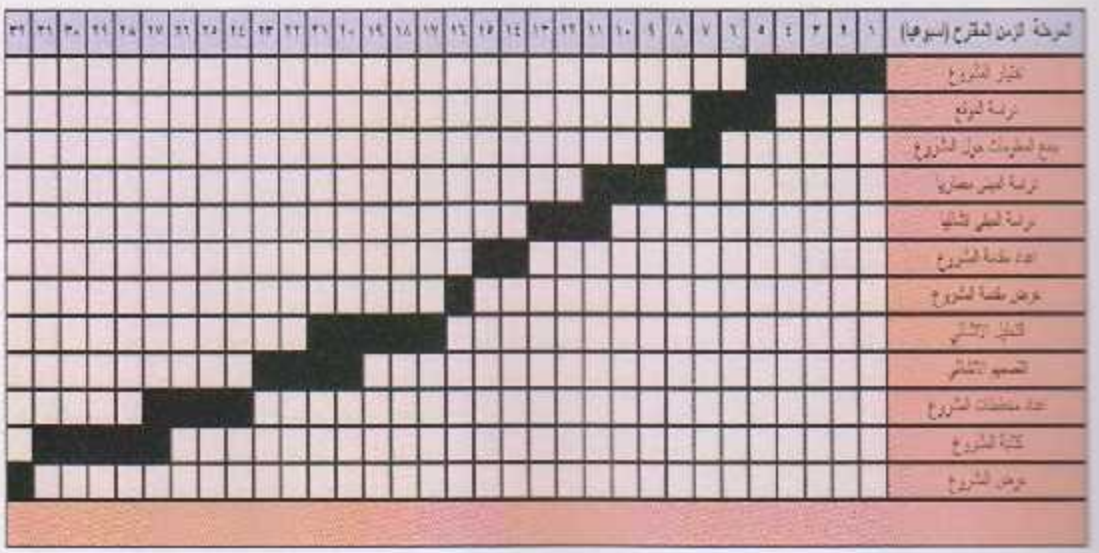
تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمبنى مركز الاتصالات ,وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ ,بتحديد الأحمال الواقعة عليه ,ومن ثم تحديد أبعاده وتصميم التسليح اللازم له مع الأخذ بعين الاعتبار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

1-6 نطاق المشروع (حدودالمشروع):

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة لمختلف العناصر الإنشائية في المباني الموجودة على تنوعها، لتتكامل هذه التصاميم مع التصاميم المعمارية المعدة مسبقا.

1-7المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع:

يبين الجدول رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل خلال الفصل الدراسي الثاني .



الجدول : (1-1) المخطط الزمني للمشروع

الفصـــــــــل الثاني

الوصف المعماري

٢-١ المقدمة .

٢-٢ لمحة عن المشروع .

٢-٣ موقع المشروع .

٢-٣-١ أهمية الموقع.

٢-٣-٢حركة الشمس والرياح .

٢-٣-٣ العناصر المعمارية .

٢-٤وصف المساقط الأفقية .

٢-٥ وصف الواجهات .

٢-٦ وصف الحركة .

٢-١ المقدمة

ان الوصف المعماري هو حاجة وضرورة للمساعدة في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى ، و ذلك طبقا لاستخداماته والحاجه التي دفعت لا نشائه ، ومن اهم ما يميز مراكز الاتصالات في تصميها ، هوربط العالم مع بعضه البعض،حتى يغدو العالم كقرية صغيرةوادراك البشر اهمية الاتصال لاستمرار حياتهم وتحقيق مصالحهم المختلفة وتوحيد جهودهم وترابط مجموعاتهم وتنظيم أنشطتهم وتطور أنماط حياتهم.

ولا بد ان يتوفر في مراكز الاتصالات على اختلاف مستوياتها ، وتصنيفاتها اقسام تتعلق بخدمات الجمهور واقسام تتعلق بالخدمات التقنية والمعلوماتية وقسم الادارة العامة وقسم الادارة المالية وقسم المبيعات وقسم العلاقات الخارجية والقسم التسويقي وقسم الموارد البشرية ومواقف للسيارات وكافتيريا ومطعم ، هذا بالإضافة الى المكاتب وقاعات الانتظار .

ان بناء مركز اتصالات هو مثل اي عملية بناء لا بد ان يمر بعدة مراحل ، وهو مشابه لمراحل البناء المعهودة ، مع مراعاة بعض الخصوصية التي تتطلبهاالمنشأة ، فعادة ما نبدأ بالتصميم المعماري ، الذي يهتم بالمبنى من الناحية الجمالية و توزيعات الوظائف ، واستخدامات الكتل المعمارية والابعاد المناسبة للكتل وفقا للوظيفةالمعماريةالمطلوبة ، ولا بد ان يراعى في التصميم مواضيع اخرى ذات اهمية مثل : الإنارة الجيدة ، ووسائل تهويه صحية والحركة .

بعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري ، نبدأ بالمرحلة الثانية وهي مرحلة التصميم الانشائي ، وخلال هذه المرحلة تحديد العناصر الانشائية وابعادها وخصائصها ، وذلك اعتمادا على احمال المبنى و طبيعة استخدامه مراعيا نقل الاحمال عبر العناصر الإنشائية الى الاساسات الحاملةوالتربة .

٢-٢ لمحة عن المشروع

المشروع هو عبارة عن مركز اتصالات يقع في مدينة الخليل في منطقة دائرة السير ، وصمم هذا المركز ليكون شاملا للمتطلبات الوظيفية المعمارية المذكورة انفا ، وقد تم الحصول على هذه المخططات من قبل دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في جامعة بوليتكنيك فلسطين ، ليتسنى لنا عمل التصميم الانشائي واعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تشملها المبنى ، والمشروع من اعداد : نوفين القواسمة وندى الكروري ، واشراف : الدكتور غسان الدويك .

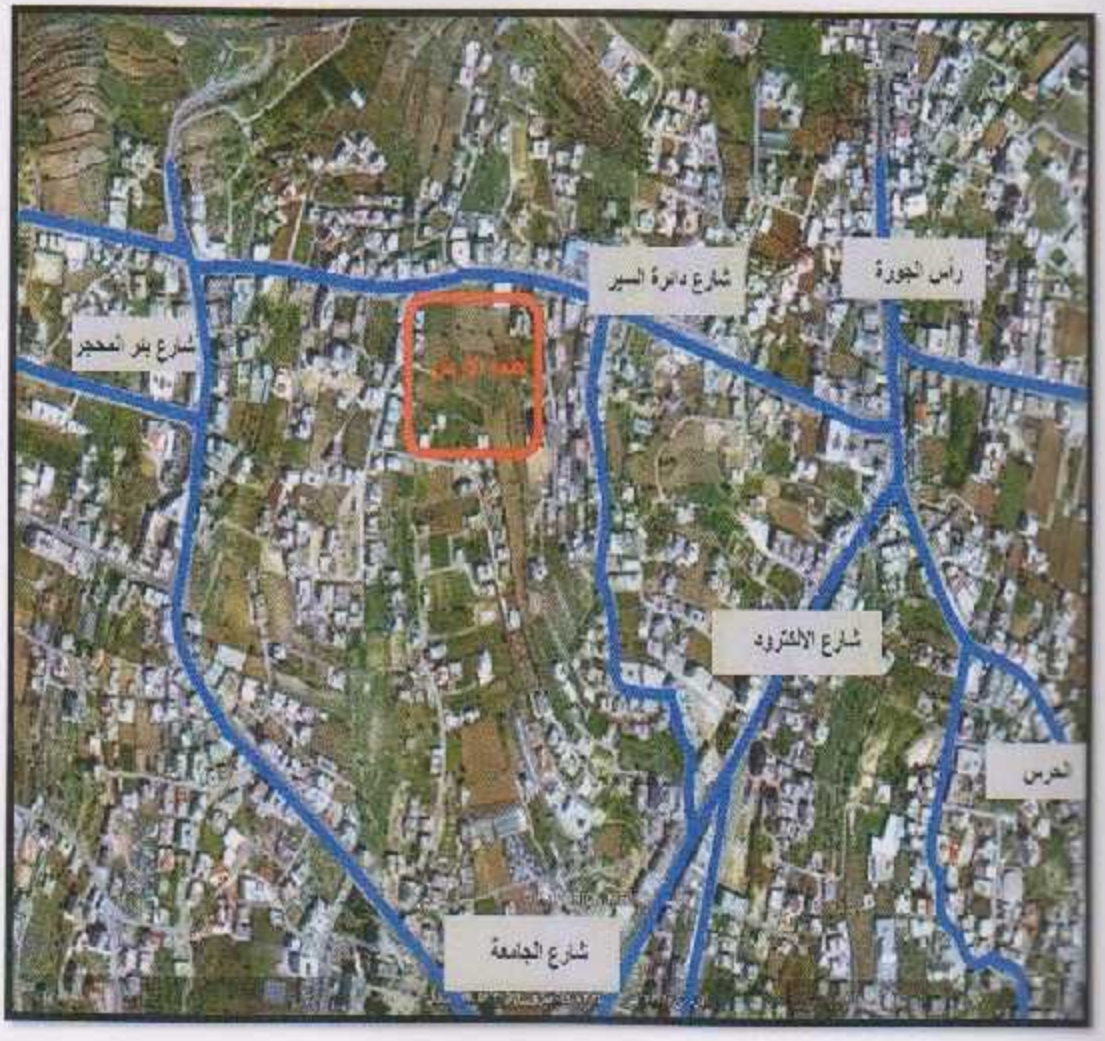
يتكون المبنى من ستة طوابق ، بالإضافة الى طابقي الارضي والتسوية ، على مساحة قطعة ارض ٣٠٠٠متر مربع ، ومساحة بناء

٢-٣ موقع المشروع

لتصميم اي مشروع فانه ينبغي دراسة الموقع المراد الانشاء فيه بعناية فائقة ، مراعيا بذلك الموقع الجغرافي وتأثير الظروف المناخية السائدة في المنطقةبحيث تصان العناصر القائمةوتتآلف وتتناغم مع التصميم المقترح .

كذلك يجب اعطاء فكره عامه عن عناصر الموقع من توضيح لمقاسات الارض المقترحة للبناء ، وعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة ، ارتفاع المباني المحيطة ، واتجاه الرياح السائدة والصحيح مسار الشمس .

قطعة الارض غير منتظمة الشكل ، تبلغ مساحتها تقريبا ٣١ دونم ، تقع في منطقة دائرة السير ، بالقرب من مدخل المدينة / منطقة رأس الجورة ، وقد تماشى شكل المشروع المنوي انشاءه مع قطعة الارض مراعيا التصميم واخذا بعين الاعتبار الحاجه الى وجود موقف خاص للسيارات ، وحركة السير القوية على الشارع المجاور .



صورة (٢-١) : صورة تبين الموقع العام لقطعة الارض .

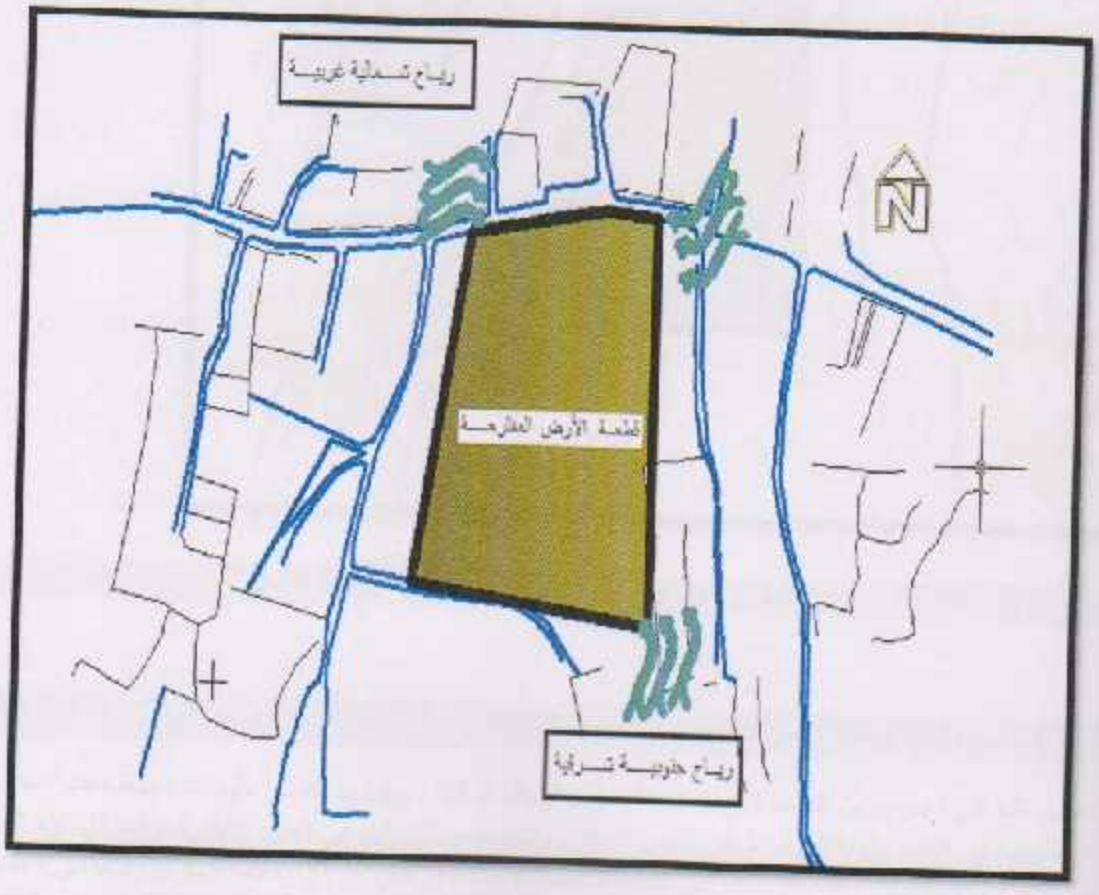
٢-٣-١ اهمية الموقع

قطعة الأرض تقع شمال مدينة الخليل في منطقة دائرة السير بمحاذاة الشارع الرئيسي . حيث أن هذه المنطقة تتميز بارتفاعها وإطلالتها المميزة، تبلغ مساحة القطعة حوالي (٣٠٠٠ م٢)، حيث تكفي لإقامة المشروع عليها، وتبلغ ارتفاعها حوالي (٩٠٠م) عن سطح البحر، ويقدر ميلها بـ (١٠%)، كما أن الموقع يقع بالقرب من مدخل المدينة الشمالي، وبالتالي يسهل

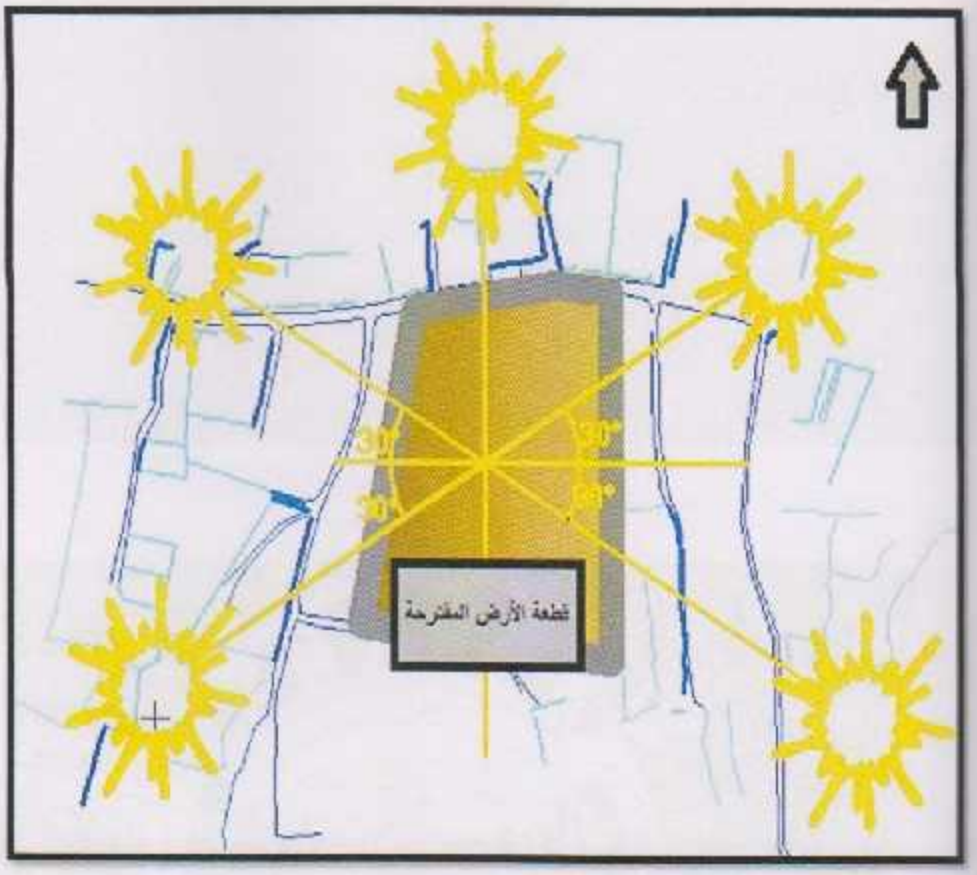
الوصول إليه من خلال الطرق المفتوحة على مدخل المدينة، بما يوفر الاتصال مع المدن الشمالية . وتعتبر المنطقة ذات تجمع سكاني، وتتوفر خدمات الماء والكهرباء والبنية التحتية في الموقع نفسه.

٢-٣-٢ حركة الشمس والرياح

تعتبر حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى ، فيجب مراعاة تأثير الشمس والرياح على المبنى ليتسنى تصميمه الى فراغات تتناسب و توجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والاضاءة الطبيعية .



صورة (٢-٢) : صورة تبين قطعة الارض واتجاه الرياح .



صورة (٢-3) : صورة تبين قطعة الارض وحركة الشمس .

٢-٣-٣ العناصر المعمارية

مدينة الخليل تقع الى الجنوب من الضفة الغربية محاطه بقمم الجبال العالية ، وهذا ما اكسبها مقومات معينة جعلها تتحكم بالبوابة الطبيعية من النقب جنوبا الى مرتفعات القدس شمالا ، وشهدت مدينة الخليل في العقود الأخيرة تزايدا في عدد السكان ، وفي عدد الأبنية و المنشآت ، وهذا بالإضافة الى طبيعة نشاطها الاقتصادي الذي هو في معظمه تجاري وصناعي ، مما اكسب طرازها المعماري طرازا فريدا يتماشى مع طبيعتها .

٢-٤ وصف المسقط الأفقية

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد على الشكل المستطيل والشكل الدائري وهذا محكوم بطبيعة قطعة الارض و موقعها في مدخل المدينة وتبلغ مساحة البناء متر مربع وهي موزعة على طابق تسوية وطابق ارضي و ستة طوابق كالتالي :

٢-٤-١ طابق الكراجات

يستخدم هذا الطابق كموقف للسيارات بطريقة سهلة ومريحة وبدون وجود اي عوائق ، وعقدة طابق الكراجات منفصلة عن عقدة طابق التسوية

صورة (٢-٤) : مسقط الكراجات .

٢.٤.٣ طابق التسوية

مساحة هذه الطابق هي ١٦٠٢ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- قسم المستودعات والمقاسم .
- مخازن .
- غرفة كهرباء .
- مكاتب .
- بئر ماء (٥.٨١ * ١١.٤٤ * ٣.٦٠) .

طريقة الوصول :

- من خلال مدخل.
- من خلال الادراج الداخلية .

صورة (٢-٥) : مسقط طابق التسوية .

٢-٢-٣الطابق الارضي

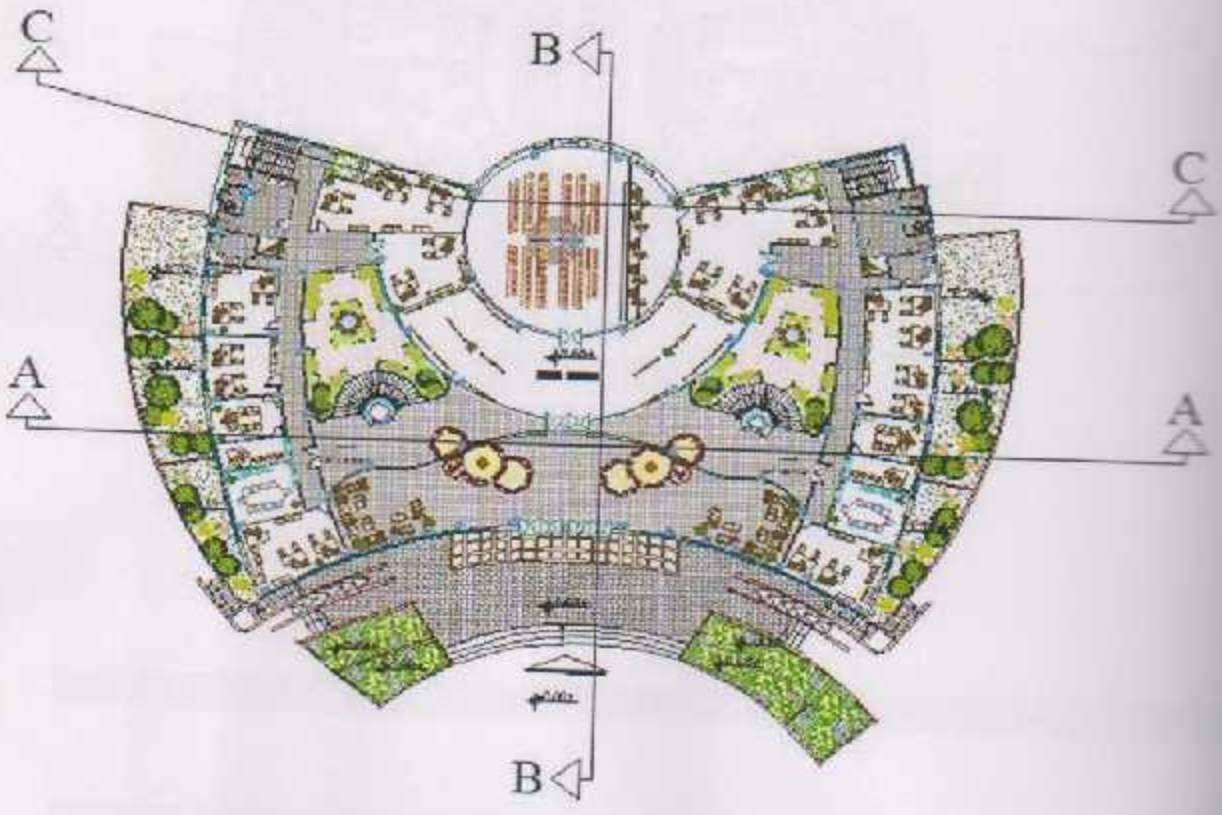
مساحة هذا الطابق ١٦٠٢ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- قسم (Call Center)خدمات الزبائن.
- المعرض الدائم .
- خدمات الجمهور .
- مكاتب .

