

الإهداء

إلى كل من نقش بجانب اسمه وسام الجهاد بلون العلم أو فداء للوطن أو صنع الخير للعالم .

إلى آباء و أمهات بذلوا الغالي و النفيس ليسقوا بذورا غرسوها بنا مذ ولدنا ، و انتظرونا بفارغ الصبر و بأمل بحجم الكون .

إلى من أنبتوا فينا أشجار علم و فائدة ، فجعلونا عبادا لهم لما علمونا من عظيم حروف و علم و نفع .

إلى من بنوا فينا قصور أمل و عزيمة بلبنات من كلام بسيط و ذو وقع عظيم .

إلى كل من هم قطع من أرواحنا و يفصل بيننا و بين وصالهم حكم طاغ و عدو .

إلى كل شهيد أهدى الوطن بروحه و روى ثراه بدمائه .

إلى كل أسير يستأصل الصبر و الثبات من نسيم وطنه الذي يتسلل إليه من بين قضبان سجانه .

إلى الشهيد الأسير البطل الفدائي بهاء محمد عليان .

الشكر و التقدير

الحمد لله الذي أثار لنا درب العلم والمعرفة وأعاننا على أداء هذا الواجب ووفقتنا إلى انجاز هذا العمل وصلّ اللهم على خاتم الرسل معلم البشرية وهادي الإنسانية ، وعلى آله وصحبة ومن تبعهم ، صلاةً تقضي لنا بها الحاجات ، وترفعنا بها أعلى الدرجات ، و تبلّغنا بها أقصى الغايات من جميع الخيرات ، في الحياة وبعد الممات . نتوجه بجزيل الشكر والامتنان .

الى والدينا اللذان شقا لنا طريق العلم كانا خير سند لنا طيلة حياتنا الدراسية من تشجيع ودعاء وصبر وعطاء كما نشكر كل من ساعدنا من قريب أو من بعيد على انجاز هذا العمل ، ونخص بالذكر المشرف والدكتور هيثم عياد الذي لم يبخل علينا بتوجيهاته ونصائحه القيمة التي كانت عوناً لنا في إتمام هذا العمل.

كما نتقدم بالشكر لمن اعطوا ، واجزّلوا بعطائهم اساتذتنا الافاضل لكم منا كل الثناء والتقدير .

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	الموضوع
1	عنوان المشروع
2	الإهداء
3	الشكر والتقدير
4	فهرس المحتويات
6	فهرس الجداول
7	فهرس الأشكال
8	List of Abbreviations
10	ملخص المشروع باللغة العربية
11	ملخص المشروع باللغة الإنجليزية
12	الفصل الأول :- المقدمة
13	محتويات الفصل الأول
14	المقدمة
14	تعريف عام بالمشروع
15	أسباب اختيار المشروع
16	أهداف المشروع
17	مشكلة البحث (المشروع)
17	نطاق المشروع (حدود المشروع)
18	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع
19	الفصل الثاني : الوصف المعماري
20	محتويات الفصل الثاني
21	المقدمة
22	لمحة عن المشروع
22	موقع المشروع
23	أهمية الموقع
24	حركة الشمس و الرياح
25	العناصر المعمارية
25	وصف المساقط الأفقية
26	طابق التسوية
27	الطابق الأرضي
28	الطابق الأول
29	الطابق الثاني
30	الطابق الثالث
31	الطابق الرابع
32	وصف الواجهات
32	الواجهة الشمالية
33	الواجهة الجنوبية
34	الواجهة الشرقية
35	الواجهة الغربية
36	وصف الحركة
37	الفصل الثالث : الوصف الإنشائي
38	محتويات الفصل الثالث
39	المقدمة
39	هدف التصميم الإنشائي

40	مراحل التصميم الإنشائي
40	الأحمال
40	الاحمال الميتة
41	الأحمال الحية
42	الأحمال البيئية
42	أحمال الرياح
43	أحمال الثلوج
43	أحمال الزلازل
44	الدراسات الجيوتقنية
44	العناصر الإنشائية المكونة للمبنى
45	العقدات
48	الأدراج
49	الجسور
50	الأعمدة
51	الجدران الحاملة (جدران القص)
52	الأساسات
55	قواصل التمدد
56	Chapter Four : Structural Analysis & Design
57	Chapter four contents
58	Introduction
59	Factored Loads
60	Determination of Thickness of Slabs
60	Determination of Thickness for One Way Rib Slab
61	Load Calculation
63	Design Of Topping
65	Design Of Rib (G-2)
78	Design Of Beam (BG-26)
89	Design Of Columns(C18-C69)
93	Design Of isolated Footing
96	Design Of stair
102	Design Of Strip Footing
104	Design Of Basement Wall
106	الفصل الخامس : النتائج والتوصيات
107	النتائج و التوصيات

فهرس الجداول

رقم الصفحة	الجدول
18	جدول (1) الجدول الزمني لمراحل العمل بالمشروع خلال الفصل
41	جدول (2) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة
41	جدول (3) الأحمال الحية لعناصر المبنى
43	جدول (4) أحمال الثلوج حسب الارتفاعات عن سطح البحر
62	Table (5): Calculation of the total dead load for one way rib slab.
63	Table (7): Calculation of the total dead load for topping
96	Table(8): Dead load calculation for flight of stair
97	Table(9): Dead load calculation for landing of stair

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	الصورة
23	شكل (1): صورة جوية للموقع .
24	شكل (2): صورة تبين قطعة الارض واتجاه الرياح .
25	شكل (3) : صورة تبين قطعة الارض وحركة الشمس .
26	شكل (4): مسقط طابق التسوية.
27	شكل (5) : مخطط الطابق الأرضي.
28	شكل (6) : مخطط الطابق الأول.
29	شكل (7) : مخطط الطابق الثاني.
30	شكل (8) : مخطط الطابق الثالث.
31	شكل (9) : مخطط الطابق الرابع.
32	الشكل(10) : الواجهة الشمالية.
33	الشكل(11) : الواجهة الجنوبية
34	الشكل(12) : الواجهة الشرقية.
35	الشكل (13) : الواجهة الغربية .
36	الشكل (14) : وصف الحركة على الواجهة الغربية .
44	الشكل (15) : توضيح لبعض العناصر الانشائية للمبنى .
45	الشكل (16) : العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد.
46	الشكل (17) : العقدات المصممة ذات الاتجاهين.
47	الشكل (18) : عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.
47	الشكل (19) : عقدات العصب ذات الاتجاهين .
48	الشكل (20) : الدرج.
49	الشكل (21) : انواع الجسور المستخدمة في المشروع .
50	الشكل (22) : انواع الأعمدة المستخدمة في المبنى .
51	الشكل (23) : جدار المقاومة لقوى القص .
52-54	الشكل (24) : الاساسات .
60	Fig. (25) : rib slab for the ground floor
60	Fig. (26) : the maximum span
61	Fig. (27) : One way rib slab
62	Fig. (28) : typical section in ribbed slab
63	Fig. (29) : Topping of slab
65	Fig. (30) : Rib location in ground floor slab.
65	Fig. (31) : Geometry of rib (2).
66	Fig. (32) : Moment Envelop for rib (2) .

66	Fig. (33) : Shear Envelop for rib (2) .
63	Fig. (34) : Loading of rib (2) .
78	Fig. (35) : Beam location in underground floor slab .
79	Fig. (36) : Geometry of Beam.
80	Fig. (37) : Dead & live load of beam .
80	Fig. (38) : Moment envelop for Beam .
80	Fig. (39) : Shear envelop for Beam .
96	Fig.(40): Stair Plan

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.
- **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.
- **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.
- **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 = 0.003mm/mm .
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

ملخص المشروع :

تعاني مدينة الخليل و قراها بالتحديد من نقص في المستشفيات لعدة أسباب من أهمها وضع الشعب الفلسطيني من اقتصاد و احتلال و غيره .

لذلك نتجت الحاجة لتصميم مستشفيات يراعى فيها الجمال المعماري و دقة التصميم الإنشائي ، و يراعى فيها حاجات الشعب الفلسطيني النفسية و الجسدية .

فكرة المشروع:

تقوم الفكرة الرئيسية للمشروع حول التصميم الإنشائي لمستشفى صحي مراد انشاؤه حيث يتألف هذا المشفى من ستة طوابق مختلفة الاستخدام بالإضافة الي ادخال الطبيعة وخلق مساحات داخلية خضراء مع توجيه المبنى للداخل باتجاه هذه المساحات حيث يخدم المرضى والزوار والمقيمين واخرى للجرحى وقد يتخللها مظلات حديدية مصنعه و سيشمل المشروع على العناصر الإنشائية الشاملة و المعروفة من عقدات و جسور و أعمدة و سلازم و مصاعد ، و تحليل أحمال و سيتم إعداد مخططات تصميم هندسية كاملة للعناصر الإنشائية المختلفة .

و بذلك نكون قد قدمنا الحلول المثلى للجانبين المعماري والإنشائي بحيث تم مراعاة الاغراض الجمالية والوظيفية .

المشروع سوف يتم تصميمه بناء على كود ACI 318-11 سيتم استخدام عدة برامج هندسية مثل :
Revit ، AutoCAD 2010,Office 2010, ETABS, BEAMD,SAFE 12 وسنشير للمراجع المستخدمة .

و الله ولي التوفيق .

Project Summary :

Hebron and villages suffer specifically from a shortage of hospitals for several reasons, the most important situation of the Palestinian people and the occupation of the economy and more .

So it resulted the need for the design of hospitals which take into account the architectural beauty and structural design accuracy, and take into account the needs of the Palestinian people's psychological and physical .

Project Idea :

The main idea of the project on the structural design of the hospital healthy Murad created where this hospital consists of six different use-story addition to the introduction of nature and creating green interiors with directing the building of the inside toward these spaces where serving patients, visitors and residents, and another of the wounded were punctuated lampshades iron factory and will include project comprehensive structural elements and nodes of the known and bridges and columns and stairs and elevators, and loads analysis and will be preparing a complete engineering design schemes of various structural elements .

And so we have provided optimal solutions for both sides of architectural and structural, so was taking into account the aesthetic and functional purposes .

The project will be designed based on ACI 318-11 Code will be used for several engineering programs such as :
AutoCAD 2010, Office 2010, ETABS, BEAMD, SAFE 12, Revit and we will refer to the references used .

الفصل الأول

المقدمة



الفصل الأول

1.1 المقدمة.

2.1 تعريف عام بالمشروع .

3.1 أسباب اختيار المشروع .

4.1 أهداف المشروع.

5.1 مشكلة البحث (المشروع) .

6.1 نطاق المشروع (حدود المشروع).

7.1 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 ، وصولاً إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حالياً 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...

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.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لمستشفى [الشهيد بهاء عليان] المقترح تشييده في مدينة لحول.

2.1 تعريف عام بالمشروع :

المشروع عبارة عن مستشفى يقع في مدينة لحول ، يتكون المبنى من أربعة طوابق ، بالإضافة الى طابق أرضي وتسويبه ، على مساحة قطعة ارض [15000] متر مربع ، ومساحة البناء الكلية لجميع الطوابق [11645.0519] متر مربع . مساحة الطابق الأرضي وهو الطابق الرئيسي في المشروع [2867.4943] متر مربع.

3.1 أسباب اختيار المشروع:

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة حسبما تعلمنا في مساقاتنا الجامعية، 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 [مستشفى] ، وأخرى

تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي:-

أ. الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع:-

1. الحاجة لبناء مستشفى نظراً لقلتها في مدينة حلحول.
2. الرغبة في أن يكون مشروع التخرج مشروعاً حيويًا قابلاً للتنفيذ.
3. الحاجة إلى تجميع المعلومات الإنشائية، وتطبيقها في مشروع إنشائي تتنوع فيه العناصر الإنشائية.
4. لأنه جزء من متطلبات إنهاء درجة البكالوريوس.

ب . الأسباب الشخصية :-

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

4.1 أهداف المشروع :

1. 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 الصحية طابع معماري خاص بها يدل على تطور الذوق المعماري ، وهذا يدل على تطور المدينة وحضارتها .

2. أهداف إنشائية :-

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
 2. العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المسافات المختلفة من أجل الوصول إلى مشروع متكامل .
 3. 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.

5.1 مشكلة البحث (المشروع) :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة لمبنى مستشفى [الشهيد بهاء عليان] ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسورالختحديد 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 .

6.1 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 مسبقاً.

7.1 المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع:

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

الاسابيع	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	الفعاليات
اختيار المشروع																	
دراسة المخططات المعمارية																	
دراسة المبنى إنشائياً																	
توزيع الاعمدة وأنواع العقود																	
التحليل الإنشائي للمشروع																	
التصميم الإنشائي للعقدات																	
إعداد المخططات																	
كتابة المشروع																	
عرض المشروع																	

الاسابيع	32	31	20	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	الفعاليات
تصميم الجسور																	
تصميم الاعمدة																	
تصميم الادراج																	
تصميم جدران القص																	
تصميم الاساسات																	
رسم الخنزيرة																	
إعداد المخططات																	
كتابة المشروع																	
عرض المشروع																	

الجدول (1-1) : المخطط الزمني للمشروع

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2

الفصل الثاني

الوصف المعماري

1.2 المقدمة .

2.2 لمحة عن المشروع .

3.2 موقع المشروع .