طريقة الوصول :

- المدخل الرئيسي للمركز .
- مصاعد كهربائية
- الادراج .



صورة (٢-٦) : مسقط الطابق الارضي .

٢-٤-٤ الطابق الاول

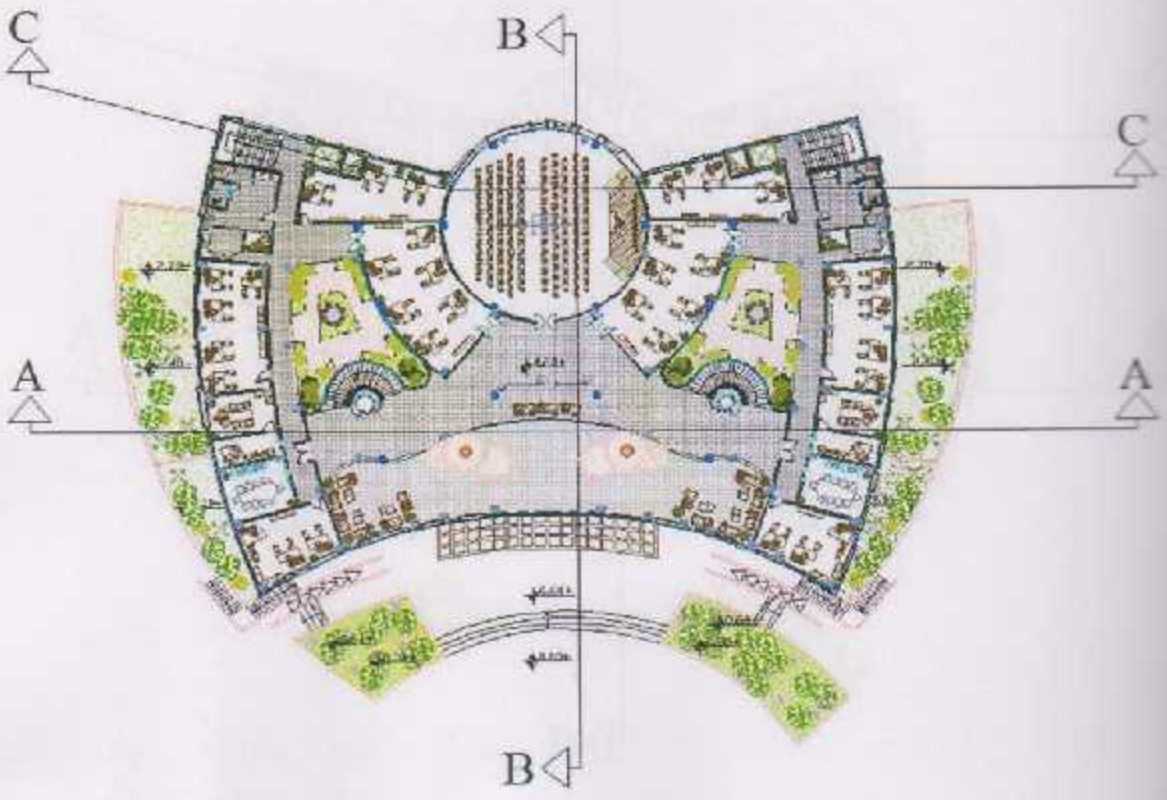
مساحة هذا الطابق ١٦٠٢ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- قاعة متعددة الاغراض.
- عدد من المكاتب .
- القسم التقني.

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .
- مصاعد كهربائيه .



صورة (٢-٧) : مسقط الطابق الاول .

٢-٤-٥ الطابق الثاني

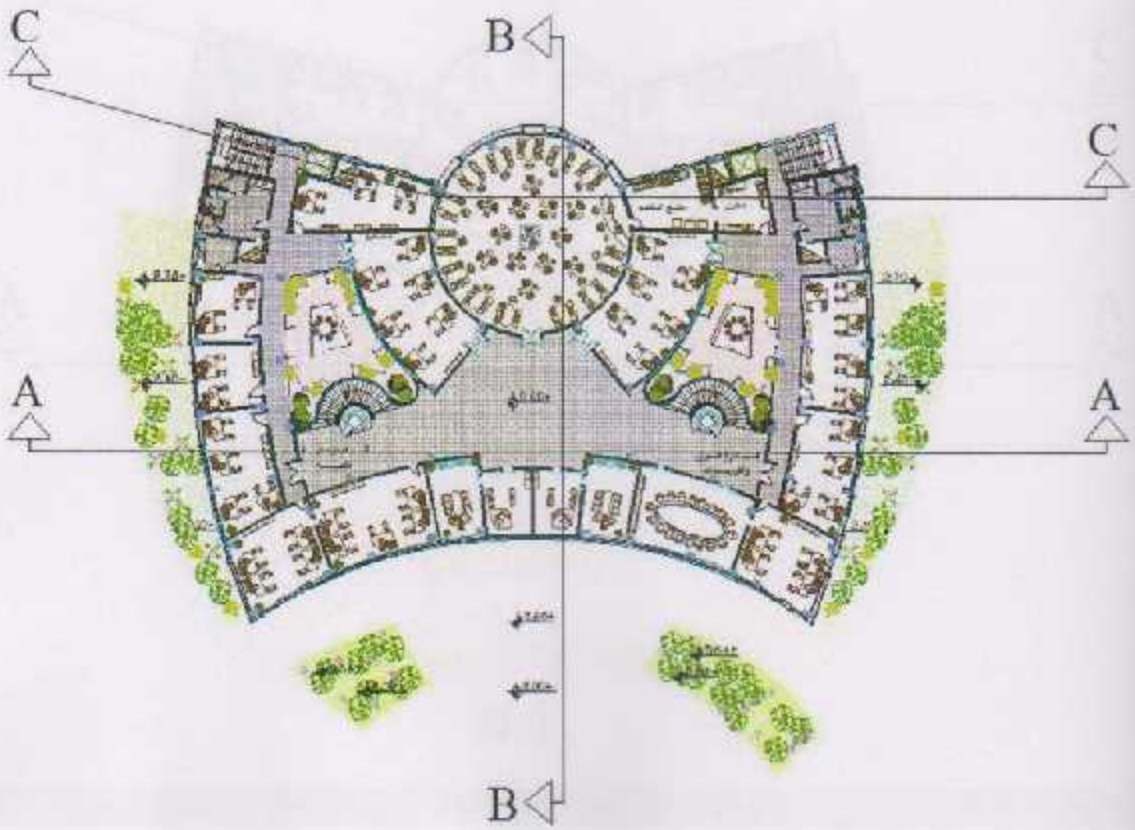
مساحة هذا الطابق ١٦٠٢ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- قسم المعلوماتية والتقنية.
- قسم اللوازم والتوريدات .
- عدد من المكاتب .
- مطعم .

طريقة الوصول :

- من خلال الأدراج .
- من خلال المصاعد كهربائية .



صورة (٢-٨) : مسقط الطابق الثاني .

٢-٤-٦ الطابق الثالث

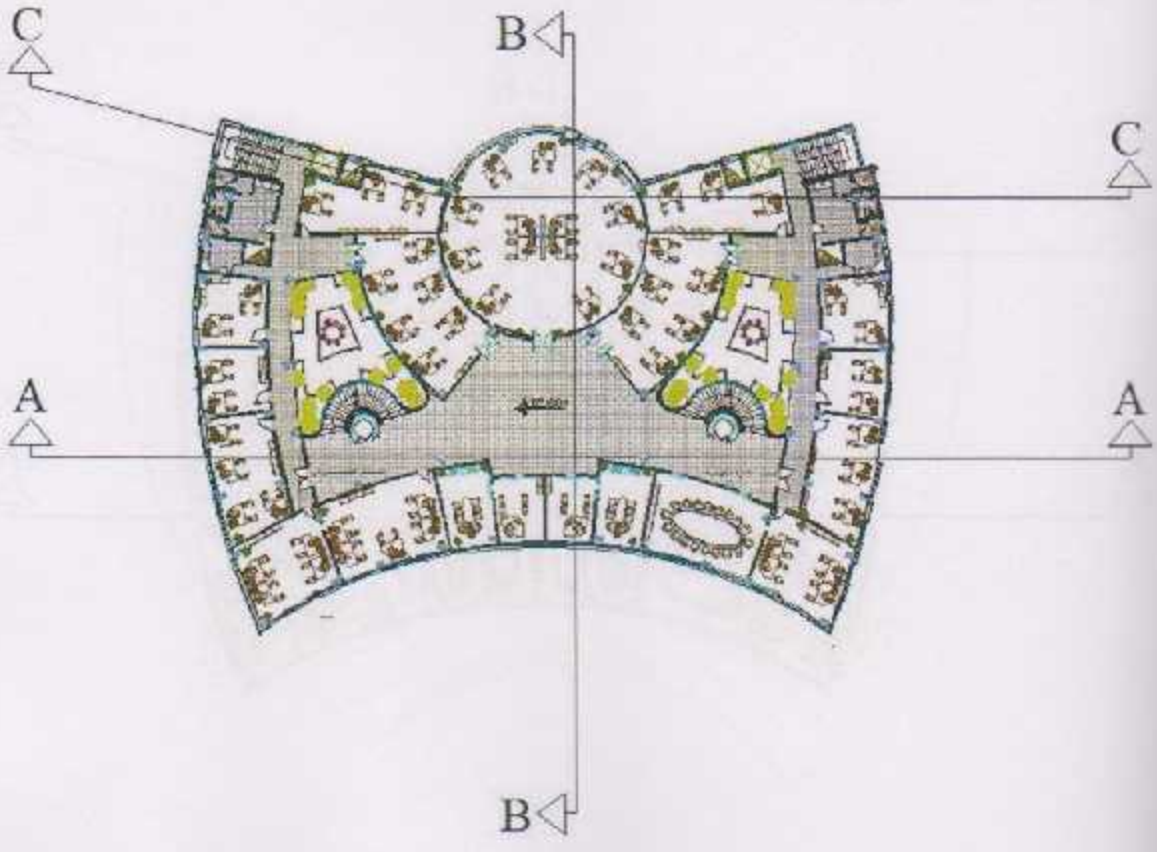
مساحة هذا الطابق ١٦٠٢ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- قسم الادارة المالية .
- القسم التسويقي.
- عدد من المكاتب.

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .
- من خلال المصاعد كهربائية .



صورة (٢-٩) : مسقط الطابق الثالث .

٢-٤-٧ الطابق الرابع

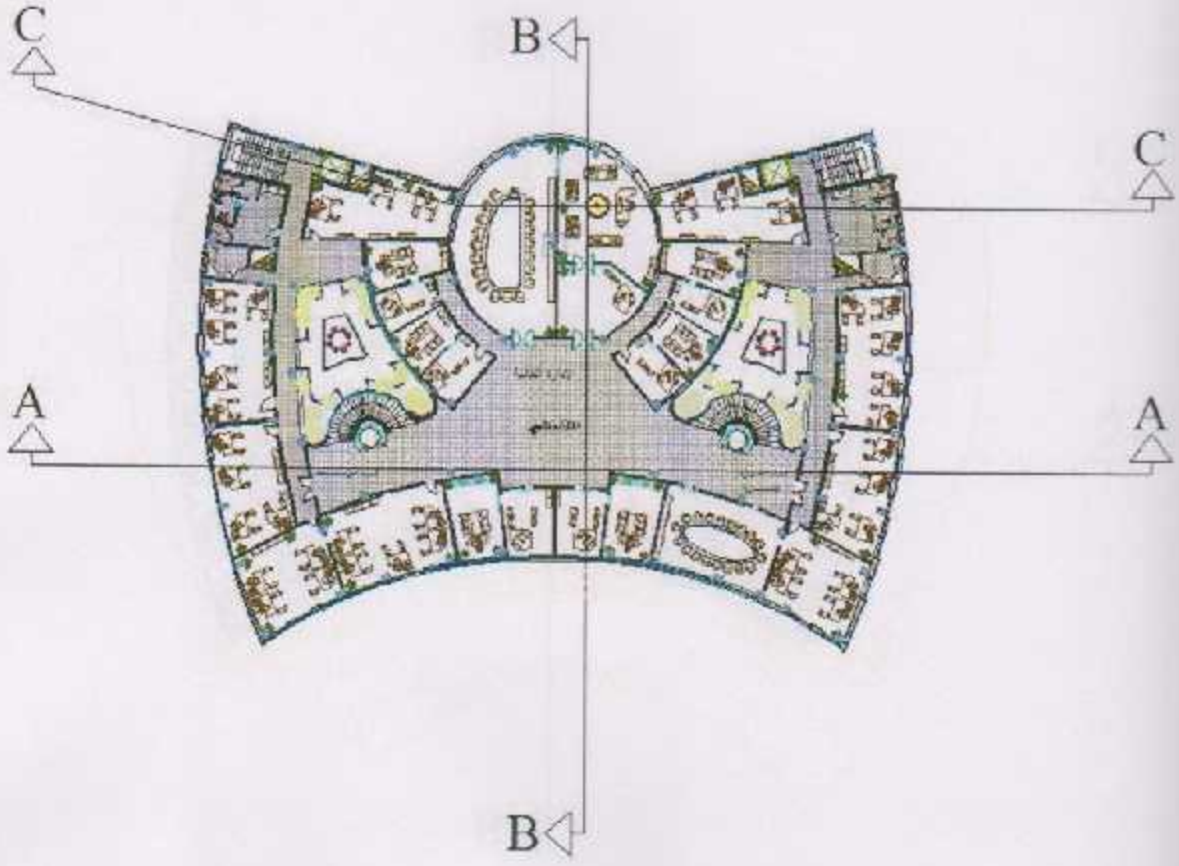
مساحة هذا الطابق ١٦٠٢ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- قسم الموارد البشرية .
- الادارة العامة .
- قسم المبيعات .
- عدد من المكاتب .

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .
- من خلال المصاعد الكهربائية .



صورة (٢-١٠) : مسقط الطابق الرابع .

٢-٤-٨ الطابق الخامس

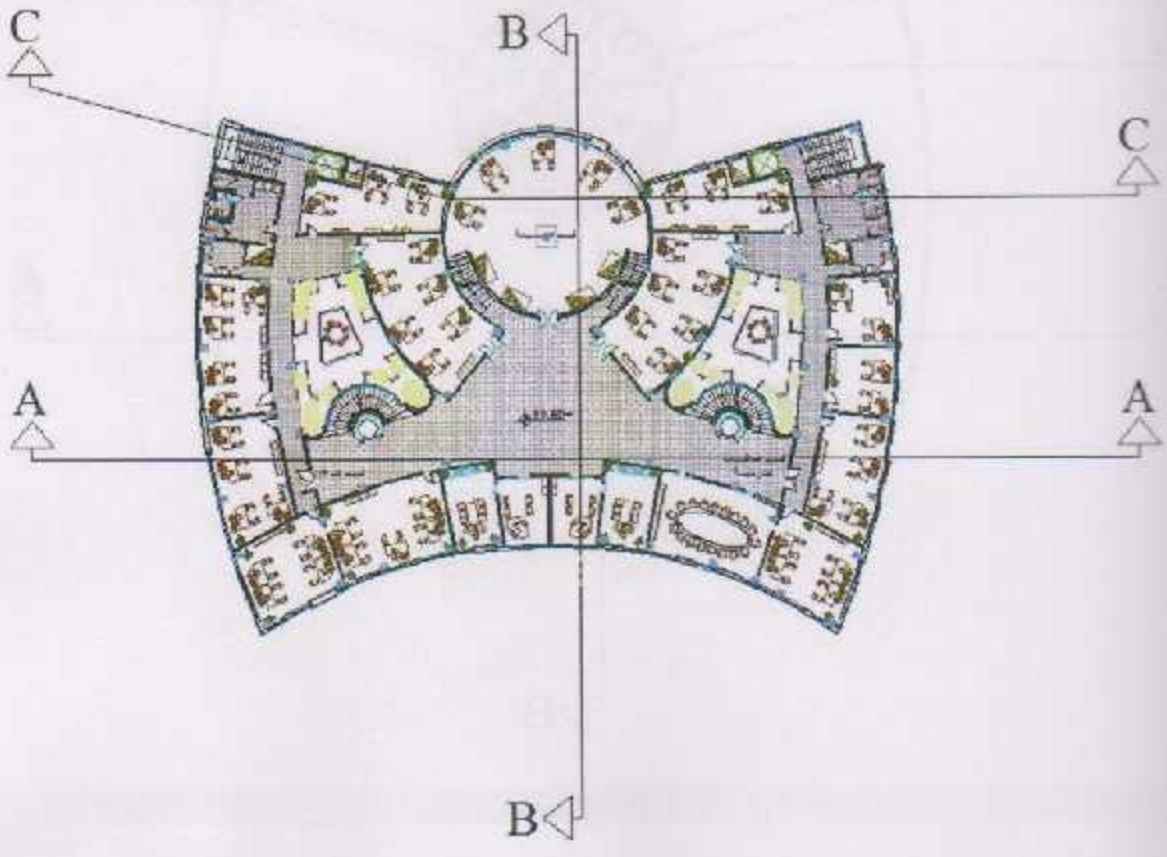
مساحة هذا الطابق ١٦٠٢ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- قسم العلاقات الخارجية.
- قسم الصيانة.
- قسم الVIP.
- عدد من المكاتب.

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .
- من خلال المصاعد الكهربائية.



صورة (٢-١١) : مسقط الطابق الخامس .

٢-٤-٩ الطابق السادس

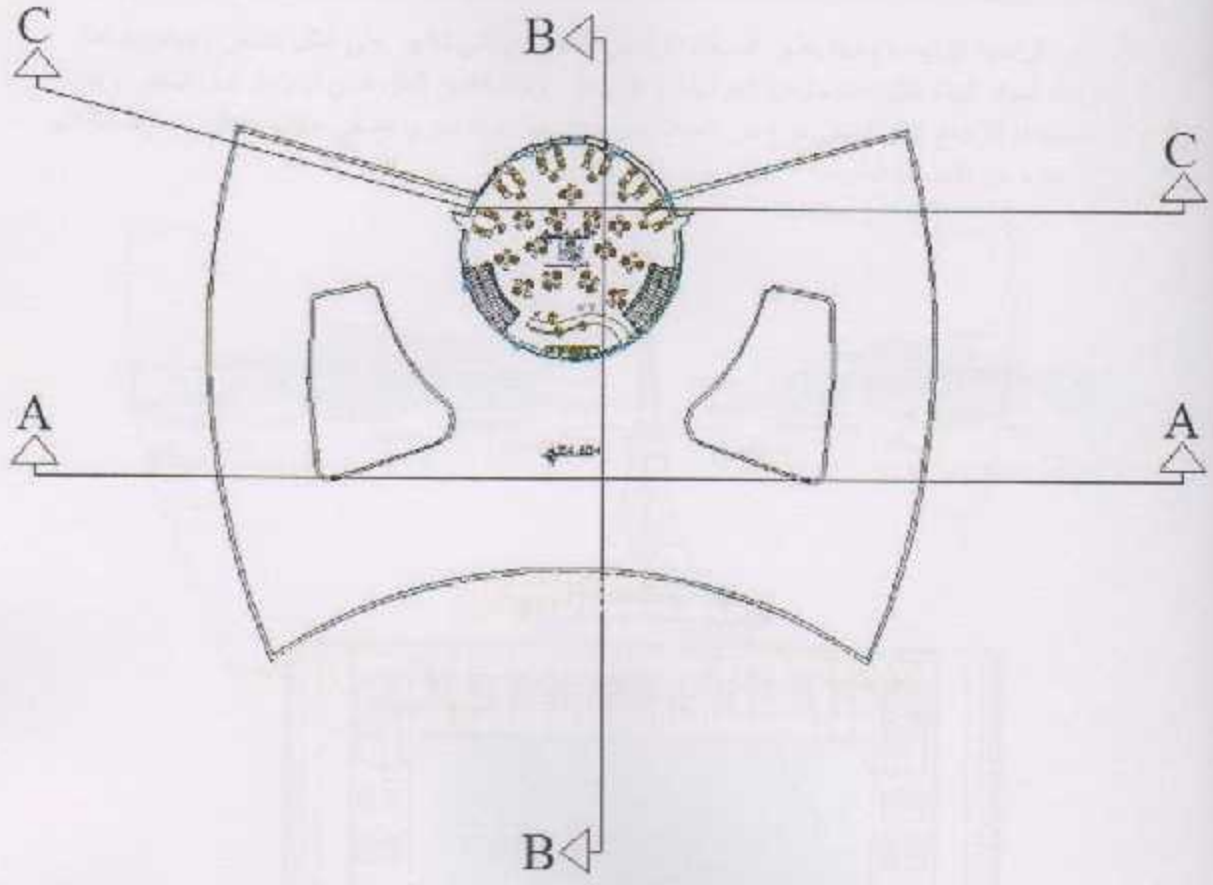
مساحة هذا الطابق ٢٠٣ متر مربع .