1.3.2 أهمية الموقع.

2.3.2 حركة الشمس والرياح .

3.3.2 العناصر المعمارية .

4.2 وصف المساقط الأفقية .

5.2 وصف الواجهات .

6.2 وصف الحركة .

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.

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 .

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 الأحوال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

إن فكرة تصميم مستشفى [الشهيد بهاء عليان] في مدينة لحول كانت وليدة الواقع الصحي السيئ الذي تحياه هذه المدينة في جانب الخدمات الصحية ، كل ذلك وغيره من الأسباب دفع إلى التفكير الفعلي في هذا التصميم لهذا المركز في لحول التي هي في أمس الحاجة إليه..

2.2 لمحة عن المشروع :

حيث تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مبنى مستشفى [الشهيد بهاء عليان] يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة ، كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جدا ، أضيف 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 المنطقة .

و بعد أن حصلنا على المخططات المعمارية للمشروع ، شرعنا في أعمال التصميم الإنشائي بعد دراسة تحليلية ومفصلة لتلك المخططات المعمارية، حيث يتكون المشروع من 6 طوابق ، و تنتوع فيها الخدمات الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغاة من التصميم.

3.2 موقع المشروع :

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد الانشاء فيه بعناية فائقة ، مراعيًا بذلك الموقع الجغرافي وتأثير الظروف المناخية السائدة في المنطقة بحيث تصان العناصر القائمة وتتألف وتتناغم مع التصميم المقترح .
فذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء ، وعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة ، و ارتفاع المباني المحيطة ، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس الصحيح .

يقع هذا المشروع المقترح عند مدخل مدينة حلحول بالقرب من منطقة مانعين (الصفا) على الطريق الواصلين حلحول وترقوميا على بعد (2 كم) عن وسط مدينة حلحول كما هو موضح في الصور ويجب القول إن البنية التحتية من طرق وكهرباء واتصالات تصل إلى ذلك الموقع وتلبي ما يحتاج إليه مع الحاجة إلى بعض التطوير .



صورة (1-2) : صورة تبين الموقع العام لقطعة الارض .

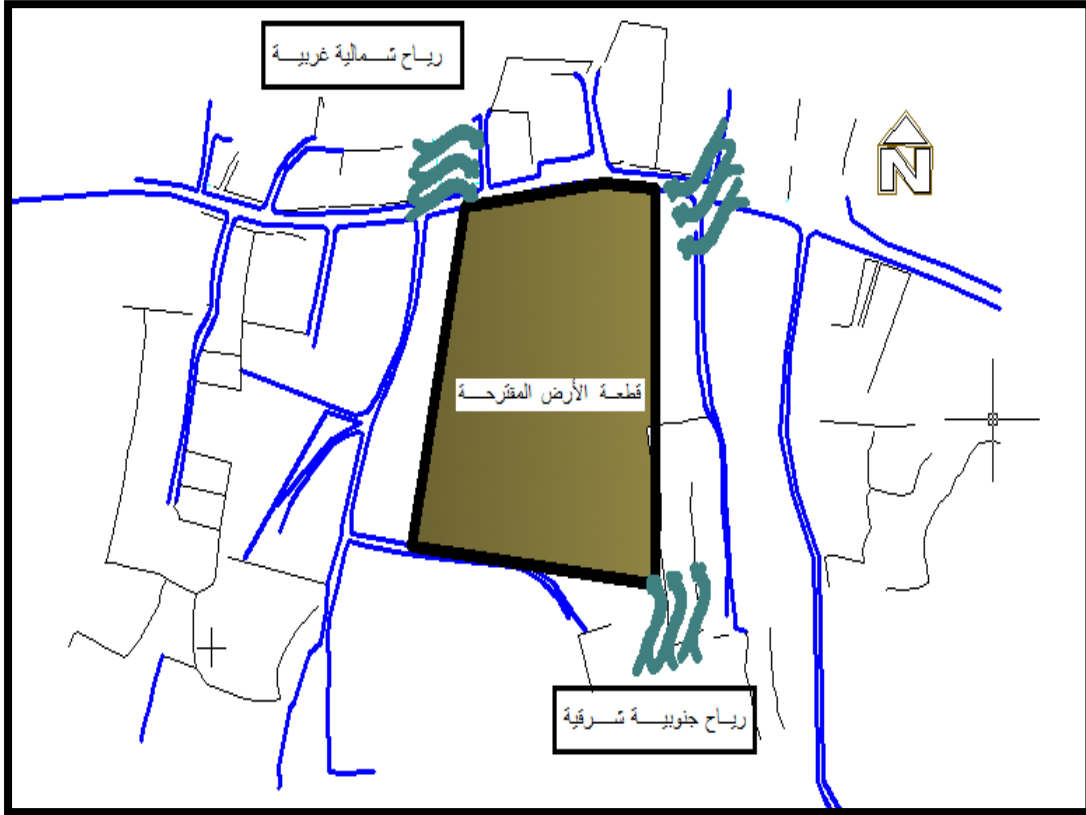
1.3.2 أهمية الموقع :

تتمتع مدينة الخليل بموقع مميز بين مدن فلسطين، وبسبب قرب حلحول من مدينة الخليل فإنها تتمتع بنفس سواء أعلى المستوى الجغرافي أو الاقتصادي، وكانت هناك مجموعة من الأسباب التي أدت إلى اختيار المواصفات هذه المنطقة لإنشاء المستشفى إلى جانب حيوية المنطقة والمتطلبات الأخرى اللازمة لاختيار الموقع المناسب والمميزات التي توافرت في موقع هذا المشروع وتم مراعاتها و هي على النحو الآتي:

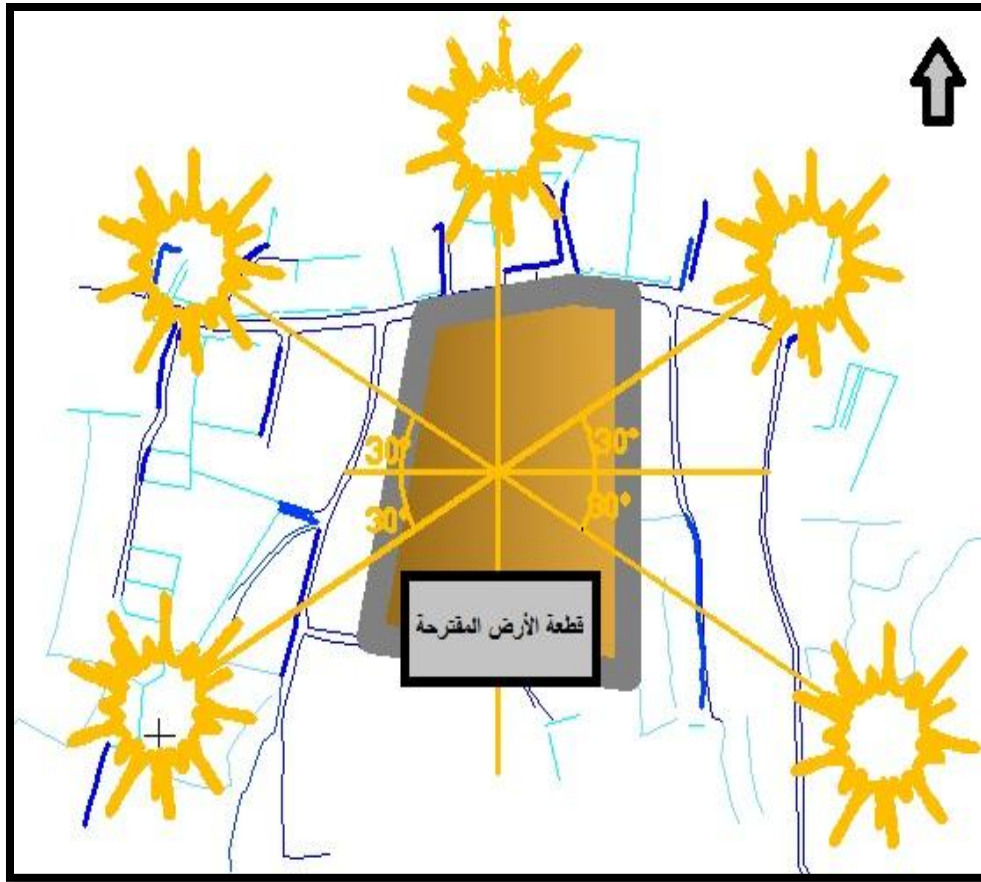
- (1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.
- (2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
- (3) حيوية المنطقة .
- (4) سهولة الوصول إلى الموقع.
- (5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتواء المشروع.

2.3.2 حركة الشمس والرياح :

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



صورة (2-2) : صورة تبين قطعة الارض واتجاه الرياح .



صورة (2-3) : صورة تبين قطعة الأرض وحركة الشمس .

3.3.2 العناصر المعمارية :

مدينة لحول تقع الى الجنوب من الضفة الغربية محاطة بقمم الجبال العالية ، وهذا ما أكسبها مقومات معينة جعلها تتحكم بالبوابة الطبيعية من النقب جنوبا الى مرتفعات القدس شمالا ، وشهدت مدينة لحول 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 .

4.2 وصف المساقط الأفقية :

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد على الشكل المستطيل وهذا محكوم بطبيعة قطعة الأرض و موقعها في مدخل المدينة وتبلغ مساحة البناء [11645.0519] متر مربع ، وهي موزعة على طابق تسوية وطابق أرضي و أربعة طوابق كالتالي :

1 . طابق التسوية :

مساحة طابق التسوية = [1618.2013] متر مربع.

ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح في الشكل أدناه:-

(1) قسم التسجيل والمحاسبة .

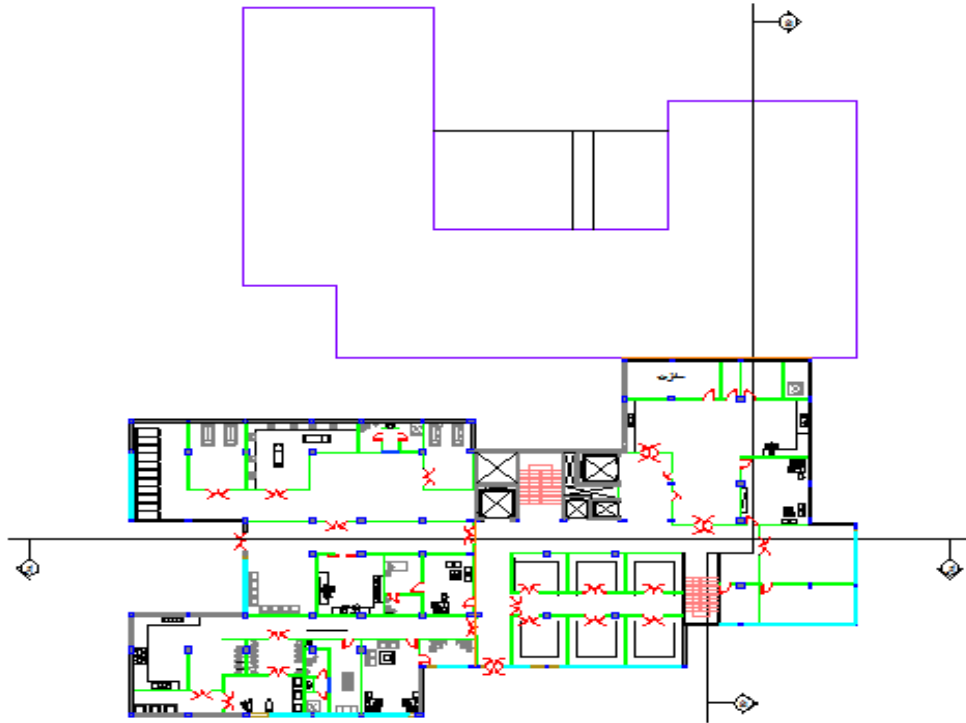
(2) قسم الثلجات .

(3) المطبخ .

(4) قسم السكرتارية.

(5) المخازن.

(6) غرف الأطباء.



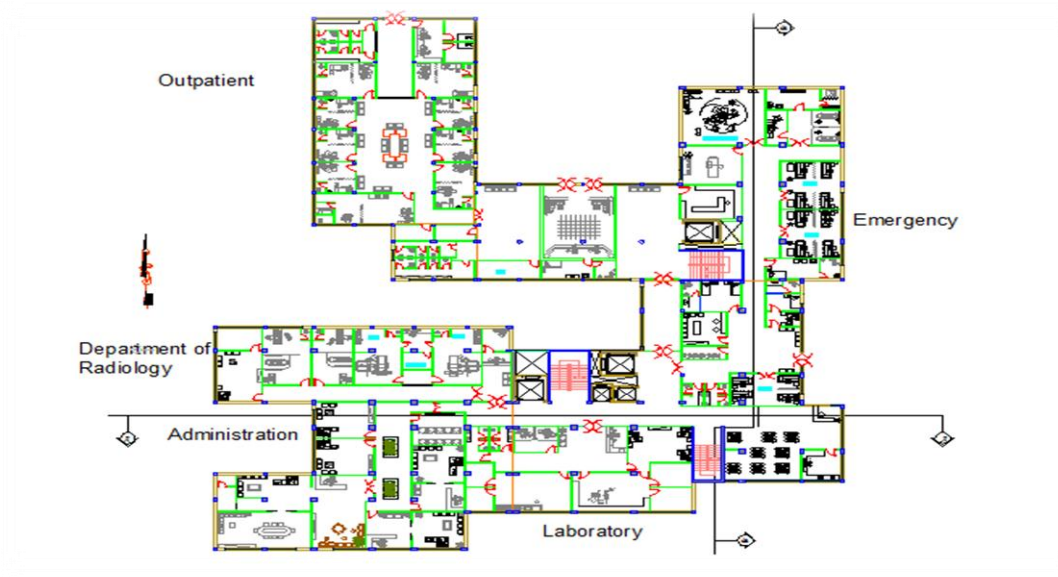
صورة (2-4) : مسقط طابق التسوية .