استعمالات الطابق :

- كافتيريا.

طريقة الوصول :

- من خلال الادراج .



صورة (٢-١٢) : مسقط الطابق السادس.

٢-٥ وصف الواجهات

لا شك في ان الواجهات المنبثقة من اي تصميم تعطي الانطباع الاول عن المبنى ، ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل وانها تظهر اختلافات الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة ، وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهر في الواجهة والتي لا بد ان تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ او من خلال المناسيب وتفاوتها .

٢-٥-١ الواجهة الشمالية

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . والتي تظهر على شكل منحنى (curve) كما نلاحظ استخدام متعدد لمواد البناء مثل : الحجارة والخرسانة و الزجاج ، وذلك لكسر الملل الذي قد يتولد لدى الناظر ، هذا بالإضافة الى ان استخدام الزجاج الذي اضفى نوع من الحداثة من جهة ومن جهة اخرى اضفى جانب جمالي ، بالإضافة الى مساهمته في توفير جزء من الاضاءة الطبيعية

صورة (٢-١٣) : الواجهة الشمالية .

٢-٥-٢ الواجهة الجنوبية

تظهر في الواجهة الجنوبية البروزات المعمارية ،بالإضافة الى التدرج في زجاج هذه الواجهة ،وتظهر هذه الواجهة على شكل منحنى ، وتعدد استعمالات الزجاج والالمنيوم ، التي ساهم ايضا في كسر الملل لدى الناظر للواجهة .

صورة (٣-١٤) : الواجهة الجنوبية .

٣-٥-٣ الواجهة الشرقية

استعمل في هذه الواجهة الحجارة والزجاج ، مع ظهور البروزات المعمارية ، واستعمال المنحنيات(Curves) ، لا غناء وإثراء الواجهة .

صورة(٢-١٥) : الواجهة الشرقية .

٢-٥-٤ الواجهة الغربية

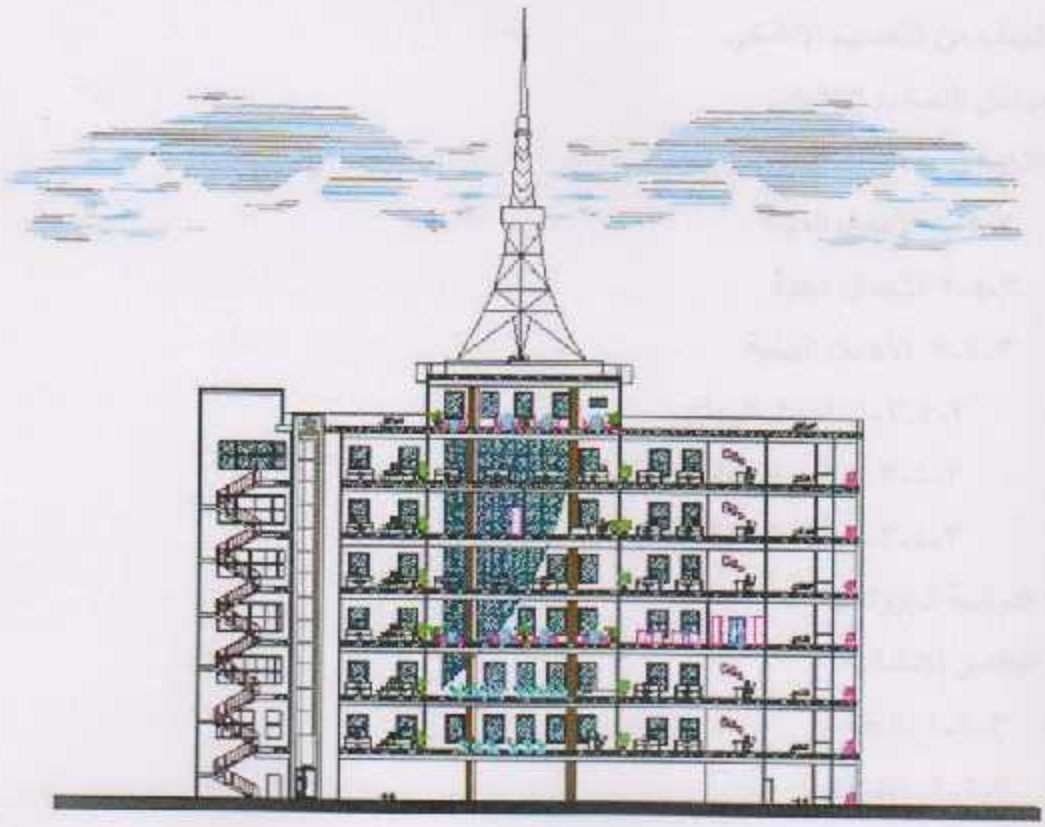
استعمل في هذه الواجهة الحجارة والزجاج، واستعمال المنحنيات(Curves) ، لا غناء واثراء الواجهة . وتظهر في هذه الواجهة البروزات المعمارية .

صورة (٢-١٦) : الواجهة الغربية .

٢-٦ وصف الحركة

تأخذ الحركة اشكالا عدة ، سواء من الخارج او من الداخل ، فالحركة من الخارج الى الداخل تتم بشكل سلس ويمكننا الوصول للمبنى من عدة اماكن مثل : الدرج ،وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من والى المبنى ، اما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد ، وحركة راسية ما بين الطوابقالمختلفة.

الحركة في الطابق الارضي تأخذ شكل خطي في الممرات ، بالإضافة الى الحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الدراج والمصاعد الكهربائية المتوفرة في اماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الافقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينهما .



Section C-C

صورة (٢-١٧) : مقطع C-C، يبين بعض انواع الحركة .

الفصـــــــل الثالث

الدراسات الإنشائية

٣-١ المقدمة

٣-٢ الهدف من التصميم الإنشائي

٣-٣ مراحل التصميم الإنشائي

٣-٤ الأحمال

٣-٤-١ الأحمال الميتة

٣-4-٢ الأحمال الحية

٣-٤-٣ الأحمال البيئية

٣-٤-٣-١ أحمال الرياح

٣-٤-٣-١ أحمال الثلوج

٣-٤-٣-١ أحمال الزلازل

٣-٥ الدراسة الجيوتقنية

٣-٦ العنصر الإنشائية

٣-٦-١ العقدات

٣-٦-٢ الأدراج

٣-٦-٣ الجسور

٣-٦-٤ الأعمدة

٣-٦-٥ جدران القص

٣-٦-٦ الأساسات

٣-٦-٧ الجدران الاستنادية

3-1 المقدمة

عند دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا دقيقا، حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع .

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

3-2 الهدف من التصميم الانشائي

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

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

3-3 مراحل التصميم الانشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

١- المرحلة الاولى :- وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة ، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام ، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.
٢- المرحلة الثانية: تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ ، بشكل مفصل ودقيق وفقا للنظام الإنشائي الذي تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

٣-٤ الاحمال

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

٣-٤-١ الاحمال الميته

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسة التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع ، بالإضافة لأجزاء إضافية كالقواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى :-

ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له ، والجدول (٣.١) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع اعتمادا على الكود الأردني.

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة (KN/m^3)
1	الموتة والبلاط	22
2	الخرسانه المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة	22
5	الرمل	16.4

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

3-4-2 الاحمال الحية

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الاجهزه ، والمعدات ، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة، هذا بالاضافة الى وزن الاشخاص والاثاث ،والاجهزة والمعدات والتي تعتبر ايضا من الاحمال الحية التي تؤثر على المبنى .

والجدول (٣.٢) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	٤
2	المخازن	3
3	الأدراج	4
4	السقوف	4
5	المطاعم	5
6	المكاتب	2
7	مراكز الاتصالات	٥

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

3-4-3 الاحمال البيئيه

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

3-4-3-1 احمال الرياح

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أنوار. وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو اجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن / متر مربع. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى.

٣-٤-٣-٢احمال الثلوج

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

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

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

الرقم	الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	٤
2	المخازن	3
3	الأدراج	4
4	السقوف	4
5	المطاعم	5
6	المكاتب	2
7	مراكز الاتصالات	٥

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

3-4-3 الاحمال البيئيه

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

3-4-3-1 احمال الرياح

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أدوار. وهي القوى التي يؤثر بها الرياح على الأبنية او المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة اذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن / متر مربع. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة او منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى.

٣-٤-٣-٢احمال الثلوج

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

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

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

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

جدول (٣.٣) : احمال الثلوج حسب الارتفاعات عن سطح البحر.

٣.٤.٣.٣احمال الزلازل

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

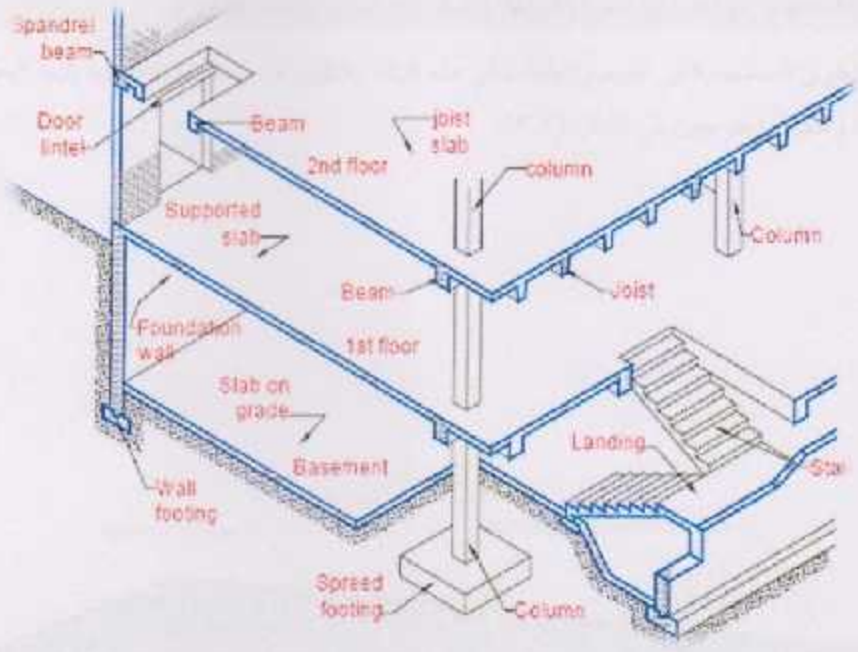
ويتم التعامل معها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.

٥.٣ الدراسات الجيوتقنية

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

٦.٣ العناصر الإنشائية

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



صورة (٣-١) : توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى .

و يحتوي المشروع العناصر التالية:

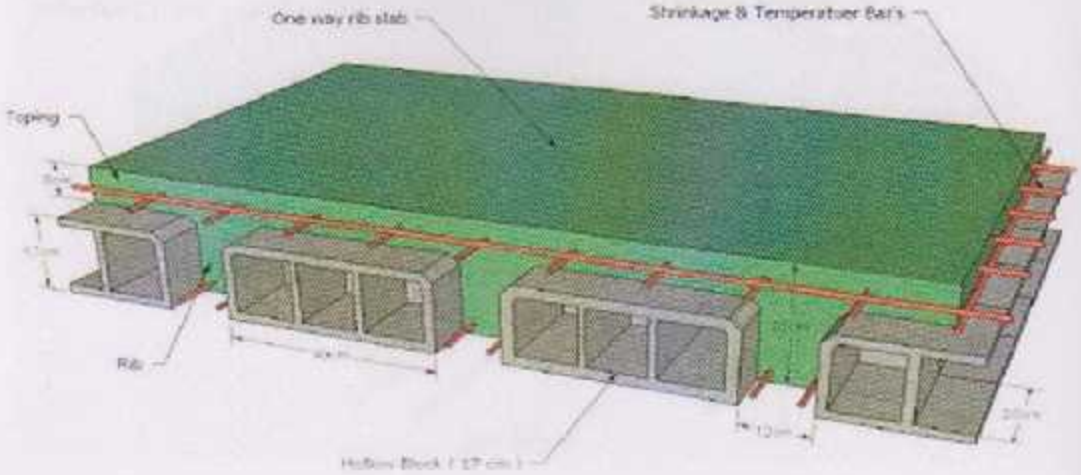
٣-٦-١ العقدات

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

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

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

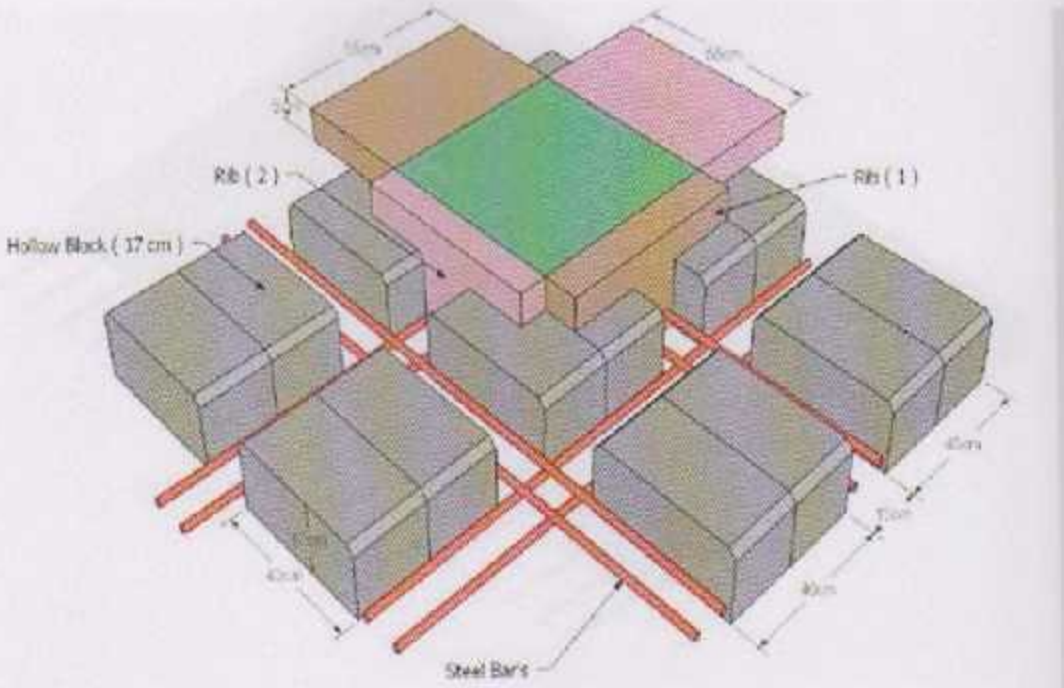
احدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (٣.٢).



صورة (3-2) : العقدة ذات العصب بالاتجاه الواحد .

٣-٦-١-٢ عقدة العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)

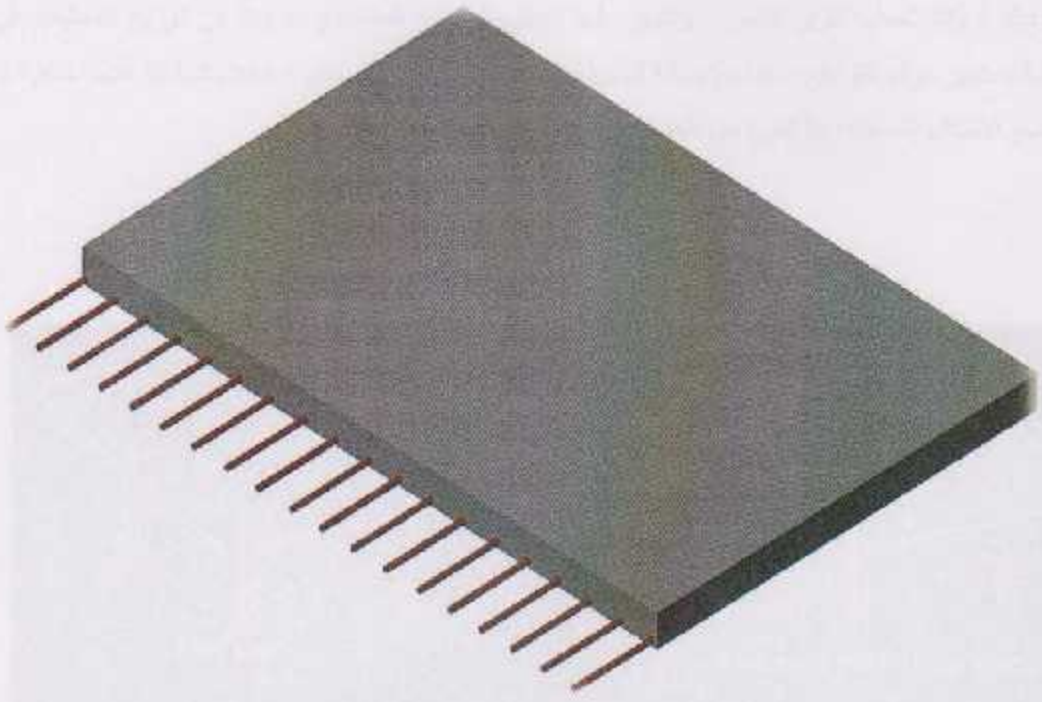
تشبه عقدة العصب الواحد ذات الاتجاه الواحد من حيث المكونات، ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (٣,٣):



صورة (٣-٣) : العقدة ذات العصب بالاتجاهين

٣-١-٦-٣العقدات المصمته ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab)

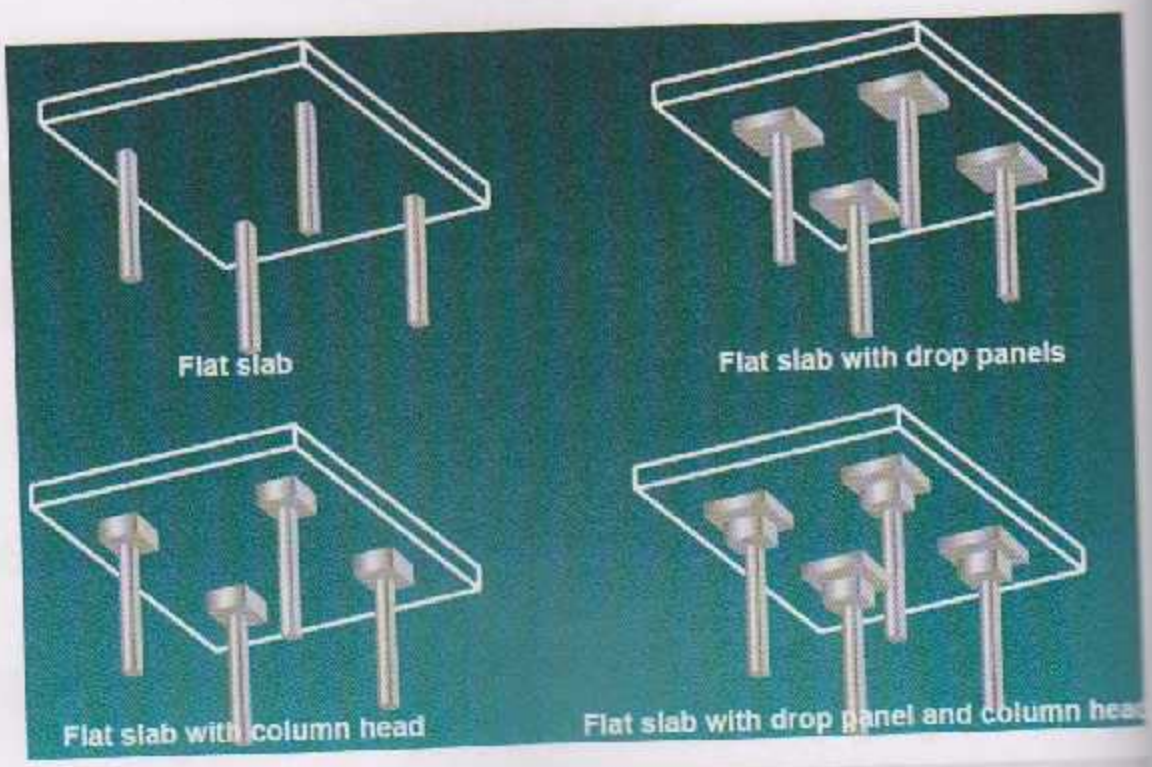
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنبا لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، وتستخدم عادة في عقدات بيت الدرج ، كما في الشكل (٣.٤) .



صورة (3-4) : العقدة المصمته ذات الاتجاه الواحد .