2. الطابق الأرضي :

مساحة الطابق الأرضي = [2867.4943] متر مربع.

استعمالات الطابق :

- (1) قسم الادارة .
- (2) عيادات خارجية .
- (3) قسم المختبرات .
- (4) قسم الأشعة .
- (5) المدخل الرئيسي .
- (6) الصيدلية .
- (7) قسم الطوارئ .
- (8) المصاعد والأدراج .
- (9) غرف عمليات .



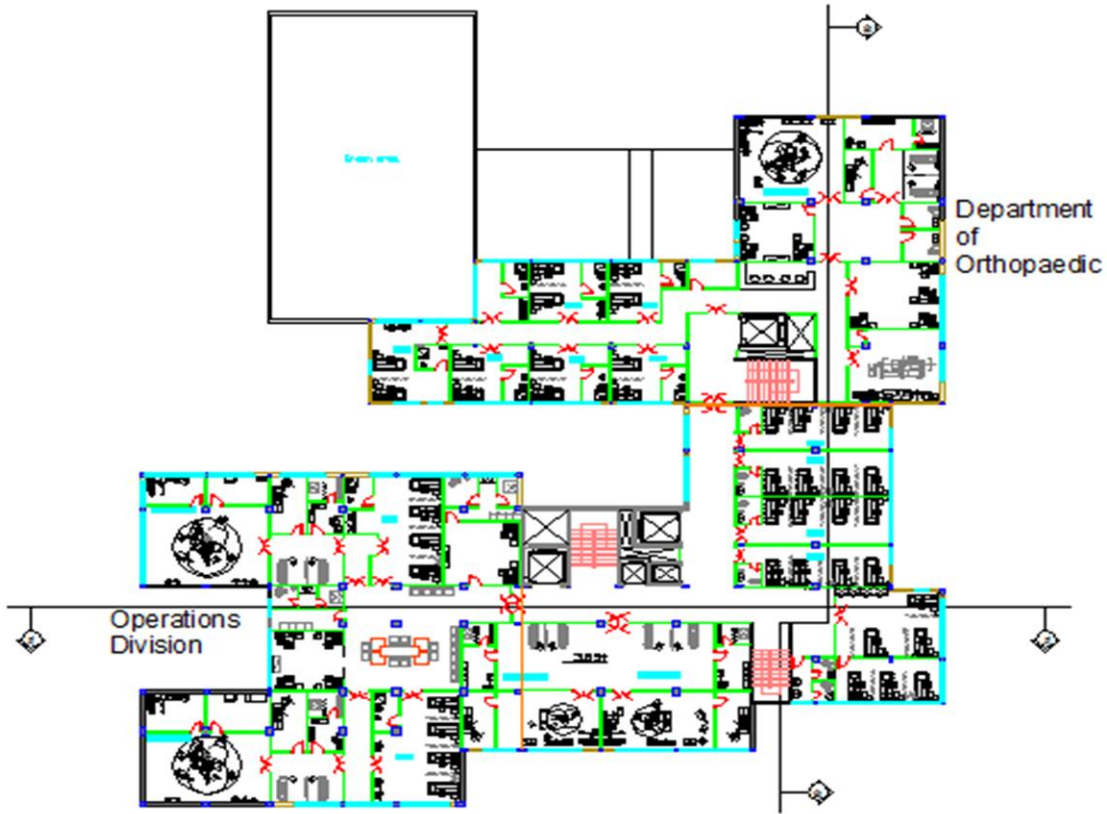
صورة (2-5) : مسقط الطابق الارضي .

3 . الطابق الأول :

مساحة الطابق الأول= [2393.6424] متر مربع.

استعمالات الطابق :

- 1- قسم العظام.
- 2- قسم العمليات الداخلية.
- 3- منطقة خدمات.
- 4- قسم الجراحة.
- 5- المصاعد والأدراج.



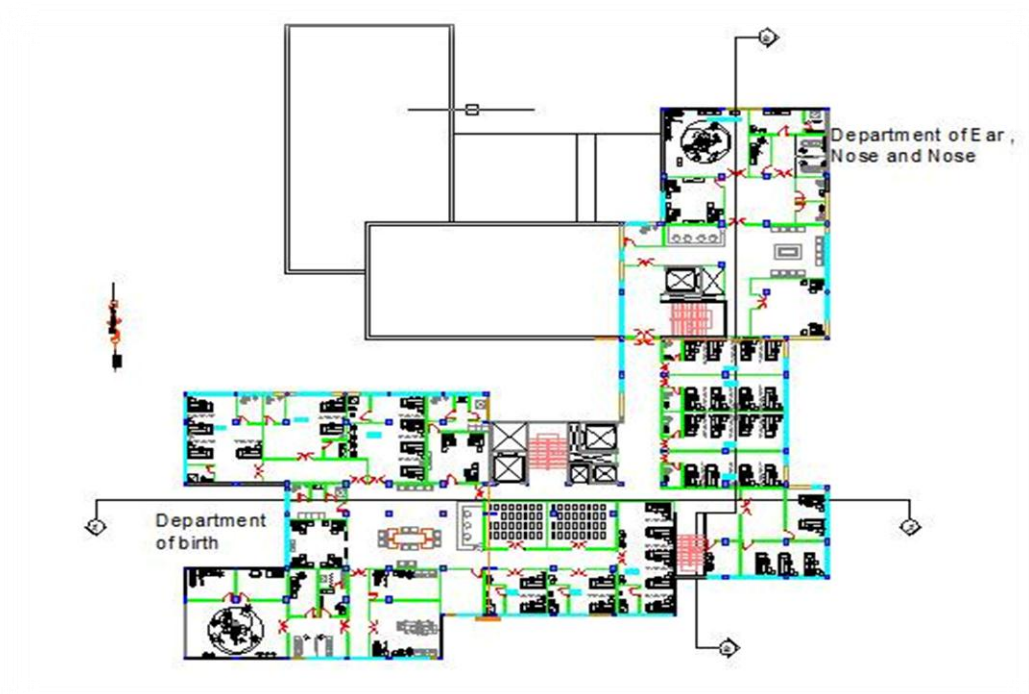
صورة (2-6) : مسقط الطابق الاول .