٣-٦-١-٤ العقدات المسطحة (Flat Plate)

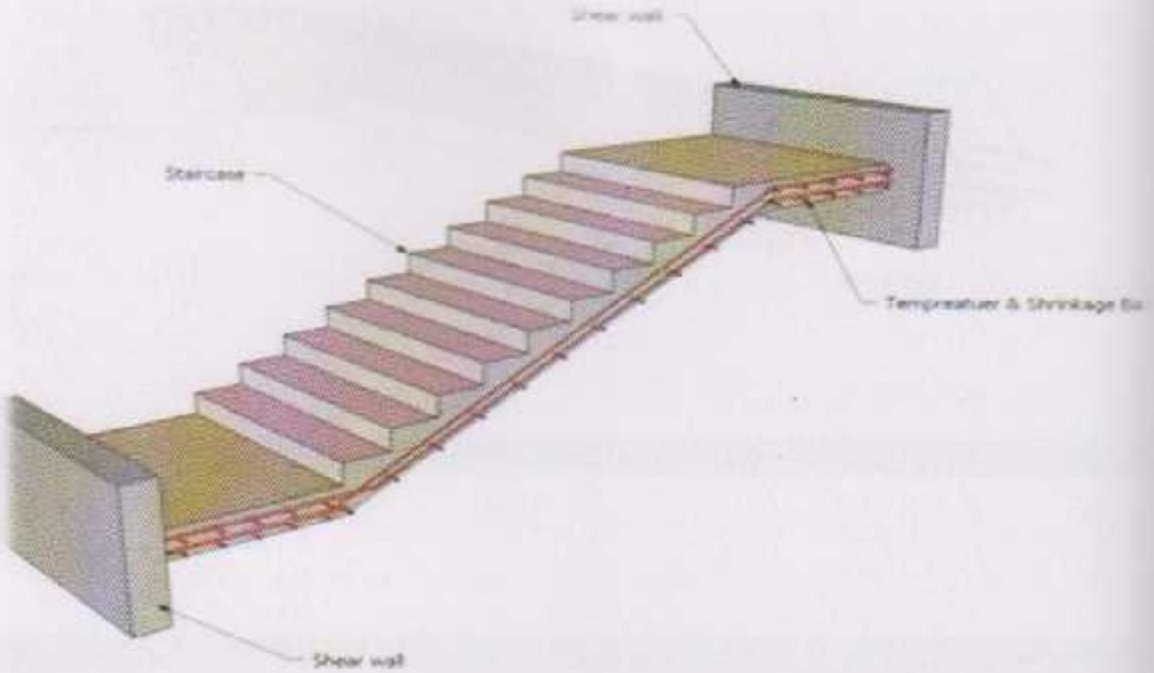
هي عبارة عن عقدة مصمتة مسلحة بطبقتين من الحديد، مدعومة مباشرة بالأعمدة من دون استخدام الجسور، وبسبب ضعف تحملها لقوى القص يضاف أحيانا إليها عند التقاءها بالعمود ما يسمى بـ (drop panels) أو (column head) وذلك لزيادة تحملها لقوى القص ، وتتميز بأنها تعطي المصمم المعماري مرونة في توزيع الفعاليات في المبنى وتسمح للمالك بتغير موقع التواطع ، هذا بالإضافة لسهولة تنفيذها وسرعته حيث يمكن استخدام شبكات حديد جاهزة ، والشكل التالي يوضح الأشكال الممكنة لهذا النوع من العقدات.



صورة (3-5) : العقدة المسطحة (Flat Plate)

٣-٦-٢الادراج

الأدراج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادة تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد الشكل (٣-٥).



صورة (3-6) : الدرج.

٣-٦-٣الجسور

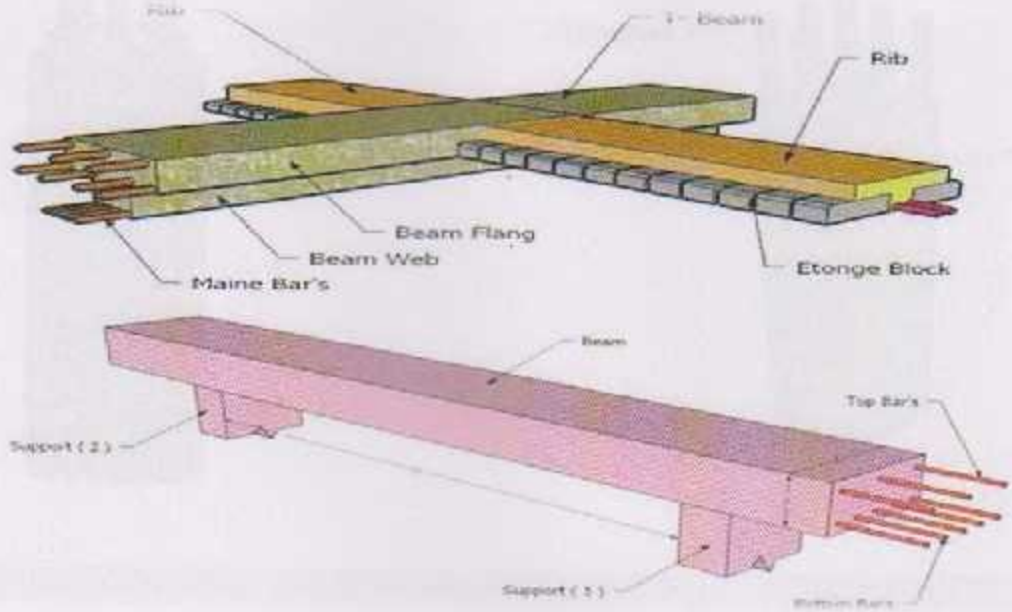
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم الى:

١- جسور مستورة.

٢- وجسور متدلية(T-section) .

٣- جسور (L-section).

ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر ، وبالكانات لمقاومة قوى القص والشكل (٣-٧) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع.



صورة (٣-7) : انواع الجسور المستخدمه في المشروع.

٣-٦-٤ الاعمدة

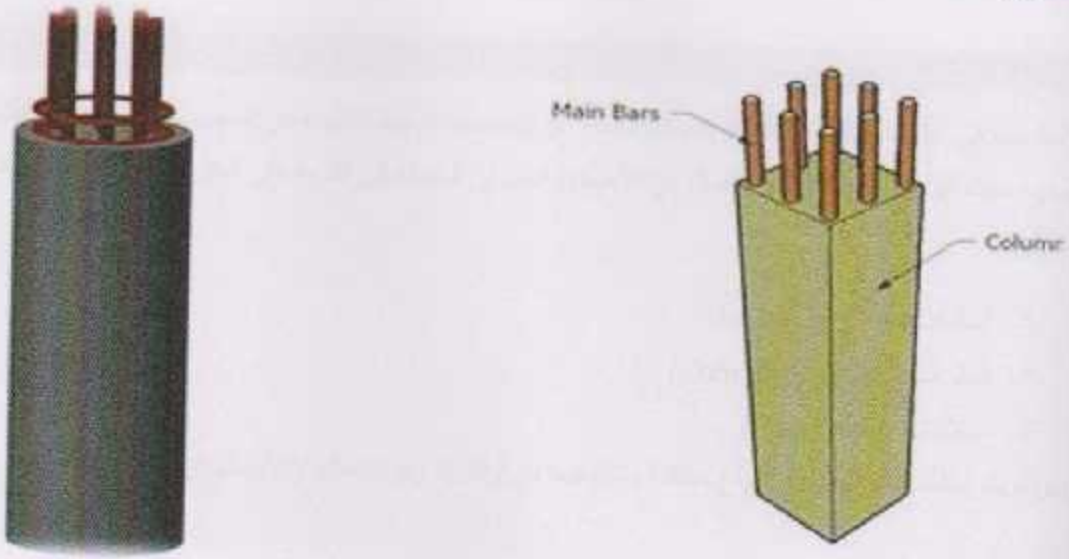
هي عنصر أساسي ورئيسي في المنشأ ، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ، وتنقلها الجسور بدورها إلى الأعمدة ، ثم إلى أساسات المبنى، لذلك فهي عنصر وسطي وأساسي، فيجب تصميمها بحرص لتكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها،والأعمدة نوعين من حيث التعامل معها في التصميم الإنشائي:

١- الأعمدة القصيرة (short column).

٢- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:

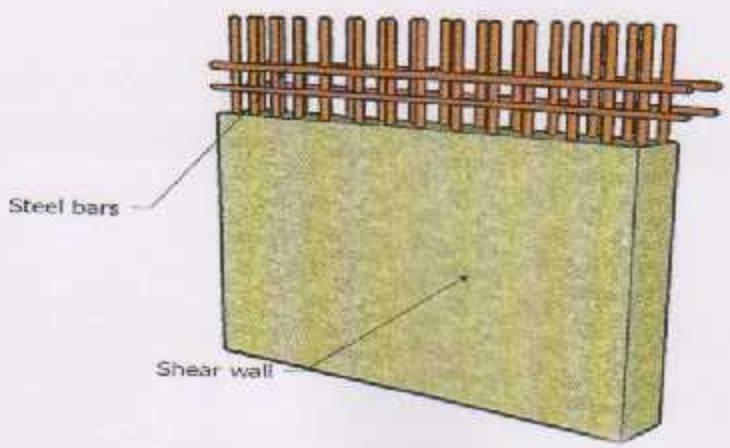
منها المستطيل والدائري، والمربع ، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة والدائرية كما في الشكل (٣-٨).



صورة (3-8) : انواع الاعمده المستخدمه في المبنى .

٣-٦-٥ جدران القص

هي الجدران التي تحيط ببيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل
(٣-٨).



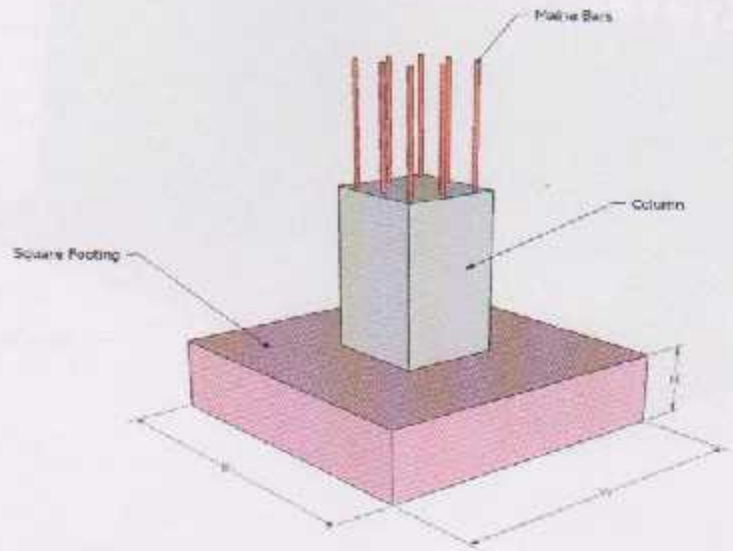
صورة (٣-9) : جدار المقاومة لقوى القص.

٣-٦-٦ الاساسات

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

١- أساسات منفصلة (Isolated)
٢- أساسات مزدوجة (Combined)
٣- أساسات شريطية (Strip)

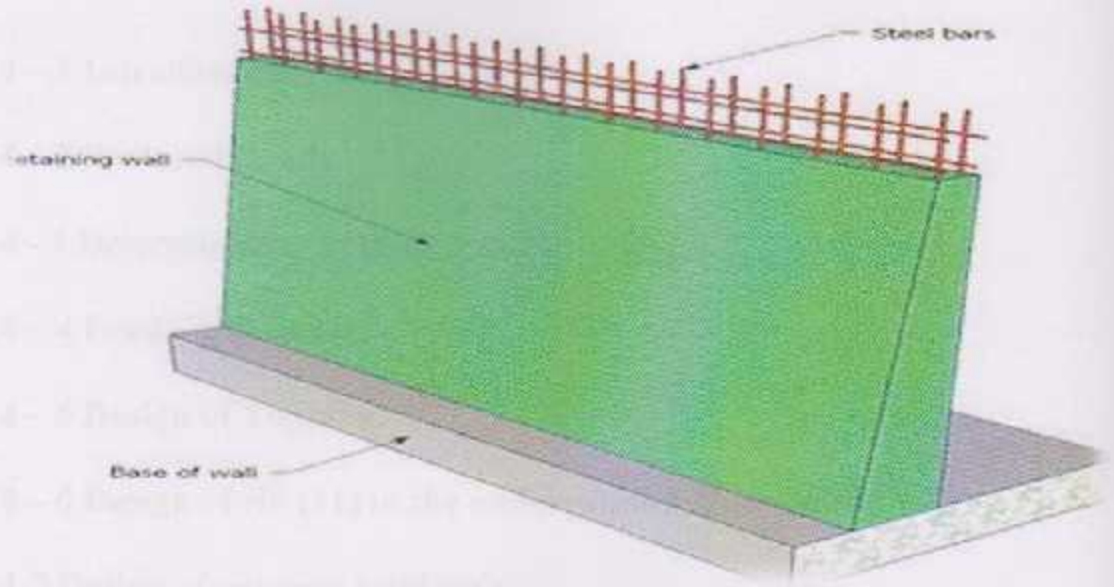
وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



صورة (٣-10) : الاساسات.

٣-٦-٧الجدران الاستنادية

نظرا لوجود مناسيب مختلفة في موقع المشروع و قطعة الأرض، فكان لابد من عمل جدران استنادية تعمل على تحديد مناسب موقع المشروع ، وتمنع أي انزلاق في الموقع حيث تصمم وتنفذ الجدران الاستنادية على أسس ومعايير يحددها الكود الأمريكى كما فى الشكل (٣-١١).



صورة (٣-١١) : الجدار الاستنادي

٣-٧ برامج الحاسوب التي تم استخدامها

١. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.

٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.

٣. Atir,safe and Sap Software for Structural Calculations.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 - 3 Determination of thickness.

4 – 4 Load Calculation.

4 – 5 Design of Topping.

4 – 6 Design of rib (11) in the underground floor slab.

4-7 Design of one way solid slab.

4 – 8 Design of Beam.

4-9 Design of column (C05).

4-10 Design of isolated footing.

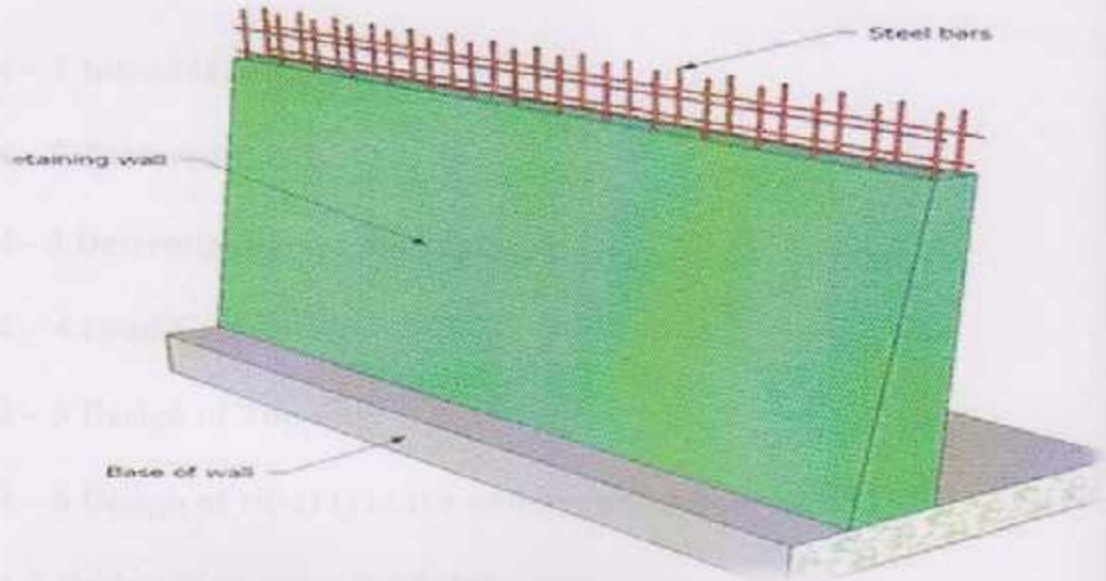
4-11 Design of Basement Wall.

4-12 Design of shear Wall.

4-13 Design of stairs.

٣-٦-٧الجدران الاستنادية

نظراً لوجود مناسيب مختلفة في موقع المشروع و قطعة الأرض، فكان لابد من عمل جدران استنادية تعمل على تحديد مناسب موقع المشروع ، وتمنع اي انزلاق في الموقع حيث تصمم وتنفذ الجدران الاستنادية على أسس ومعايير يحددها الكود الأمريكي كما في الشكل (٣-١١).



صورة (٣-١١) : الجدار الاستنادي

٣-٧ برامج الحاسوب التي تم استخدامها

١. AutoCAD (2007) for Drawings Structural and Architectural.

٢. Microsoft Office (2010) For Text Edition.

٣. Atir,safe and Sap Software for Structural Calculations.

4.1: Introduction

In This Project, the following types of slabs are used : flate plates ,one –way ribbed slab ,two –way ribbed slab and solid slabs . They would be analyzed and designed by using finite element programs such as Beam D.Safe Sap and other to find the internal forces, moment ,and deflections for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required reinforcement area for selected members.

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements of (ACI_318) code .

4 .2 : Factored Loads.

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

$q_u = 1.2DL + 1.6L.L$ *ACI – 318 - 11*

DL: Dead Load .

LL: Live Load .

4.3 Determination of Thickness of Slabs:

4.3.1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.
The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

The maximum span for one –end continuous is L= 6.63 m

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.63}{18.5} = 0.35\ m \qquad \textit{ACI-318-11}$$

The maximum span for one –both end continuous is L= 5.46 m

$$\frac{L}{21} = \frac{5.46}{21} = 0.26\ m$$

Take h = 35 cm .

27 cm blick + 8 cm topping = 35 cm

4.4:Load Calculation:

One - way ribbed slab.

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

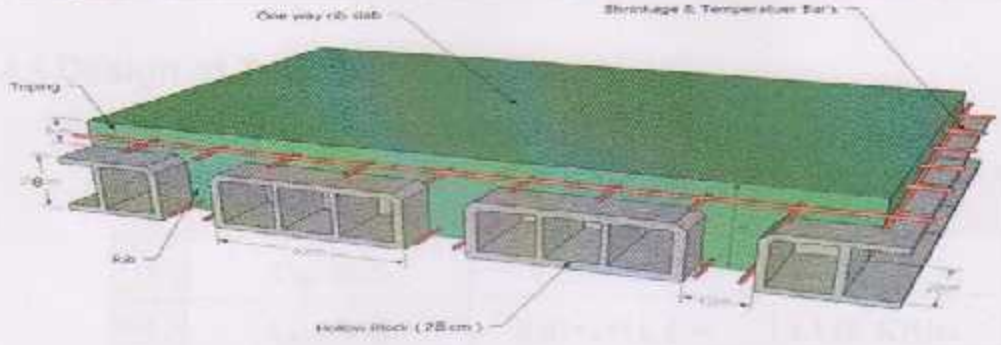


Fig. (4-1) One way rib slab

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

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

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Rib	0.12*0.27*25 =	0.81 KN/m
2	Top Slab	0.08*0.52*25 =	1.04 KN/m
3	Plaster	0.03*0.52*22 =	0.343 KN/m
4	Block	0.27*0.4*10 =	1.08 KN/m
5	Sand Fill	0.07*0. 52*16.4 =	0.597 KN/m
6	Tile	0.03*0. 52*22 =	0.343 KN/m
٧	Mortar	0.03*0. 52*22 =	0.343 KN/m
٨	partitions	2*0. 52 =	1.4 KN/m
			Sum=5.96 KN/m

Nominal Total Dead Load:

D.L. $_{total}$ = 0.81 + 1.04 + 0.343 + 1.08 + 0.597 + 0.343+0.343+1.4 = 5.96KN/m of rib

L.L. $_{total}$ = 5 * 0.52= 2.6 KN/m of rib

4.5 Design of Topping:

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for Topping:.

No.	Parts of Topping	Calculation	
١	Top Slab	0.08*1*25 =	2 KN/m
٢	Sand Fill	0.07*1*16.4 =	1.148 KN/m
٣	Tile	0.03*1*22 =	0.66 KN/m
٤	Mortar	0.03*1*22 =	0.66 KN/m
٥	partitions	2*1 =	2 KN/m
			Sum = 6.468 KN/m

Design of Topping for Ribbed Slab as a Plain Concrete Section :-

Wu = (1.2 * 6.468) + (1.6 * 5)
= 15.76 KN/m

→ For a one meter strip Wu – 15.76 KN/m

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$Mu = \frac{Wu * l^2}{12}$$

$$Mu = \frac{15.76 * 0.4^2}{12} = 0.211 \text{ KN.m /m}$$

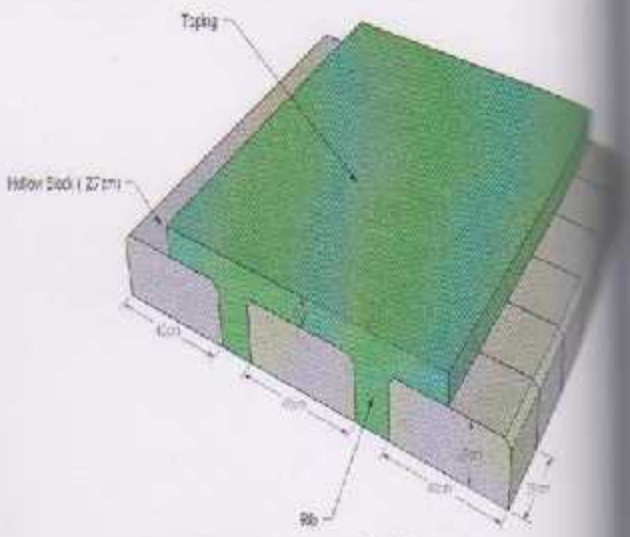


Fig. (4-2) Toping of slab

$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa)$ *ACI-318-05*

$fr = 0.42 \times \sqrt{24}(MPa) = 2.057\ MPa$

$= 2.057 * 1000 = 2057.57\ KN/m^2$

Mn = fr * s

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3}\ m^3$$

$Mn = 2057.57 * 1.06 \times 10^{-3} = 2.181$ KN.m

Φ Mn = 0.55 * 2.181 = 1.19956 KN.m

$\Phi Mn = 1.19956$ KN.m > $Mu = 0.135$ KN.m

The strength of plain concrete section > loaded section .

The plain concrete section is safe ,However, minimum reinforcement for shrinkage and temperature to control the cracks should be used .

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-11*

$As = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\ mm^2$

Use Φ 8 @ 20 cm

4.6 Design of Rib (11):

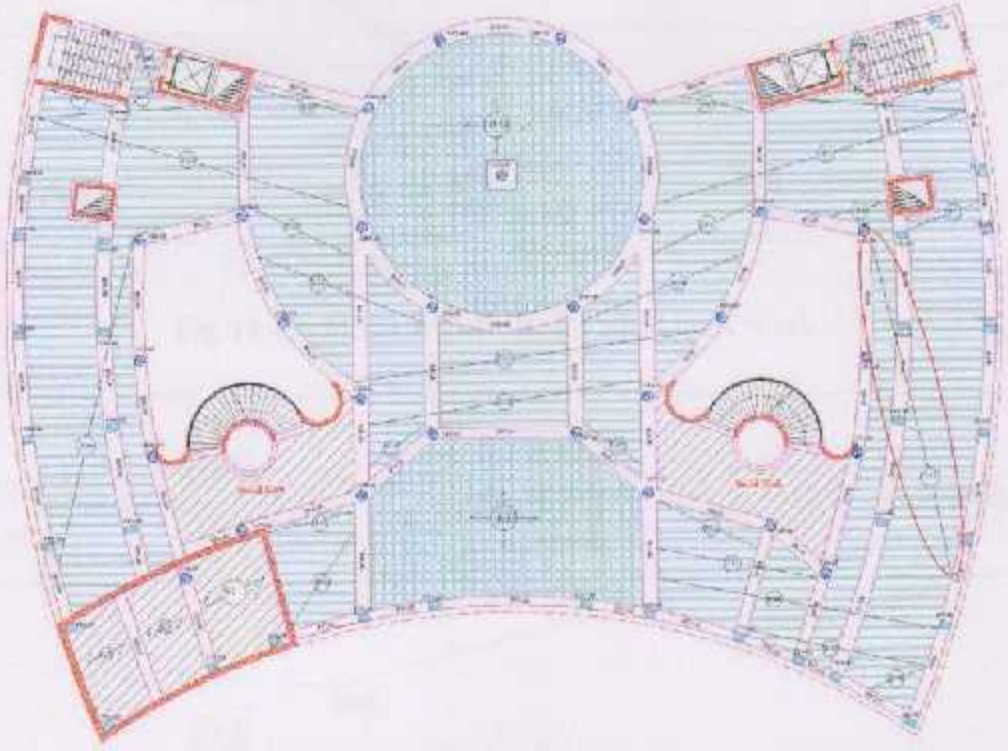


Fig. (4 - 3) Rib location in underground floor slab.

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

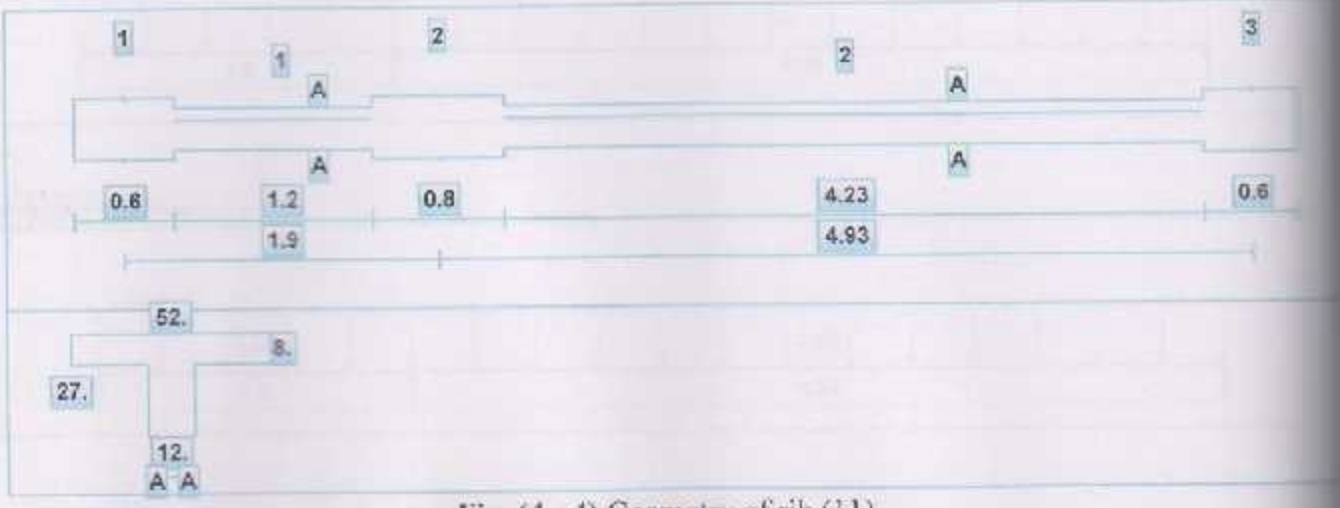


Fig. (4 - 4) Geometry of rib (11).

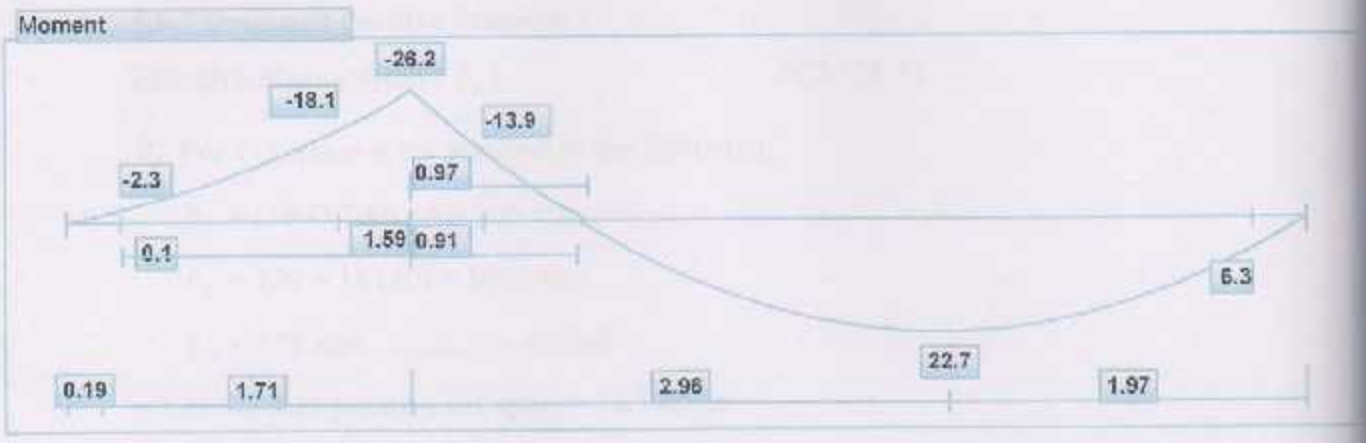


Fig. (4 - 5) Moment Envelop for rib (11)-(KN.m).

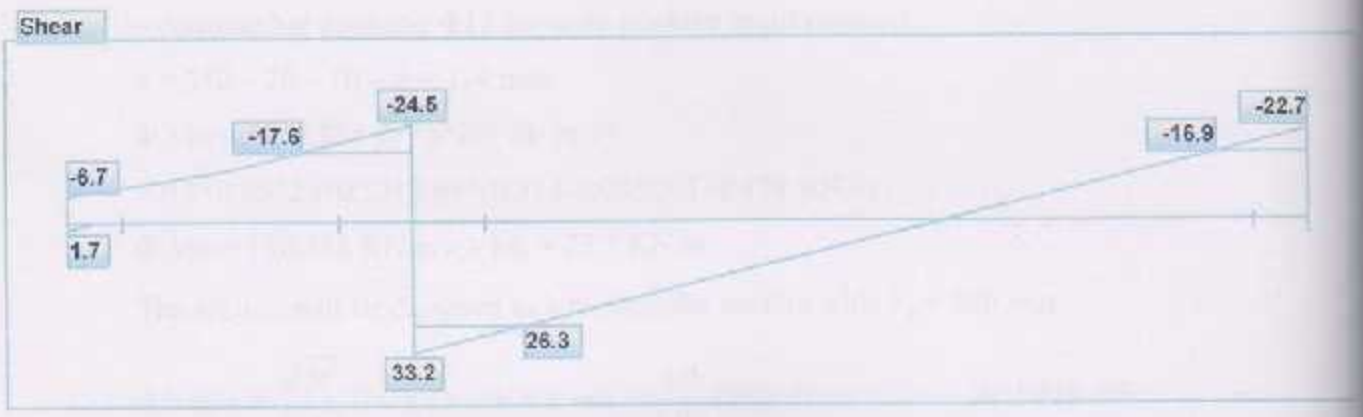


Fig. (4 - 6) Shear Envelop for rib (11)-(KN).

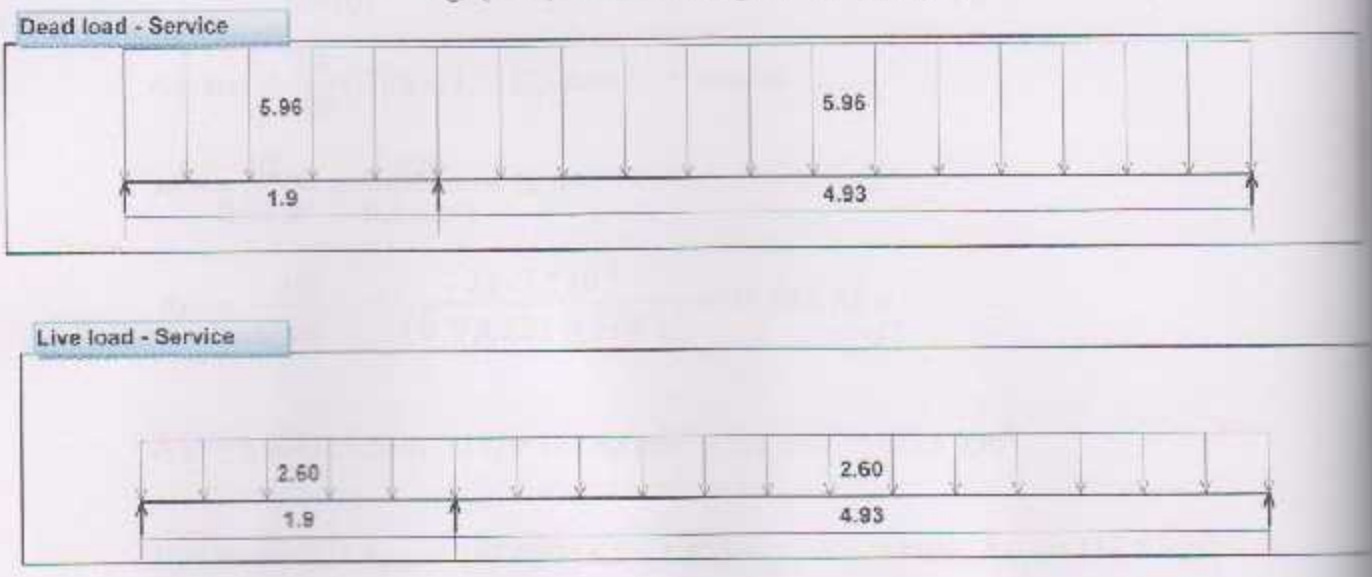


Fig. (4 - 7) Loading of rib (11)-(KN/m).

* Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ :

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$226.2 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

$a = 8.956mm$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{8.956}{0.85} = 10.54\,mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.314 - 0.01054}{0.01054} \times 0.003 = 0.0864$$

$\varepsilon_s = 0.0864 > 0.005$

Ok.....

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib):

The maximum negative moment from spans with support is

Mu = -18.1 kN.m

~ Assume bar diameter Φ12 for main positive reinforcement.

d = 350 – 20 – 10 – 6 = 314mm

m = 20.59

$$Rn = \frac{Mn}{\Phi bd^2} = \frac{18.1 * 10^6}{(0.9)(120)(314)^2} = 1.69\ Mpa$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mkn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.69}{420}}\right) = 0.00421$$

$A_s = 0.00421(120)(314) = 155.24\ mm^2 > A_s\ min = 125.6\ mm^2$

# of bars = $A_s / A_{s\,bar} = 155.24/113.1 = 1.72$ * Note $A_{\Phi 12} = 11.31\ mm^2$

Select bar 2 Φ 12

Total $As_{(provide)} = 226.19\ \mathbf{mm^2} > 155.24\ \mathbf{mm^2}$

OK .....

* Check strain for the magnitude of under strength factor Φ :

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$226.19 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$

$a = 38.81 mm$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{38.81}{0.85} = 45.7\ mm$$

$$\varepsilon_t = \frac{0.314 - 0.0457}{0.0457} \times 0.003 = 0.018$$

$\varepsilon_t = 0.018 > 0.005$

Ok.....

4.6.3 Design of shear for rib (11):

ACI – 318 – Categories for shear design:

V_u= 26.3 KN

$V_c = 1.1 * \frac{1}{6}\sqrt{fc'} b_w\, d$

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{24} * 120 * 314$

V_c = 33.84KN.

Φ V_c = 0.75 *33.84 = 25.38 KN

$$v_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'} b_w\, d$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w\, d \text{ (control)}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} * 120 * 314$$

$$v_{s,min} = 12.56\ KN$$

$$\emptyset(v_c) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s_{min}})$$

$0.75 * 33.84 < 26.3 \leq \emptyset(33.84 + 12.56)$

$25.38 < 26.3 \leq 34.8$.

So, Case III minimum Shear reinforcement required .

.

Use Φ 8,2 leg

$A_v = 100.53\ mm^2$.

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٢٩٧٤ الرقم التسلسل
Class. الصنف

$$Vs = \frac{v_u}{\phi} - v_c = \frac{26.3}{0.75} - 33.84 = 1.227\ KN$$

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{100.53 * 420 * 314}{1.227 * 1000} = 10805\ mm$$

$$s_{mux} \leq \frac{d}{2}\ or\ s_{max} \leq 600\ mm$$

$$\frac{d}{2} = \frac{314}{2}\ 157\ mm\ (control)$$

Use Φ8 , @ 15 cm (2Legs).

4.7 Design One Way Solid Slab :-

- **For continuous**

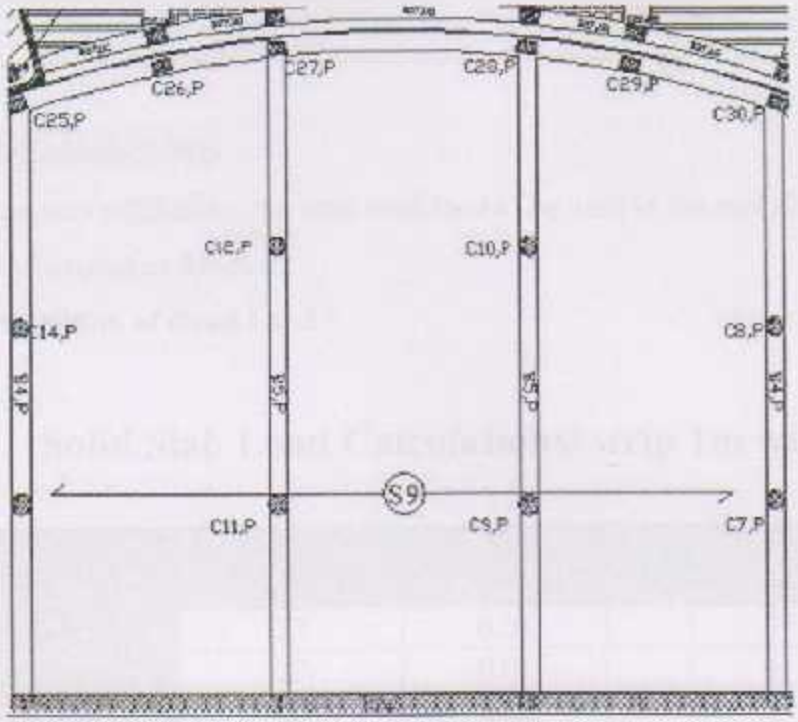


Fig. (4 - 8) Solid Slab

NOTE:

- *B300.... $fc' = 30 N/mm^2 (MPa)$ For circular section
  but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$) .
- The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}

Live load(KN/m2)	fc'	fy
LL = 5 KN/m2	fc' = 24 Mpa	fy = 420 Mpa

* Factored Loads :-

$q_u = 1.2DL + 1.6L$ *ACI – 318 - 08 (9.2.1)*

* Slabs Thickness calculation:-

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

➔ from *ACI-318-08 table (9.5a)*

Min h (deflection requirement) ≥ :

- Both end continous :

$\frac{L}{24} = \frac{8}{28} = 0.286m$

For One way solid slab ,will use thickness of slab **25 cm** ، h min = 28 cm.

Thickness of slab provided	Thickness of slab required
h = 25 cm	28 cm

*** Load Calculation:-**

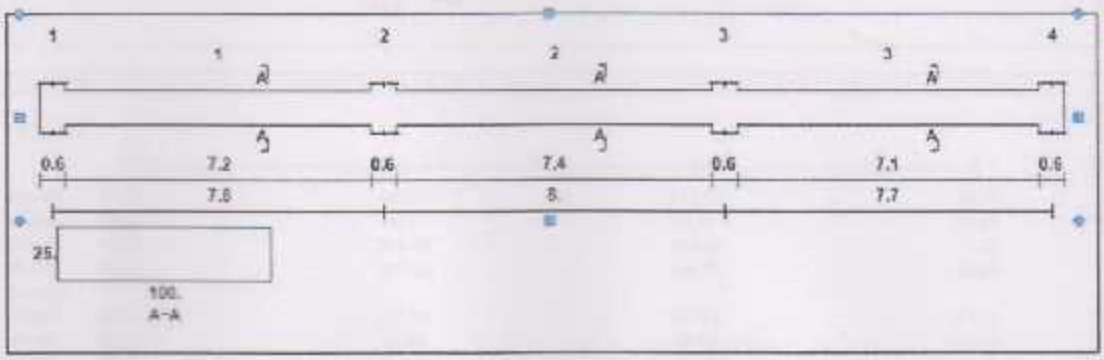
For the one-way solid slabs, the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

**** Determination of Dead Load :**

Solid Slab Load Calculations/ strip 1m wide

material	gama	h	h	KN/m
Tiles	22	0.03	1	0.66
Plaster	22	0.02	1	0.44
Morter	22	0.02	1	0.44
Sand	16	0.07	1	1.12
RC slab	25	0.25	1	6.25
Partitions				2
				13.42
Live Load	5		1	5

For One way solid slab , as shown in fig.



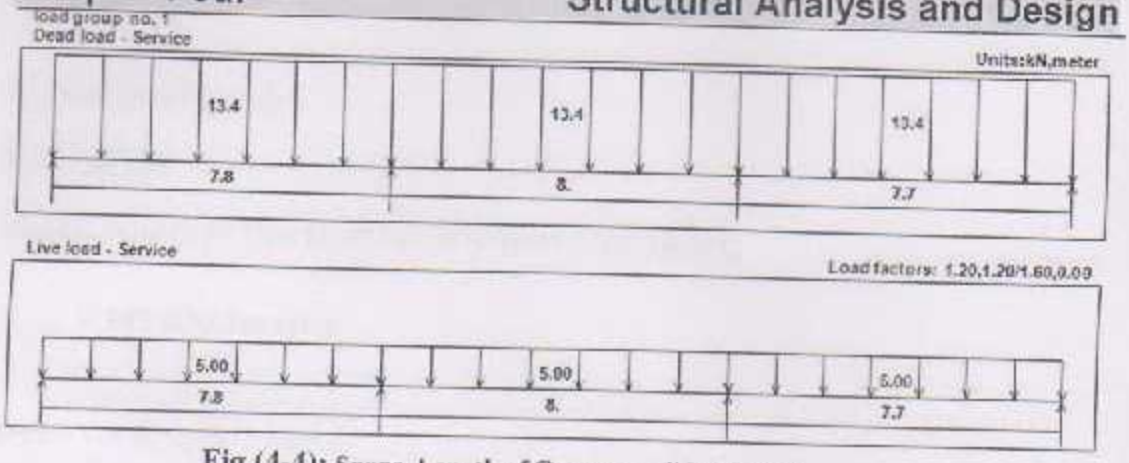
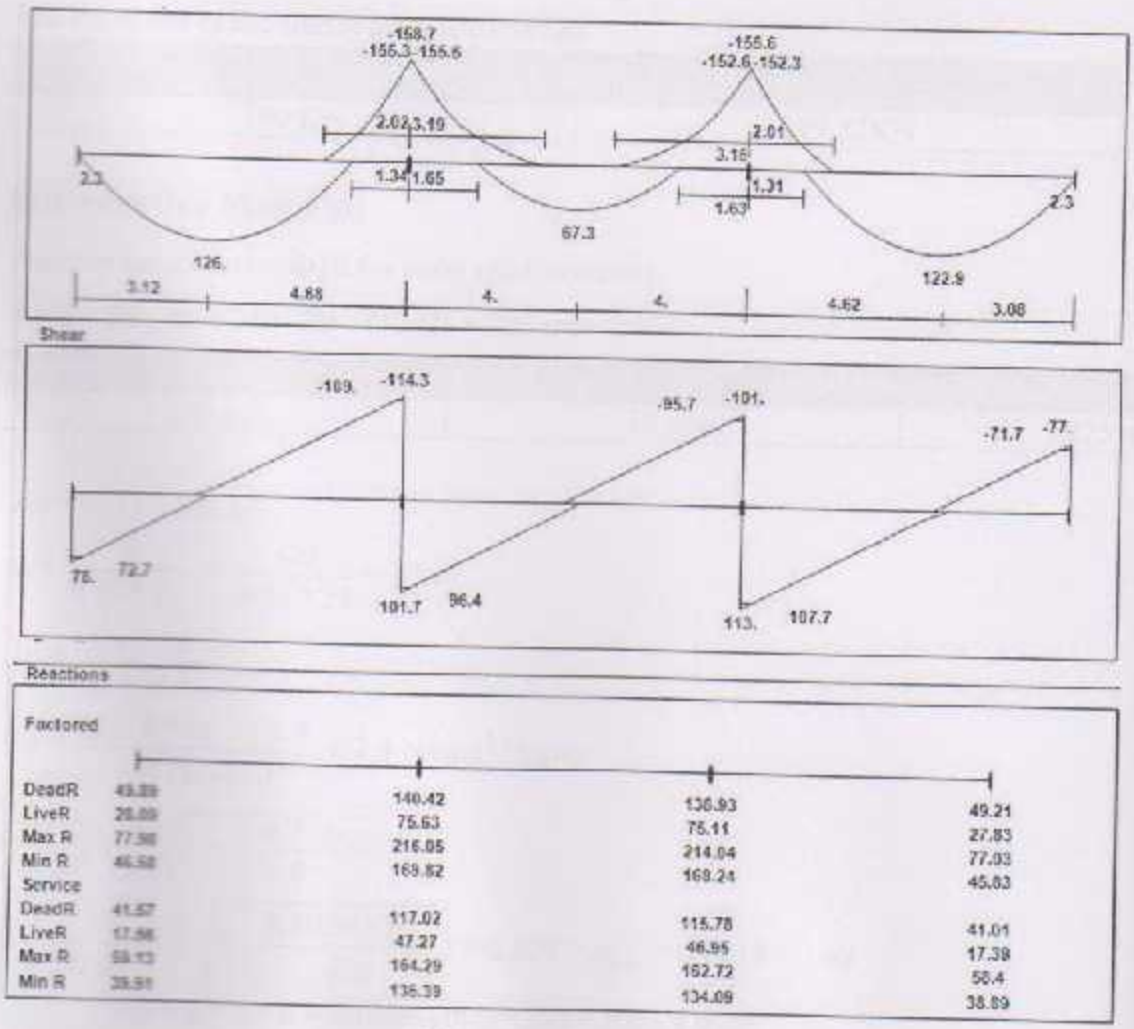


Fig.(4-4): Spans Length of One way solid slab (S6) .