4 . الطابق الثاني :

مساحة الطابق الثاني = [2108.2336] متر مربع.

استعمالات الطابق :

- (1) قسم الولادة.
- (2) منطقة خدمات.
- (3) قسم الأنف والأذن والحنجرة.
- (4) غرف عمليات داخلية.
- (5) قسم التحاليل الطبية.
- (6) المصاعد والأدراج .



صورة (2-7) : مسقط الطابق الثاني .

5 . الطابق الثالث :

مساحة الطابق الثالث = [2108.2336] متر مربع.

استعمالات الطابق :

- (1) قسم الأطفال.
- (2) القسم الباطني.
- (3) غرف عمليات.
- (4) الأدراج والمصاعد.



صورة (2-8) : مسقط الطابق الثالث .

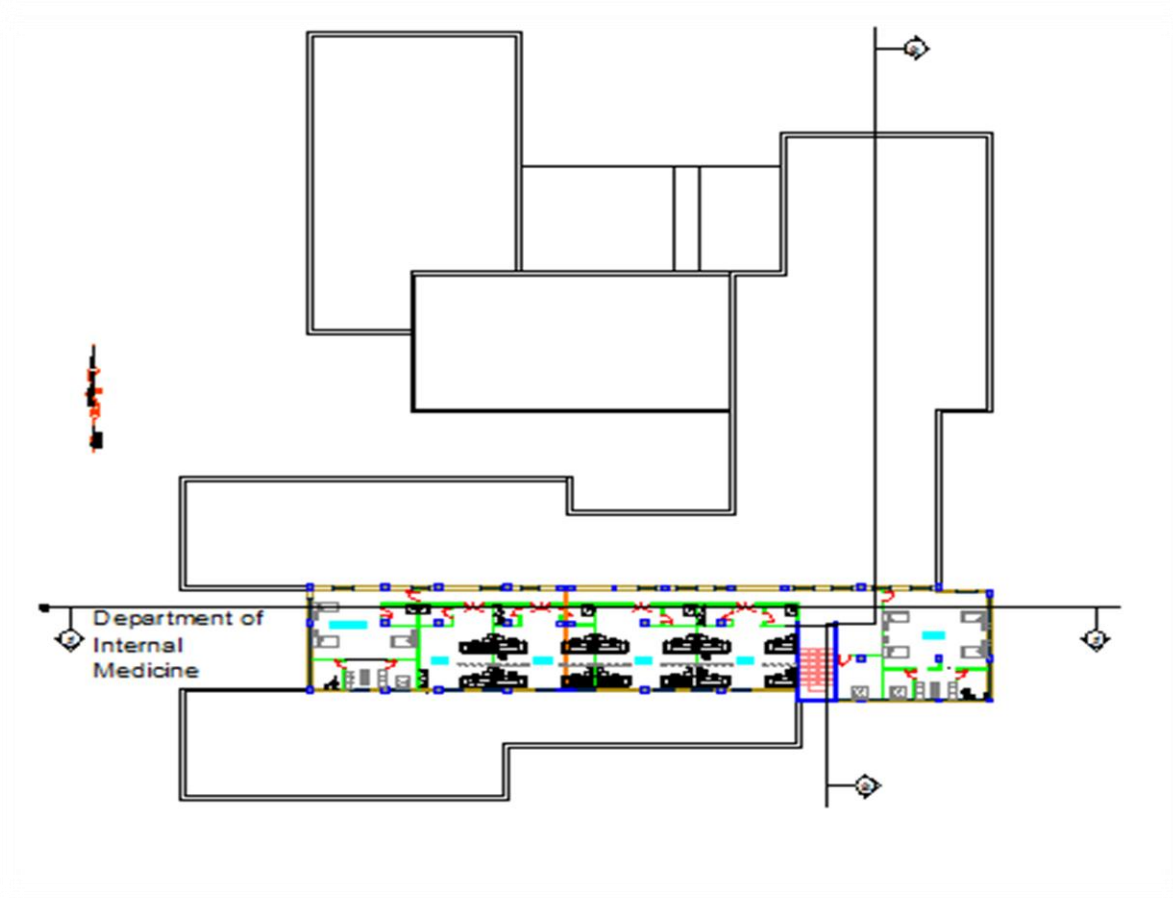
6 . الطابق الرابع :

مساحة الطابق الرابع = [549.2467] متر مربع.

استعمالات الطابق :

(1) قسم الأطفال والحضانة.

(2) الأدرج والمصاعد.



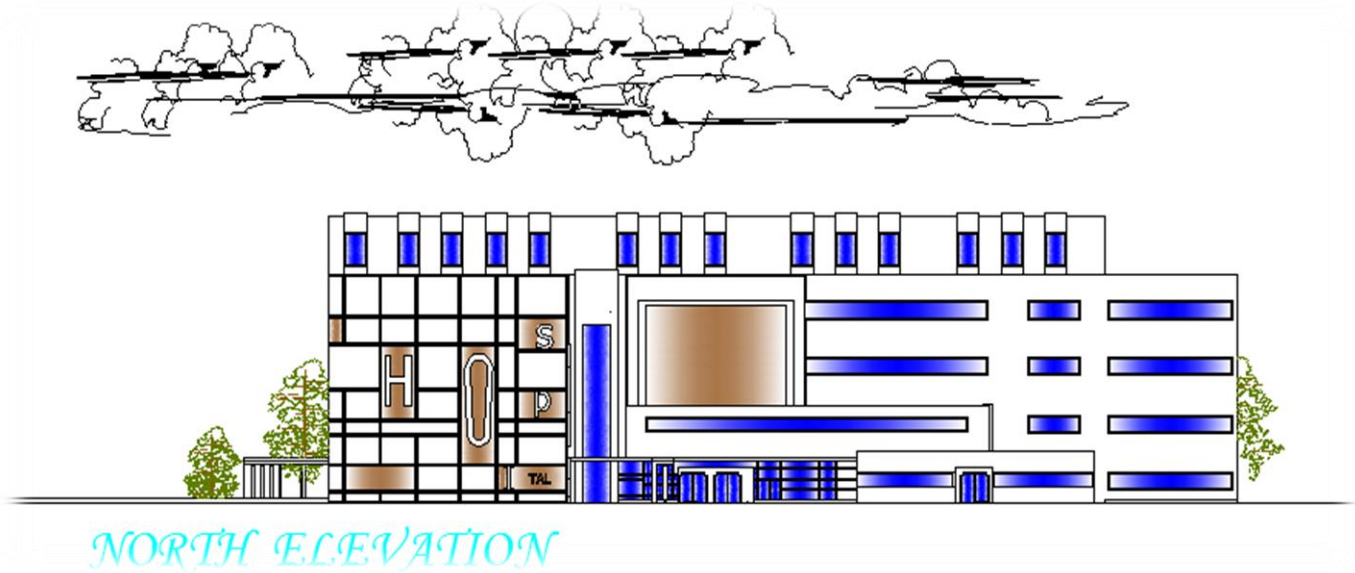
صورة (2-9) : مسقط الطابق الرابع .