* Moment and Shear Diagrams:-

The Development Moment diagrams for beam has width =1m , and the thickness is 35 cm as following :



(4-5): Solid (S6) envelope

* Design of slab:-

- **For shear:**

check whether thickness is adequate for shear:

$V_{u,max}$ = **109 KN/ 1m strip**

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

$$= \frac{1}{6} * 0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 0.225 = 119.32 \text{ KN / 1 m strip}$$

$$\frac{1}{2}\ \Phi Vc = \frac{119.32}{2} = 59.66 \text{KN/1m strip}$$

$$\Phi Vc = 119.32 > V_{u,max} = 109 \text{ KN/ 1m strip} > \frac{1}{2}\ \Phi Vc = 59.66$$

The thickness of the slab is adequate enough.

$V_{u,max}$	ΦVc
109 KN	119.32KN

- **For negative Moment:**

Assume bar diameter **Φ10** for main reinforcement

$d = h - 20 - d_b = 250 - 20 - (10/2) = 225$ mm

h	d_b	d
250 mm	10 mm	225 mm

$Mu = -155.6$ KN.m

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

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{155.6 * 10^{-3} / 0.9}{1.0 * (0.225)^2} = 3.4 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(3.4)}{420}}\right) = 0.009 > \rho_{min} = 0.0018 \quad \text{ok}$$

$$As = \rho * b * d = 0.009 * 1000 * 225 = 2005.4 \text{ mm}^2$$

As (mm2)	m	Rn(Mpa)	ρ	Mu
2005.4	20.59	3.4	0.009	-155.6K

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

$As\ min = \rho_{min} * b * h \quad = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$ (control)

As > As min

→ As min =450 mm² < Asreq =2005.4 mm² .OK .

⇒ **Use Φ16 / 10 cm , Asprov = 2009.6 mm²/cm**

step (s) is the smallest of :-

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

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

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

$\leq 3 * h = 3 * 250 = 750$ m

≤ 450 mm.

Use Φ16@ 10 cm C/C in main directions.

- Check for strain:

Tension = Compression

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

$2009.6 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 41.4m$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.4}{0.85} = 48.7mm$

$\varepsilon_s = \frac{225 - 48.7}{48.7} * 0.003$

$\varepsilon_s = 0.011 > 0.005 \longrightarrow ok$

(Temperature and Shrinkage) :

$\rightarrow \rho = 0.0018$

$As\ min = \rho_{min} * b * h \quad = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$ (control)

Use Φ8 @ 200 mm

step (s) is the smallest of :-

$\leq 5 * h = 5 * 250 = 1250$ mm

≤ 450 mm. . (control)

- **For Positive Moment :**

Assume bar diameter **Φ10** for main reinforcement

$d = h - 20 - d_b = 250 - 20 - (10/2) = 225$ mm

h	d_b	D
225mm	10 mm	225 mm

$Mu = +126$ KN.m

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

$$Rn = \frac{Mu / \phi}{b * d^2}$$

$$Rn = \frac{126 * 10^3 / 0.9}{1.0 * (0.225)^2} = 2.76 N/mm^2 \text{ (Mpa)}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.76)}{420}}\right) = 0.0071$$

$As = \rho * b * d = 0.0071 * 1000 * 225 = 1597.5$ mm²

As (mm2)	m	Rn(Mpa)	ρ	
1597.5	20.59	2.76	0.0071	126 K

Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2$ (control)

$A_s > A_{s\ min}$

$\Rightarrow$ $A_{s\ min} = 450$ mm² < Asreq = 1597.5 mm² .OK .

Use Φ16@100 mm

step (s) is the smallest of :-

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

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

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

≤ 450 mm.

.Use Φ16@ 10 cm C/C in main directions.

4.8 : Design Of beam(B2 ,UG) for flexure :-

4.8.1 Design of flexure of beam 2,UG

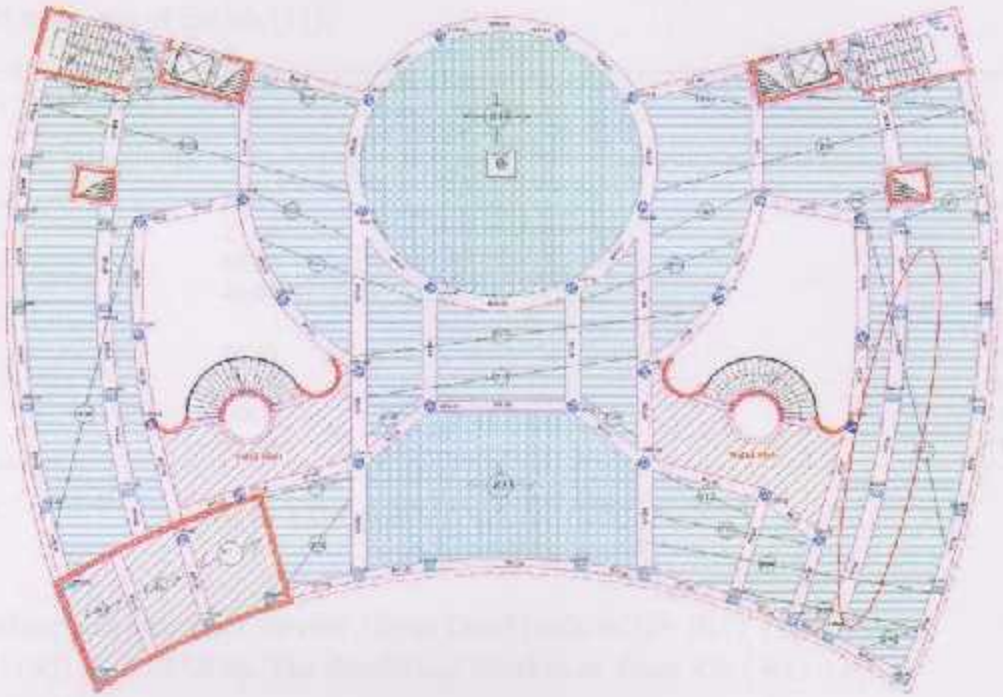


Fig.(4-11) Beam location in underground floor slab

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

No.	Parts of Rib	Calculation	
١	Plaster	0.03*1*22 =	0.66 KN/m
٢	Rc Beam	0.50*1*25 =	12.5 KN/m
٣	Sand Fill	0.07*1*16.4 =	1.15 KN/m
٤	Tile	0.03*1*22 =	0. 66 KN/m
٥	Mortar	0.03*1*22 =	0.66 KN/m
٦	partitions	2*1 =	2 KN/m

17.63KN/m

Load calculations for Beam:

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam 1 can be defined from the support reactions of the rib (11).

Reactions

Factored			
DeadR	-1.93	36.51	14.27
LiveR	3.68	21.24	8.4
Max R	1.74	57.75	22.67
Min R	-6.73	40.85	14.16
Service			
DeadR	-1.61	30.43	11.89
LiveR	2.3	13.27	5.25
Max R	0.69	43.7	17.14
Min R	-4.61	33.14	11.82

Fig.(4-12)support reactions of the rib (KN)

- The support reaction (service) from Dead loads of Rib (R11) upon beam (B٢UG) is **(30.43KN)**. The distributed Dead load from Rib (R11) on Beam(B2UG):

$$DL_{from\ Rib}=\frac{30.43}{0.52}=58.52\ KN/m$$

- The support reaction (service) from Live loads of Rib (R١١) upon beam (B2UG) is**(13.27 KN)** . The distributed Live load from Rib (R11) on Beam (B2UG):

$$LL_{from\ Rib}=\frac{13.27}{0.52}=25.52\ KN/m$$

- The support reaction (service) from Dead loads of Rib (R15) upon beam (B٢UG) is **(26.98 KN)**. The distributed Dead load from Rib (R15) on Beam(B2UG):

$$DL_{from\ Rib}=\frac{26.98}{0.52}=51.88\ KN/m$$

- The support reaction (service) from Live loads of Rib (R١5) upon beam (B2UG) is**(13.11 KN)** . The distributed Live load from Rib (R15) on Beam (B2UG):

$$LL_{from\ Rib}=\frac{13.11}{0.52}=25.21\ KN/m$$

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

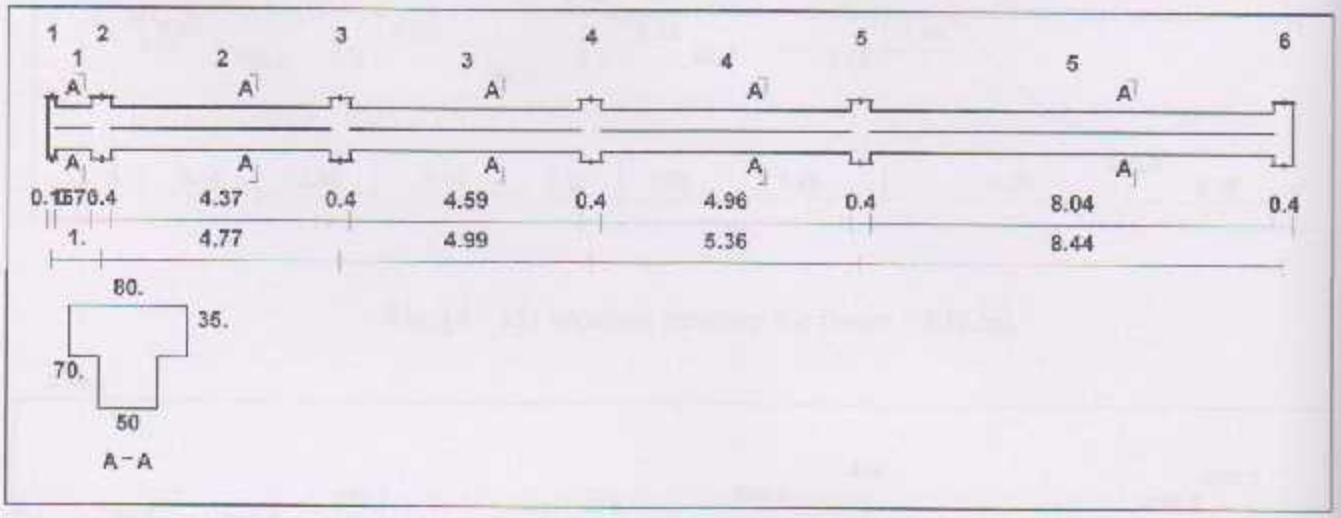
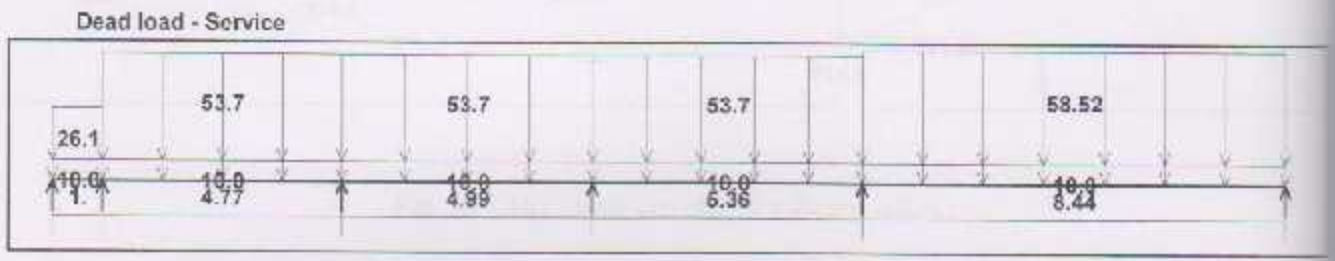


Fig. (4 - 13)Geometry of Beam



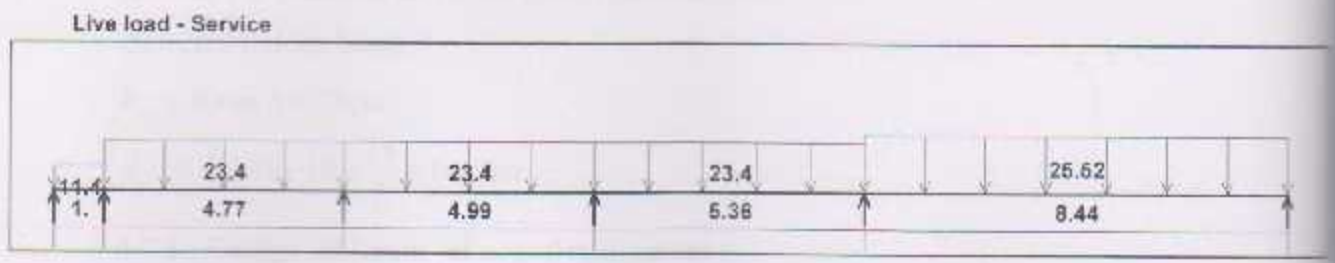


Fig. (4 –14)Loading ofBeam-(KN.m).

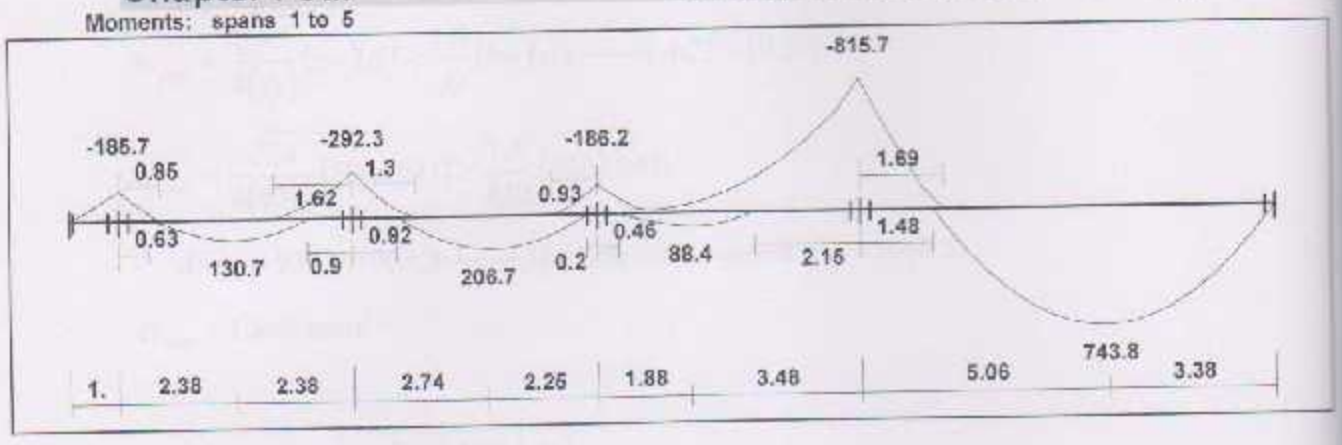


Fig. (4 - 15) Moment envelop for Beam -(KN.m).

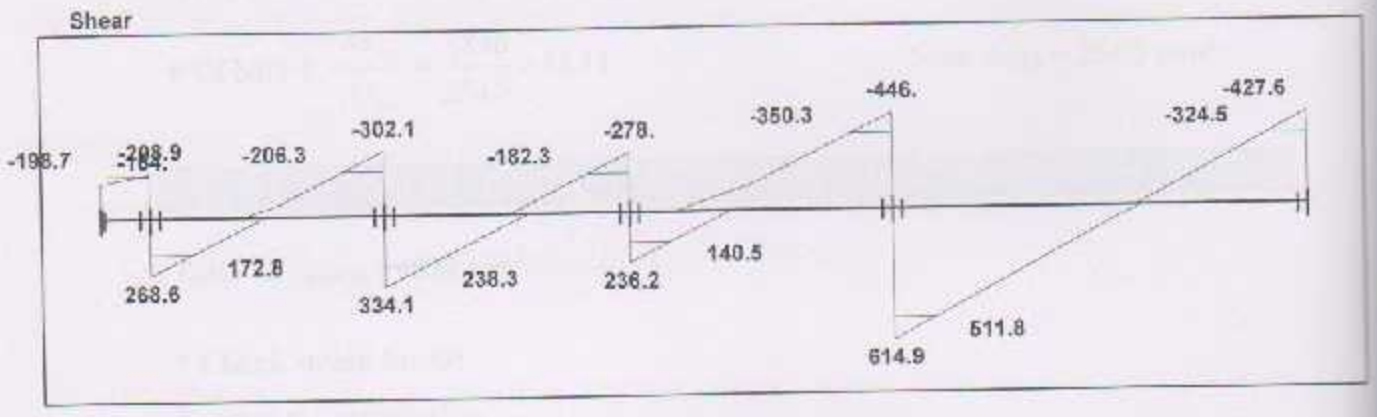


Fig. (4 - 16) Shear envelop for Beam -(KN)

Assume bar diameter Φ 18 for main reinforcement.

Selected hidden beam

$b_w = 50cm, h = 70cm$

$$d = 700 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 641mm$$

4.7.1 : Design of Beam of negative moment :

Take Mu =-815.7 $kN.m$ ..... at support (6).

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{815.7/0.9 \times 10^{-3}}{0.5 \times (0.641)^2} = 4.41\text{Mpa}$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI-10.5.1)$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(641) \geq \frac{1.4}{420}(500)(641)$$

$As_{min} = 934.6 (1068.3 \longrightarrow The\ larg\ est\ is\ control.$ $= 1068.3$

$As_{min} = 1068.3 mm^2$

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(4.41)}{420}}\right) = 0.012$$

As $= \rho^* b^* d = 0.012(500)(641) = 3846 mm^2 > As\ min = 1068.3\ mm^2$

$$\#\ Of\ bars = \frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{3846}{254.5} = 15.11$$

Note $A_{\Phi 18} = 254.5\ mm^2$

Select Top bars 16Φ18 in tow layer

Total As $_{(provide)} = 4072\ mm^2$

*** Check strain for Φ:**

Tension = Compression

$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$

$4072 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$

$a = 167.7 mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{167.7}{0.85} = 197.3 mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{641 - 197.3}{197.3} \times 0.003 = 0.0067$$

$\varepsilon_s = 0.0067 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$

***Check for bar distance:**

$$\varepsilon_s = \frac{500 - 2\times 40 - 2\times 10 - 8\times 18}{7} = 36.57mm > 25mm....ok$$

4.7.2 : Design of positive moment :

***Take Mu = 743.8** $kN.m$ ..... at span (5).

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b\times d^2} = \frac{743.8/0.9\times 10^{-3}}{0.5\times(0.641)^2} = 4.02\text{Mpa}$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(500)(641) \geq \frac{1.4}{420}(500)(641)$$

$$As_{\min} = 934.6 < 1068.3 \longrightarrow The\ l\text{arg}est\ is\ control. \quad = 1068.3$$

$$As_{\min} = 1068.3mm^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(4.02)}{420}}\right) = .011$$

As = 0.011(500) (641) – 3525.5mm² >As min =1068.3mm².

$$\#\ \text{Of bars} = \frac{As_{req}}{As_{bar}} = \frac{3525.5}{254.5} = 13.9$$

Note $A_{\Phi 18}$ = 254.5 mm²

Select bottom bars 14Φ18mm in tow layer.

Total As=3563 mm^2 >3829.98.....*ok*

***Check strain forΦ:**

Tension = Compression

$$A_s \times fy = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$

$$3563 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 500 \times a$$

$$a = 146.7mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{146.7}{0.85} = 172.6mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{641 - 172.6}{172.6} \times 0.003 = .008$$

$$\varepsilon_s = 0.008 > 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots ok$$

***Check for bar distance:**

$$\varepsilon_s = \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 7 \times 18}{6} = 45.7mm > 25mm \ldots\ldots ok$$

4.7.3 : Design of shear for Beam :

ACI – 318 – Categories for shear design:

$Vu_{critical} = 511.8$ KN

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}\, b_w\, d$$

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 500 * 641$$

$V_c = 261.69$KN.

$\Phi V_c = 0.75 * 261.69 = 196.3$KN

$$v_{s,min} = \frac{1}{16}\sqrt{fc'}\, b_w\, d$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w\, d$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} 500 * 641$$

$$v_{s,min} = 106.83\ KN$$

$$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}\, b_w\, d$$

$v_{s'} = \frac{2}{3}\sqrt{24} * 500 * 641 = 523.4KN$

So , Case (4)

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

$0.75(261.69+106.83) < 511.8 < 0.75(261.69+523.4)$

So, shear reinforcement are required .

Use 4 leg Φ 10 .

As =314.16 mm^2 .

$V_s - V_u - V_c = \frac{511.8}{0.75} - 261.69 = 420.71$ KN

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{314.16 * 420 * 641}{420.71 * 1000} = 201.04mm$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} \; or \; s_{max} \leq 600\; mm$$

$$S\,max = \frac{d}{2} = \frac{641}{2} = 320.5\; mm(control)$$

Select 4 leg Φ10 , @ 200 mm (4 Legs)

4.9 Design of column(C05).

Select (C05) for design:

❖ **Loading :-**

Try 40*60 cm with Ag = 2400 cm^2
Pu=(1.2*242.8+1.6*57.6)=383.52 KN.

*Check slenderness limit:

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

M1&M2 =1.0 - (braced fram with Mmin).

K=1.0 - (for columns in nonsway frames).

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

Lu=3.3m.
rx=0.3 h=0.3*0.4=0.12.
ry=0.3*b=0.3*0.6=0.18

$\frac{klu}{rx} = 33.33) 22.0$ Slender column for bending about x_axis.

$\frac{klu}{ry} = 22.22 > 22.0$ Slender column for bending about y_axis.

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

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700*\sqrt{24} = 23025.20 Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(242.8)}{383.52} = 0.76.$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.6*0.4^3}{12} = 3.2*10^{-3} m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23025.20*3.2}{1+0.76} = 16745.6 MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 16745.6}{(1.0*4)^2} = 10319.1KN.$$

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

$$Cm = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_c)} \geq 1.0$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-(382.85/0.75*10319.1)} = 1.052 > 1$$

$$e_{min} = 15 + 0.03*h = 15 + 0.03*400 = 27.0mm = 0.027\,m$$

$$e = e_{min} \times \delta_{ns} = 27.0*1.052 = 28.404\,mm = .00284\,m.$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0284}{0.4} = 0.0709$$

Because e/h<0.1 we well design as concentrically loaded column:

$$P_{n(max)} = 0.8 \times Ag\{0.85fc' + \rho_g(f_y - 0.85f_c')\}$$

$$590.03 = 0.8 \times 24\{0.85 \times 24 + \rho_g(420 - 0.85 \times 24)\}$$

$$\rho_g = 0.020 > \rho\min = 1\% \quad ok$$

$$A_s = 0.020 * 600 * 400 \qquad A_s = 4800mm^2$$

$$Select\ 12\phi 22 \Rightarrow As_{Provided} = 4561.6mm^2$$

***Design of the Tie Reinforcement:-**

$$Spacing \leq 16 \times d_b (Longitudinal\ bar\ diameter) = 16 \times 22 = 352mm.$$

$$Spacing \leq 48 \times d_t (tie\ bar\ diameter) = 48 \times 10 = 480mm.$$

$$Spacing \leq Least.\text{dimension} = 400mm$$

$$\therefore\ Use\ \phi 10@250mm$$

4.١٠ Design of isolated footing of C(23,36):

4.10.1 Load Calculation :

Total factored load = 2900 KN.

Total services load = 2150 KN.

Column Dimensions = 60*60 cm.

Soil density = 18 KN/m^3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (60 cm) thick.

live load =5 KN/m2.

=400 - 5 - 0.4*18 - 0.6*25 = 373.8kN/m^2 q_{allow}

4.10.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{2150}{373.8} = 5.8\ m^2$$

➔ **L= 2.42m**

Try 2.5 * 2.5 m with area = 6.25m^2 > A $_{req}$ = 5.8m^2

Determinate q_u = 2900/6.25 = 464 KN/m^2

4.10.3 Determine the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 60 cm ..... d = 600-75-20 = 505 mm

- **Check for one way shear strength**

Critical Section at $\frac{a}{2}+d$

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.6}{2}+0.505=0.805m$$

$$Vu=464*(\frac{2.5}{2}-0.805)*2.5=516.2KN$$

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

$$\phi Vc=0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2500*0.505=773.12KN$$

$$\phi Vc=773.12KN>Vu=516.2KN$$

$\therefore$ *Safe*

- **Check for two way shear action (punching)**

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

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

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

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

Where:

$$\beta_c = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{60}{60} = 1.0$$

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

$$b_o = 4(d+a) = 4(60+50.5) = 442cm$$

α_s = 30 for edge column

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1.0}\right)*\sqrt{24}*4420*0.505 = 4100.6KN$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{30*0.505}{4.42}+2\right)*\sqrt{24}*4420*0.505 = 6083.68KN$$

$$\phi V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4420*0.505 = 2733.75KN$$

$\phi V_C = 2733.75KN$ ..... *Control*

$Vu_c = Pu - FR_s$

$FR_s = \sigma_{su} * area\ of\ critical$ section

$Vu_c = 2900 - [464*(0.6+0.0.505)*(0.6+0.0.505)] = 1874.56KN$

$\phi Vc = 2733.75KN > Vu_C = 1874.56KN$..... *satisfied*

4.10.4 Design for Bending Moment:

$$Mu = 464*2.5*\frac{0.95^2}{2} = 523.45KN.m$$

Mu =523.45 KN.m for both side

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{523.45}{0.9} = 581.6KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{581.6\times10^{3}}{2.5\times0.505^2} = 0.912Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85^{*} fc} = \frac{420}{0.85*24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.588\times0.912}{420}}\right) = 2.2*10^{-3}$$

$$As_{Req} = \rho * b * d = 2.2*10^{-3}*250*50.5 = 28.06\ cm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*250*60 = 27cm^2$$

$$As_{Req.} = 28.06 > As_{Shrinkage} = 27cm^2$$

Select $15\phi16$.... $As_{Provided} = 30.14cm^2 > 28.06cm^2$ .....*ok*

Select $15\phi16$.... $As_{Provided} = 30.14cm^2 > 28.06cm^2$ .....*oK*

Check of strain:

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$3014*420 = 0.85*24*2500*a$$

$$a = 24.82mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{24.82}{0.85} = 29.2mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{505-29.2}{29.2}X0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.048 > 0.005$$

$\Rightarrow$ OK

4.10.5 Development Length of main Reinforcement for Mu1 :

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

$Ktr = 0$ *(No stripes)*

$cb = 75 + 16 = 91cm$

$$\frac{ktr+cb}{db} = \frac{0+91}{16} = 5.68 > 2.5$$

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

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 16 = 395.1\ mm$$

Ld $_{available}$ = 600-75= 525mm

Ld $_{available}$ = 525 mm > $ld_{req} = 395.1mm$

- not required hook

4.10.6 Design of dowels :

P_u = 2900 KN

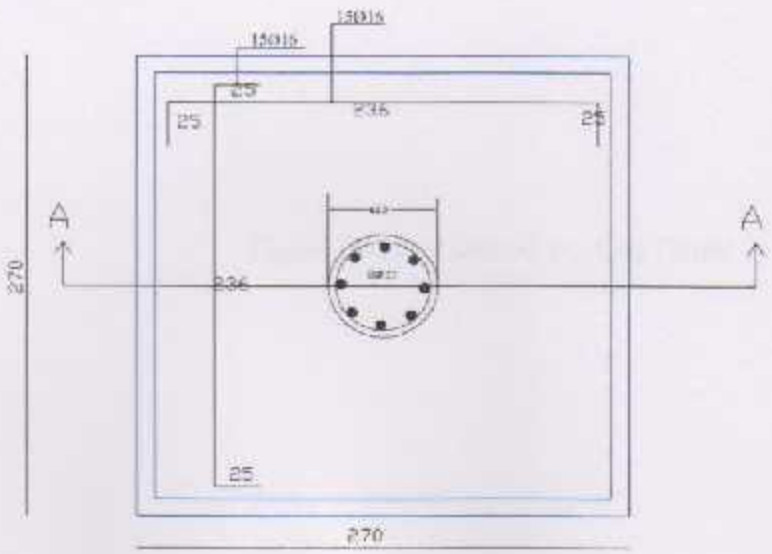
$\phi.Pn = \phi.(0.85\,fc'Ag)$

$\phi.Pn = 0.65*[0.85*24*(600*600)]/1000 = 4773.6KN$

But $Pu = 2900 < \phi.Pn = 3315KN$

Dowels are not required for load transfer.
But use the minimum reinforcement of dowels:

4.10.7 Isolated Footing Deta



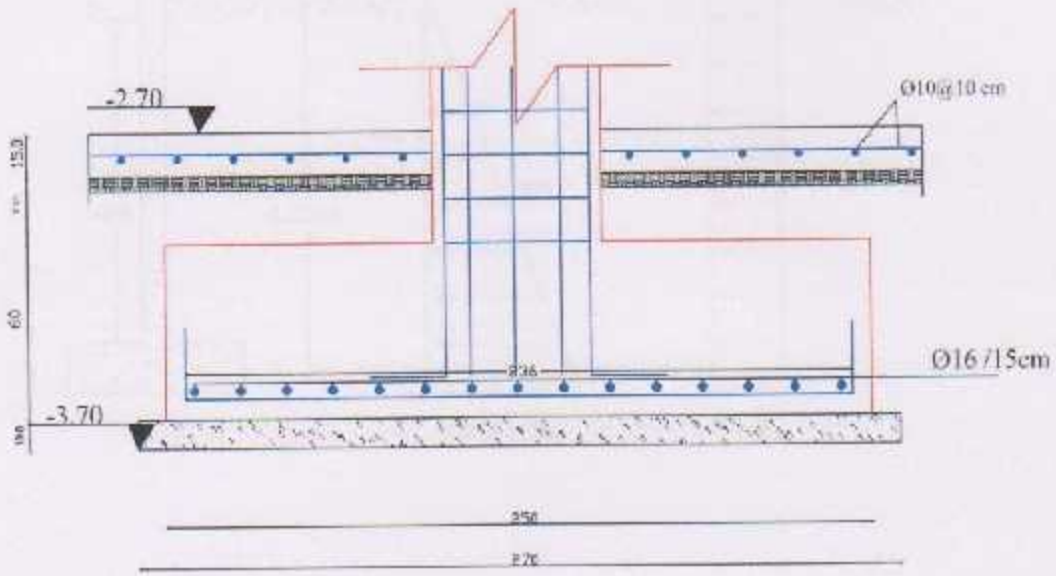


Figure (4-17): Isolated Footing Detail

٤ -١١ Design of basement wall

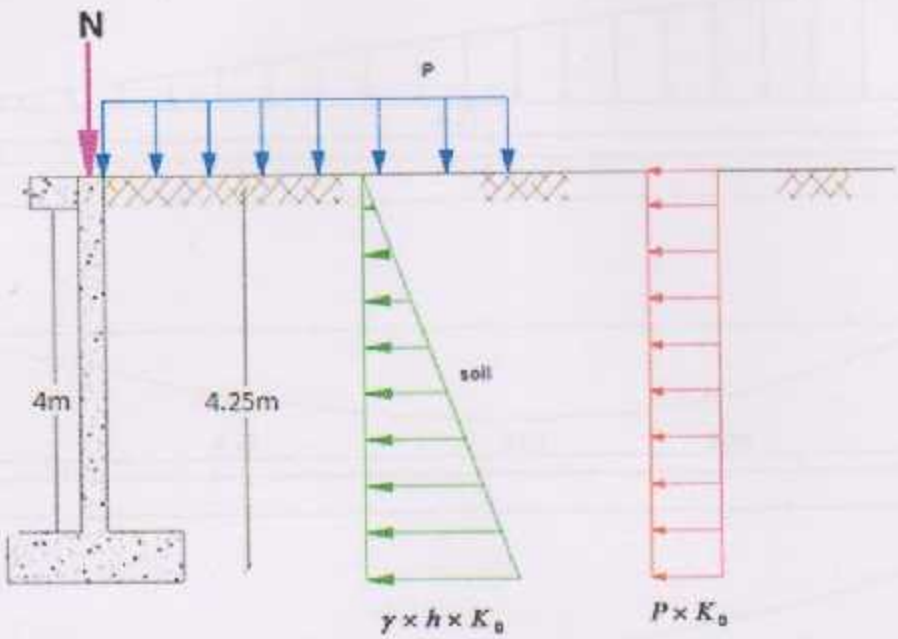


Figure (4-18) : Load on Basement Wall

⇒ **Loading :**

- **Self weight of earth :**

$q_1 = \gamma \times h \times K_0$

Assume that :

$\gamma_{soil} = 18\ Kn/m^3$

$\theta = 30^\circ$

$K = 0.5$

$q_1 = 18 \times 4.25 \times 0.5 = 38.25\ \text{KN/m}^2$

- **Load from live load:**

$q_2 = P \times K_0$

$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5\ \text{KN/m}^2$

- **Normal Load :**

Is very small , it will be neglected (safe side) .

$W_{min} = 2.5*1 = 2.5\ \text{kN/m}$

$W_{max} = 2.5*1 + 38.25*1 = 40.75\ \text{kN/m}$

$W_{min(factored)} = 1.6*2.5 = 4\ \text{kN/m}$

$W_{max(factored)} = 1.6*40.75 = 65.2$ kN/m

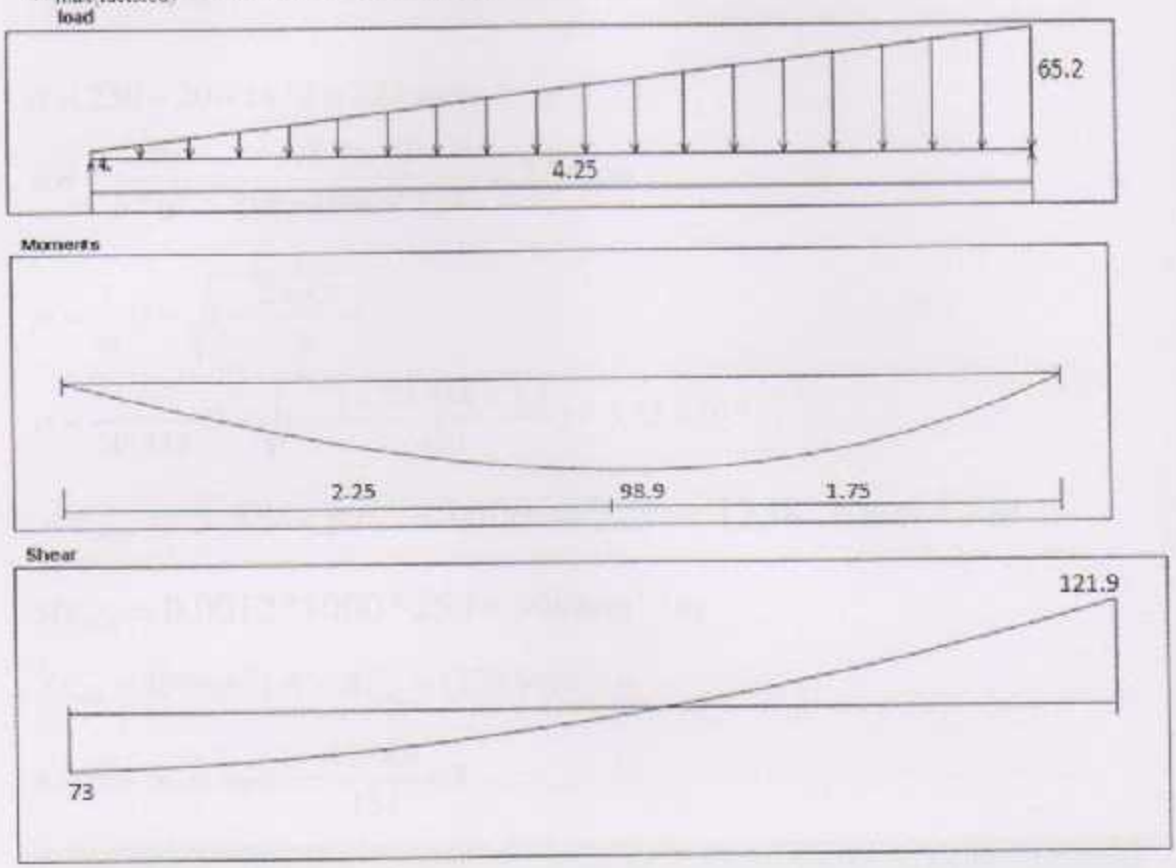


Figure (4-19) : Loads & Shear/Moment envelope for basement wall

⇒ **Design :**

: Thickness Calculation

01 .0 –Assume ρ

m. 98.9kN =Mu

m.68 kN =9 .0/Mn =98.9

$$m = \frac{Fy}{0.85\,fc'} = \frac{420}{0.85\times 24} = 20.588$$

$$K_n = \rho \times fy \times (1 - 0.5m\rho) = 0.01\times 420\times(1-0.5\times 20.588\times 0.01) = 3.77 Mpa$$

$$K_n = \frac{Mn}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{98.9\times 10^6}{0.9\times 1000\times 3.77}} = 170 mm$$

$$h = 170 + 20 + 7 = 197\ mm$$

$$select \quad h = 250\,mm$$

4.11.1 Design of the Vertical reinforcement:

$$d = 250 - 20 - 14/2 = 223\ mm$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{98.9 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 2.2 Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 2.2}{420}}\right) = 5.55 \times 10^{-3}$$

$$As_{req} = 5.55 \times 10^{-3} \times 1000 \times 223 = 1238.6 mm^2 / m$$

$$As_{min} = 0.0012 * 1000 * 250 = 300 mm^2 / m$$

$$As_{min} = 300 mm^2 / m < As_{req} = 1238.6 mm^2 / m$$

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{1238.6}{154} = 8$$

Select Φ14@12.5cm c/c

٤.١١.٢ Design of the Horizontal reinforcement:

: Select the greater of

$$As_{horizontal} = 0.002 * 1000 * 250 = 500 mm^2 / m$$

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{500}{50.24} = 9.95$$

Select Φ8@20cm c/c, In tow layer

: Check for Shear

$$= 121.9 - \frac{(65.2 + 4)}{2} \times (0.15 + 0.223) = 108.99\ KN.m\ Vu$$

$$\phi \times Vc \geq Vu$$

$$\phi \times Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{fc'} \times b \times d = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1000 \times 223$$

$$\phi Vc = 136.56 >> Vu = 108.99 kN$$

$\therefore$ *No Shear Reiforcement Required*

4.12 Design of Shear wall:

٤,١٢,١ Calculation of shear force on shear walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

Z=0.3 zone "3"

R= 5.5

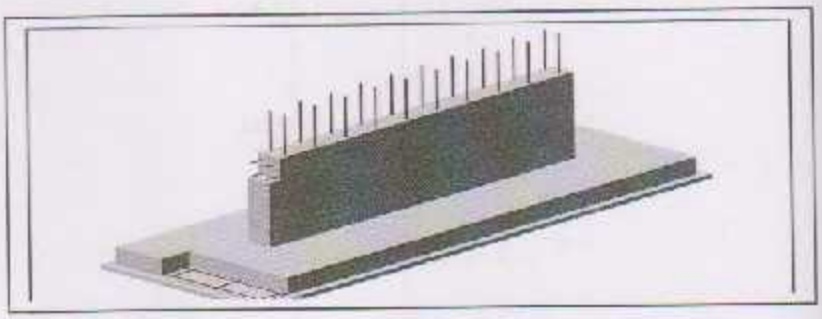
I=1

Ca = 0.24

Cv = 0.24

$=28\,h_n$

Ct = 0.0488



Where:

Z=Seismic zone factor as given in table 16-1.

R= numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set in Table 16-N or 16-P.

I= importance factor given in table 16-K.

Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

Ct = numerical coefficient given in section 1630.2.2.

Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to level *i*, *n or x*, respectively.