5.2 وصف الواجهات :

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول 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 أن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ او من خلال المناسيب وتفاوتها .

1 . الواجهة الشمالية :

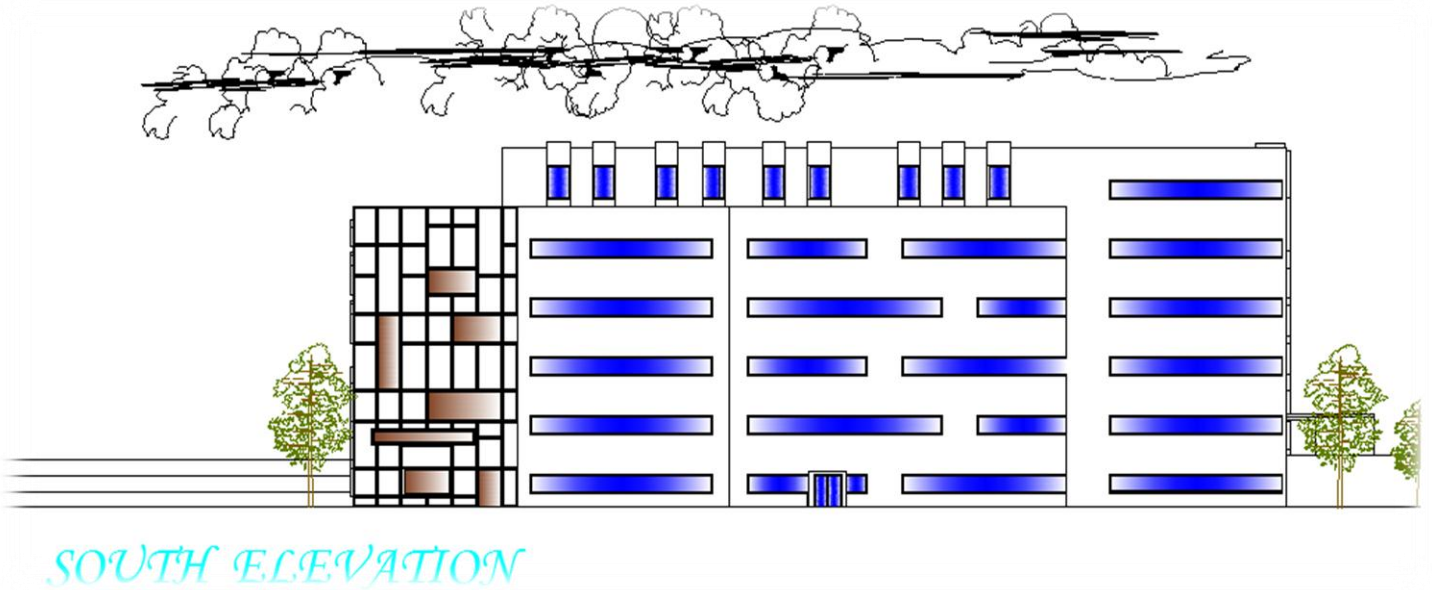
تعتبر هذه الواجهة الواجهة الرئيسية للمشروع وهي تمتلك هذا الوصف لأنها تمتلك الإطلالة الكاملة للمبنى ومدخله الرئيسي، وتضم هذه الواجهة تصورا جيدا عن حجم المشروع للناظر كما أنها تبرز المدخل الرئيسي الذي يدفع المقبل على المبنى إلى التوجه إليه دون الحاجة إلى إشارة أو دليل .



صورة (2-10) : الواجهة الشمالية .

2 . الواجهة الجنوبية :

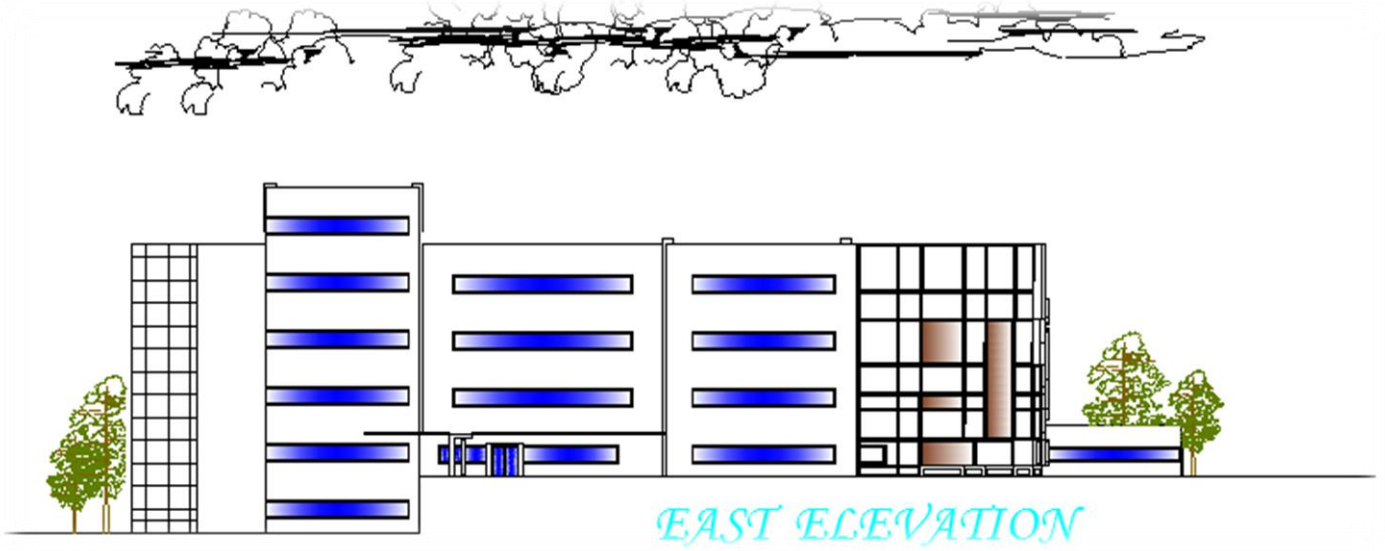
في هذه الواجهة يظهر بعض التداخلات في المبنى بحيث يضيفي عليه بشكل واضح نوع من الجمال والحيوية الملحوظة ، واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى، وجعل لها طابعاً مميزاً ولمسة معمارية رائعة.



صورة (2-11) : الواجهة الجنوبية .