$T = C_t (h_n)^{3/4}$ Eq.... 30-8 (UBC)

By using the software (ETABS.) to Analysis the shear wall it was get result as the following:

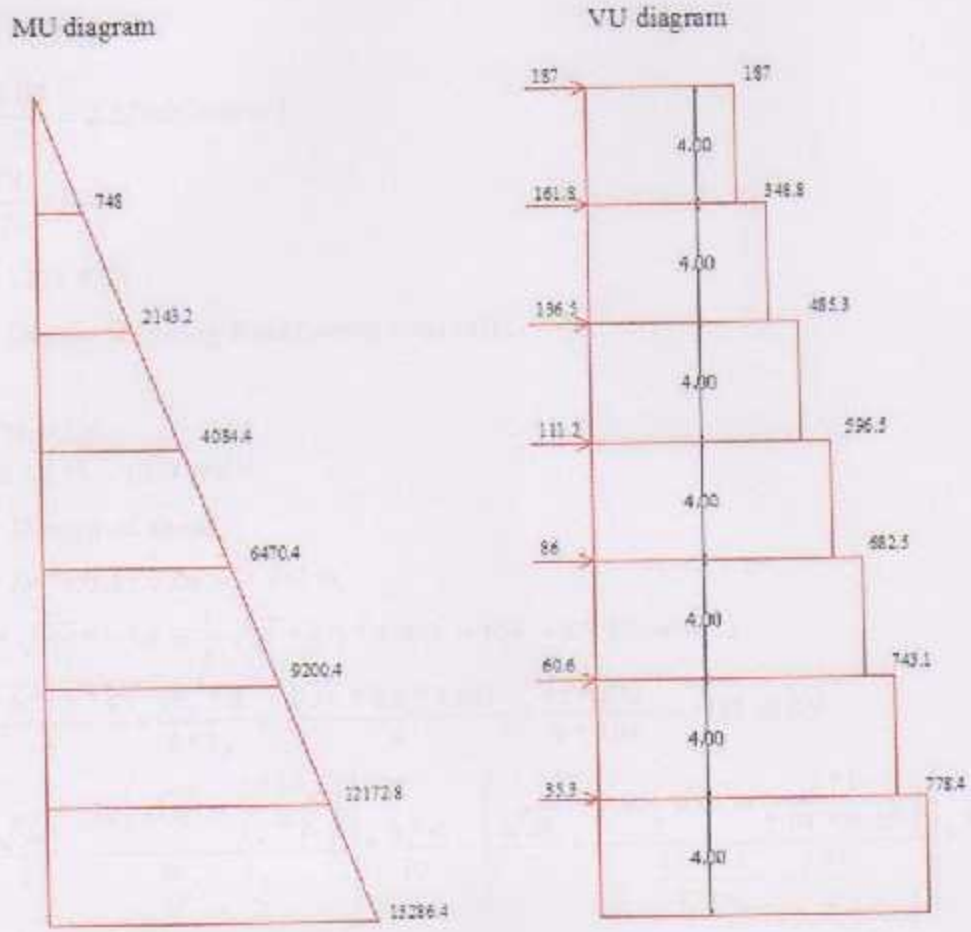


Figure (4-20) : Moment & Shear-Diagram for Shear Wall.

٤,١٢,٢ Shear Wall Design Parameters:

=24 MPa f_c'

=420 MPa. f_y

h=20cm. Shear wall thickness.

L_w= 5.04 Shear wall width

Hw=28 m Story height.

4.12.3 Design of the Horizontal reinforcement:

Internal forces & moments:

$\sum Vu = 778.4KN$

Critical Section

$$\frac{Lw}{2} - \frac{5.04}{2} = 2.52m(Control)$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{28}{2} = 14m$$

$Mu = 13324.8KN$

4.12.4 Design by using Reinforced concrete:

$Vu = 778.4KN$

$Vn = Vu / 0.75 = 1037.9KN$

٤.١٢.٥ Design of shear

$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 5.04 = 4.032\ m$

$$Vc_1 = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * h * d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 0.2 * 4.032 = 658.4KN\ (Control)$$

$$Vc_2 = \frac{\sqrt{fc'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = \frac{\sqrt{24} * 0.2 * 4.032}{4} + \frac{1 * 4.032}{4 * 5.04} = 1187.6KN$$

$$Vc_3 = \left(\frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{l_w\left(\sqrt{fc'} + \frac{2 * N_u}{l_w * h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right) * \frac{h * d}{10} = \left(\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{5.04\left(\sqrt{24} + \frac{2 * 1}{5.04 * 0.25}\right)}{\frac{13324.8}{778.4} - \frac{5.04}{2}} \right) * \frac{0.2 * 4.032}{10} = 5$$

$Vs = Vn - Vc1$

$Vs = 1037.9 - 658.4 = 379.5KN$

$$\left(\frac{Av_h}{S2}\right) = \frac{Vs}{fy * d} = \frac{379.5 * 10^{3}}{420 * 4.032} = 0.2241 * 10^{-3}\ m$$

$$\left(\frac{Av_{h\,min}}{S2}\right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 0.2 = 0.5 * 10^{-3}\ m(Control)$$

$$S2 = \frac{Lw}{5} = 5040 / 5 = 1008\ mm$$

$S2 = 3 * h = 3 * 200 = 600\ mm$

$select \longrightarrow 2\phi 10 \longrightarrow As = 1.58\ cm2$

$$\frac{Av}{S2} = 0.5mm$$

$$\frac{158}{S2} = 0.5 \rightarrow S2 = 316\ mm\ (Control)$$

$Select \ldots S2 = 30\ cm < Sreq. = 31.6cm$

$S2 selected = 30\ cm$

$use \ldots 2\phi 10\ @\ 30\ cm\ (c/c)\ in\ 2layer$

Select 2Φ 10 / 30cm. In tow layer

٤,١٢,٦ Design of the Vertical reinforcement:

$$\rho_{min} = (0.0025 + 05(2.5 - \frac{hw}{lw})(\frac{Avh}{S_2 h} - 0.0025))S_1 h_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{28}{5.04} = 5.56 > 2.5$$

$$Avn = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 = \frac{1}{3}L_w = \frac{1}{3} \times 5040 = 1680mm$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 200 = 600mm$$

$$Select\ 2\phi 10\ With\ area\ As = 158mm^2$$

$$158 = 0.0025 \times S_1 \times 200$$

$$\therefore S_1 = 316mm(Control)$$

$$Select\ S_1 = 30cm < 31.6cm$$

$$S = 30cm$$

$$\longrightarrow Select\ 2\phi 10 / 30cm\ c/c$$

Select 2Φ 10 / 30cm. In tow layer

٤,١٢,٧ Design of bending moment:

Mu = 15286.4 KN.m

$$C \geq \frac{l_w}{600 * (S_n / h_w)}$$

Assume Sn/hw = 0.007

$$C \geq \frac{5.04}{600 * 0.007} = 1.2$$

$$C_w = C - 0.1 \times L_w$$

$$C_w = 1.2 - 0.1 \times 5.04 = .696m$$

$$= \frac{1.2}{2.0} = 0.6m\ C_w = \frac{C}{2.0}$$

$$Select\ The\ boundary\ element = 70cm > 69.6cm$$

$$\longrightarrow = \frac{5.04}{0.25} \times 158 = 3185.28mm^2\ As_2 = \frac{Lw}{s1} \times As_1$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 * \beta * fc * Lw * h)/(As_t * Fy)}$$

$$\frac{Z}{Lw} = \frac{1}{2 + (0.85 \times 0.85 \times 24 \times 5.04 \times 0.2)/(3185.28 \times 10^{-6} \times 420)} = 0.066$$

$$= Mu = 0.9 \times Fy \times 0.5 \times As_t \times Lw \times \left(1 - \left(\frac{Z}{Lw}/2\right)\right)$$

$$0.9 * 420 * 0.5 * 3185.28 \times 10^{-3} \times 5.04 * (1 - \frac{0.066}{2}) = 2934.04\ kN.m$$

$$Mu_{Design} = 15286.4 - 2934.04 = 12352.36\ kN.m$$

$$Ast = \frac{Mu/\phi}{fy \times (Lw - Cw)} = \frac{12352.36 \times 10^6 / 0.9}{420 \times (5040 - 700)} = 7529.54 mm^2$$

$$As = .08 * 200 * 700 = 11200 mm^2$$

$$\therefore Use \phi 20 \longrightarrow Select\ 19\phi 28 \rightarrow As = 11699.3 mm^2$$

4.13 Design of stairs:

L = 5.01m

h_{req} = L/ 20

h_{req} = 501 / 20 = 25.05cm .....take h= 25 cm.

⇒ **Use h = 25cm.**

$\theta = \tan^{-1}(150 / 300) = 26.56^{\circ}$

Cos θ = 0.89

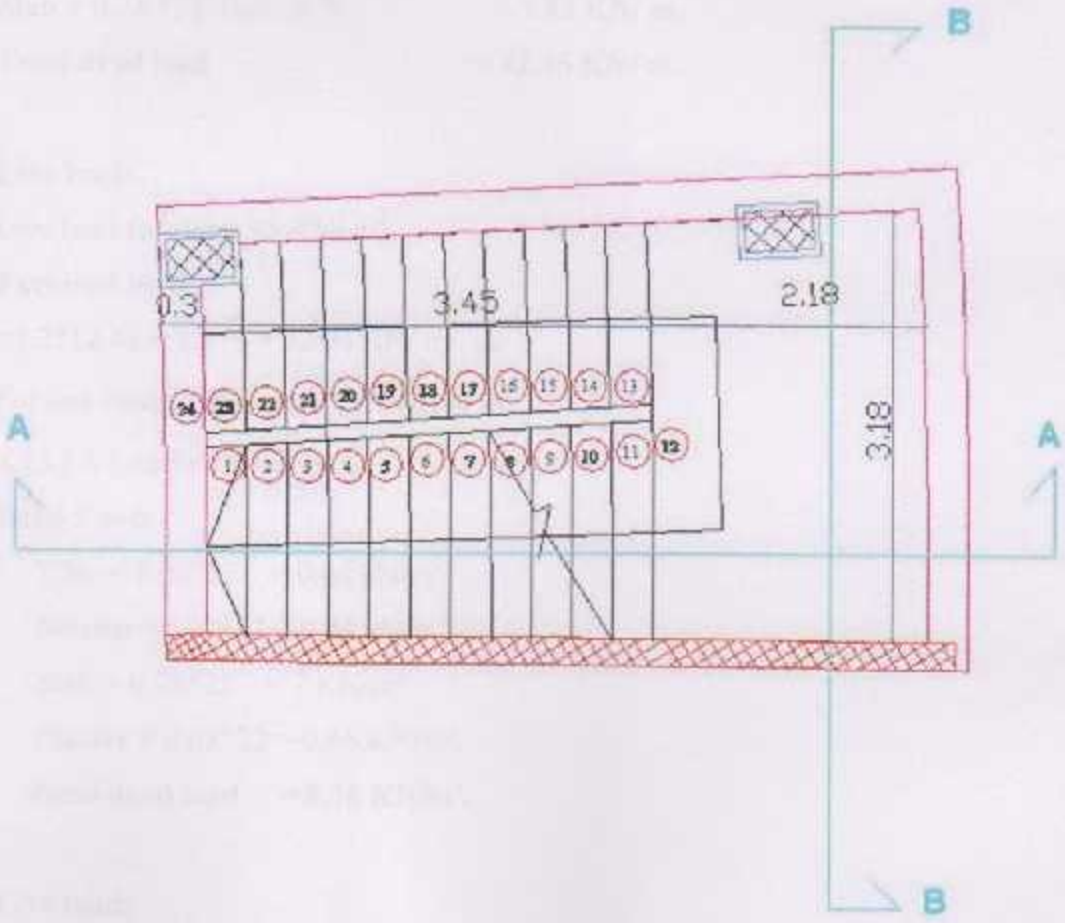


Figure (4-21) : Stairs plan

4.13.1 Load Calculations at section (A-A):

4.13.1.1 Load on flight:

Dead Load:

Tiles = 0.03*27*((0.35+0.15)/0.30) = **1.35 KN/m.**

mortar = 0.02*22 *((0.15+0.3)/0.3) = **0.66 KN/ m.**

Plaster = (0.03*22)/ (Cos 26.56) = **0.738 KN/ m.**

Steps = ((0.15+0.3)/2) * 25/0.3 = **1.875 KN / m.**

Slab = 0.28 *25/ Cos 26.56 = **7.83 KN/ m.**

Total dead load = **12.45 KN/ m.**

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factored load

=1.2*12.45 + 1.6*5 = 22.94 KN/ m^2. qu

For one meter Strip, qu = 22.94 KN/ m.

4.13.1.2 Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*22 = 0.66 kN/m^2

Mortar =0.02*22 = 0.44 kN/m^2

Slab = 0.28*25 = 7 KN/m^3.

Plaster = 0.03*22 = 0.66 KN/m^2.

Total dead load = **8.76 KN/m^2.**

Live load:

Live load for stairs = 5 KN/ m^2.

Factored load

=1.2*8.76+ 1.6 *5 = 18.5KN/ m^2. qu

For one meter Strip, qu = 18.5 KN/ m.

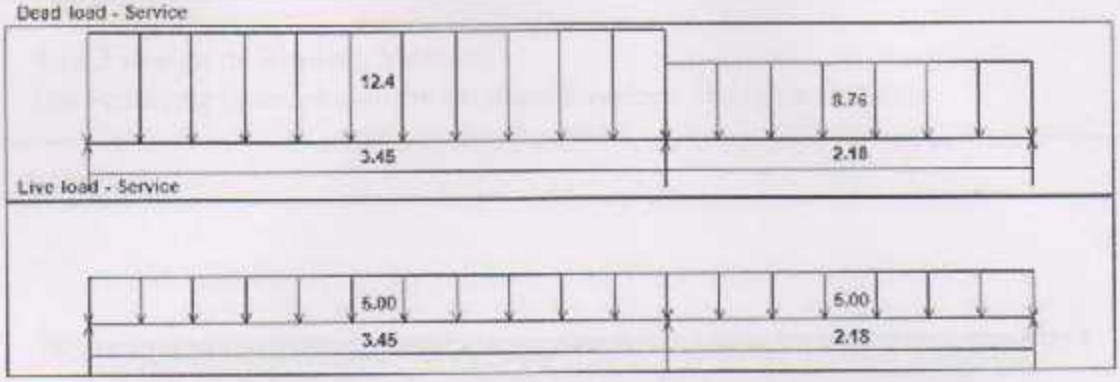


Figure (4-22) : Loads on stairs

4.13.2 Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -7 = 223 mm = 22.3 cm

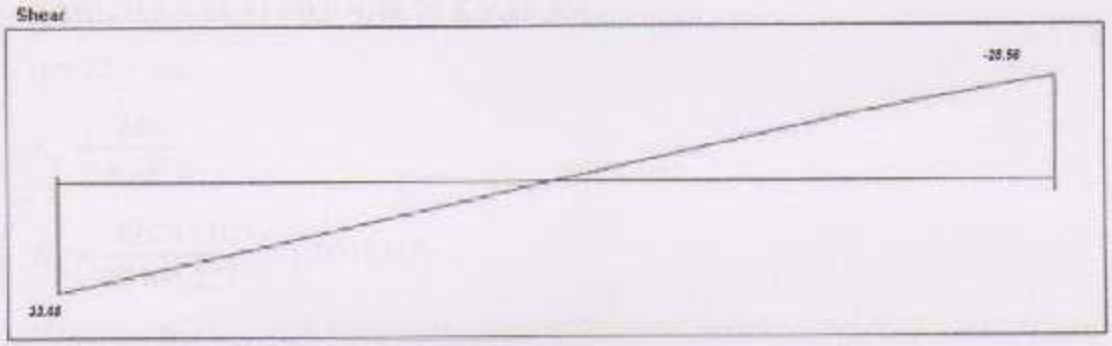


Figure (4-23) : Shear Envelope of stair

Vu = 33.48 KN .

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

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

= 136.6 KN . ϕVc <Vu = 33.48 KN

>>>>No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

4.13.3 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

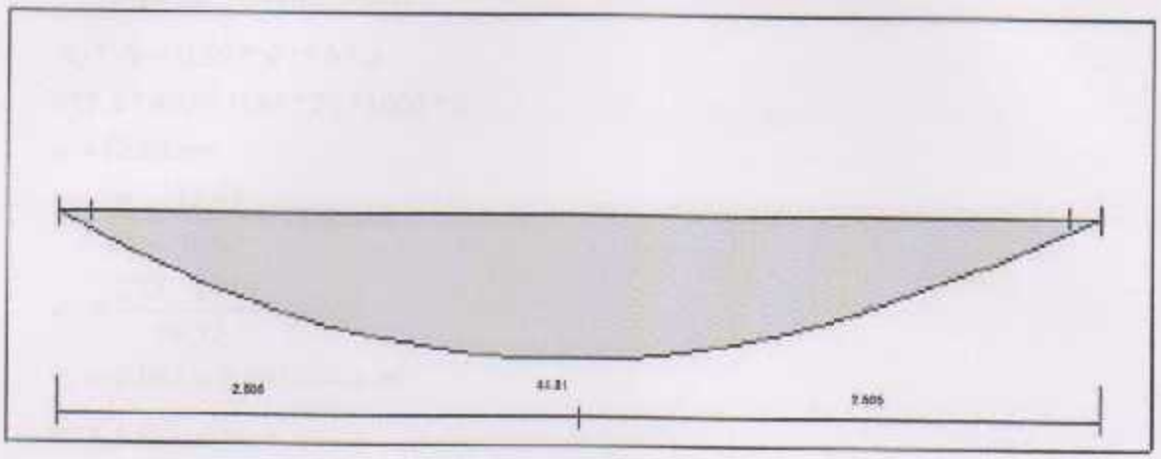


Figure (4-24) : Moment Envelope of stair

Mu – 44.81 kN.m

= Mu / 0.9 = 44.81 / 0.9 = 49.79 KN.m. Mn

d – 22.3 cm.

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

$$K_n = \frac{49.79 * 10^6}{1000 * 223^2} = 1.0012 MPa$$

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

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

$$= \frac{1}{20.588}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.0012}{420}}\right) = 2.44 * 10^{-3} \quad \rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right)$$

$- 2.44 * 10^{-3} * 1000 * 223 = 544.7 \text{mm}^2 \; As_{req}$

$- 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 mm^2 \; As_{min}$

$= 450 \text{mm}^2 \leq As_{req} - 544.7 \text{mm}^2 \; As_{min}$

Use Φ 14>>>544.7/153.9 – 3.5

Use 4Φ 14 @ 25 cm c/c ..... with As =615.8mm².

As provided = 615.8> As req.....**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

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

$615.8 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$

$a = 12.68mm$

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

$$\varepsilon_s = \frac{223 - 14.92}{14.92} * 0.003$$

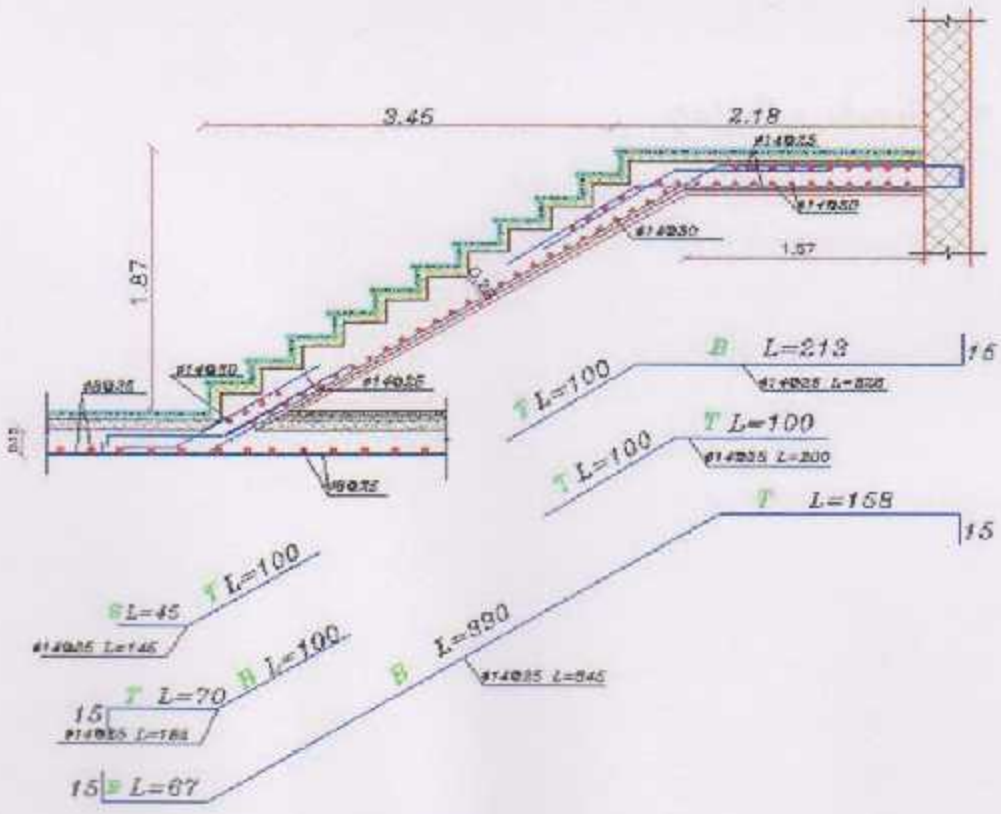
$\varepsilon_s = 0.042 > 0.005 \longrightarrow ok$

4.13.4 Secondary reinforcement:

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2$

Use Φ14 @ 30 cm ..... With As = 461.8 cm².

4.13.5 Stairs at section (A-A) Details:



SECTION (A–A)

Figure (4-25) : Stair Section

الفصـــــــــل الخامس

النتائج والتوصيات

٥.١ النتائج

٥.٢ التوصيات

٥.٣ المصادر و المراجع.

٥-١ النتائج :

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادرا على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 250KN/m2.

5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظرا لطبيعة وشكل المنشأ،كما تم استخدام نظام عقدات (Two-Way Ribbed Slab) في اجزاء معينة من الطوابق، كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab)في عقدة الكراجات وعقدة بئر الماء، نظرا لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة،بالإضافة الى استخدام نظام العقدات المسطحة(Flate plate)في بعض الطوابق . هذا وقد قمنا باقتراح نظام انشائي آخر للمبنى باستخدام العقدات المسطحة (Flat Plate)وذلك نظرا لطبيعة وشكل المبنى بالاضافة الى وجود فتحات في المبنى ، وقد سمح لنا هذا النظام حرية توزيع الأعمدة بالمقارنة مع النظام الانشائي السابق .

6. برامج الحاسوب المستخدمة:

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2013/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ETABS: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
c) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) SAFE: لتصميم بعض العناصر الإنشائية.
f) (Office XP): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

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

8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥-٢ التوصيات :

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

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

٥-٣ المصادر والمراجع :

1. American Concrete Institute (A.C.I), **Building code Requirement for structural concrete** (ACI-318M-08).

٢. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 2006م.

٣. إبراهيم عايد – عمر أبو عرام-نوح زيدات ، " التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية و المصرفية" ، مشروع تخرج استكمالا لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، ٢٠١٢م.