3 . الواجهة الشرقية :

في هذه الواجهة يظهر استمرارية طوابق المبنى حتى الطابق الأخير ، حيث يظهر في هذه الواجهة استمرارية الشبائيك على عرض المبنى وهذا يبرز الجمال المعماري للواجهة واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبائيك كما في الواجهات الأخرى. إضافة إلى ذلك فإن هذه الواجهة تحتوي على مجموعة من النوافذ المتناسقة مع بعضها البعض في منظر متوازن ومتمائل يعطي الواجهة نسقا معماريا فريداً، والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءة، ووجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية.

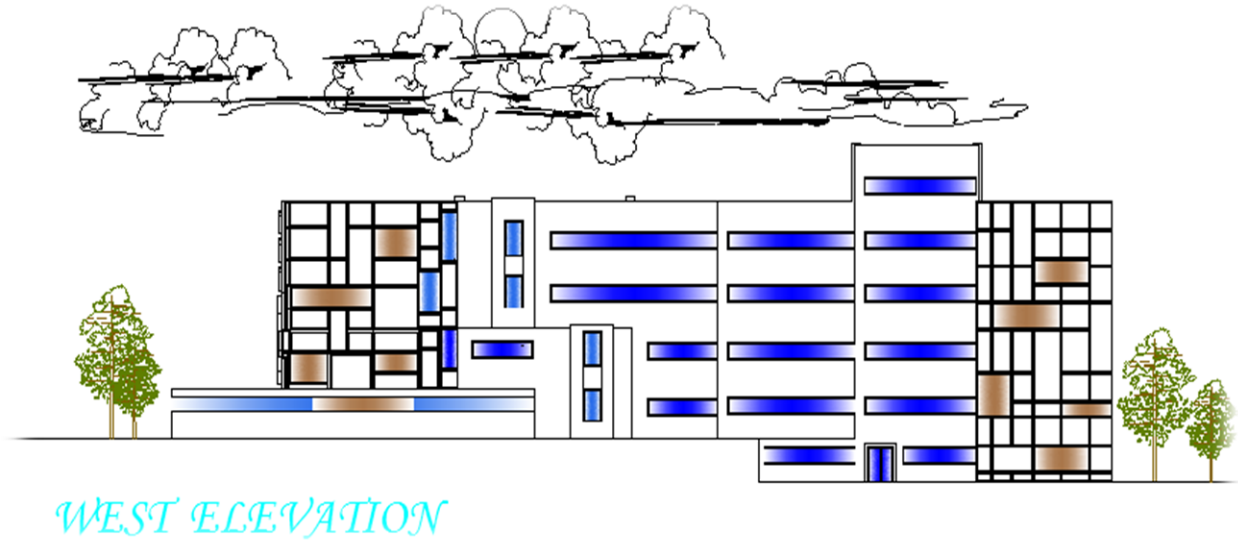


صورة(2-12) : الواجهة الشرقية .

4 . الواجهة الغربية :

تتناظر هذه الواجهة مع الواجهة الشرقية من حيث تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق وذلك في منطقة الأدرج.

واستخدم هنا أيضا نفس نوع الحجر المستخدم في الواجهات الأخرى كما تم ترتيب الفتحات والشبابيك كما في الواجهات الأخرى .

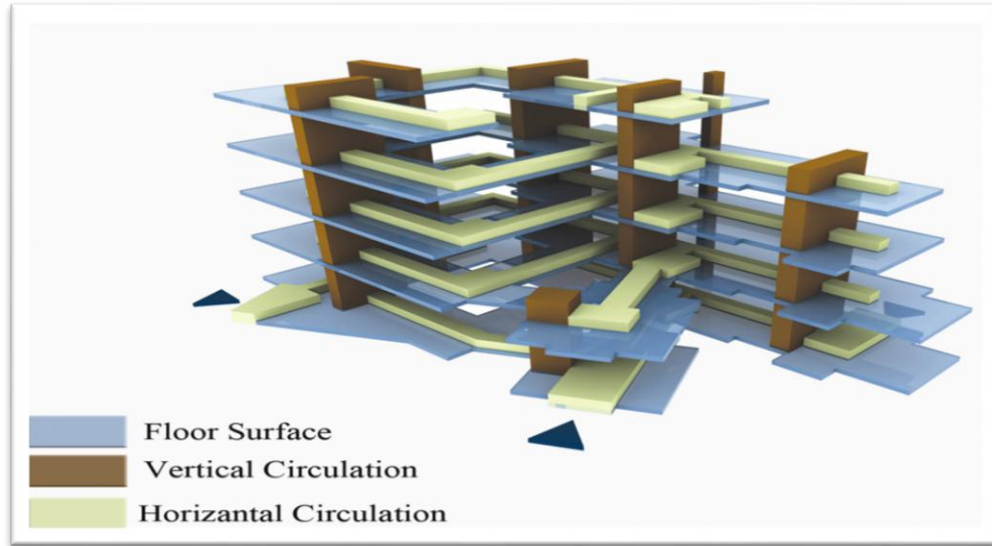


صورة (2-13) : الواجهة الغربية

6-2 وصف الحركة :

تأخذ الحركة أشكالاً عدة ، سواء من الخارج أو من الداخل ، فالحركة من الخارج إلى الداخل تتم بشكل سلس ويمكننا الوصول للمبنى من عدة أماكن مثل : الدرج ، وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى ، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد ، وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات ، بالإضافة إلى الحركة الرأسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية المتوفرة في أماكن متعددة في المبنى ، وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينهما .



صورة (2-14) : الواجهة الغربية .

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

الدراسات الإنشائية

- 1.3 المقدمة
- 2.3 الهدف من التصميم الإنشائي
- 3.3 مراحل التصميم الإنشائي
- 4.3 الأحمال
 - 1.4.3 الأحمال الميتة
 - 2.4.3 الأحمال الحية
 - 3.4.3 الأحمال البيئية
 - 1.3.4.3 أحمال الرياح
 - 2.3.4.3 أحمال الثلوج
 - 3.3.4.3 أحمال الزلازل
 - 5.3 الدراسة الجيوتقنية
 - 6.3 العنصر الإنشائية
 - 1.6.3 العقدات
 - 2.6.3 الأدرج
 - 3.6.3 الجسور
 - 4.6.3 الأعمدة
 - 5.6.3 جدران القص
 - 6.6.3 الأساسات
 - 7.6.3 فواصل التمدد

1.3 المقدمة

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لابد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفا دقيقا، حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ومتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية بالإضافة الى مراعاة 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 وعدم تغييره .

2.3 الهدف من التصميم الإنشائي

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

- 1- الأمان (Safety) : حيث يكون المبنى آمناً في جميع الأحوال ومقاوم للتغيرات الطبيعية المختلفة وذلك من خلال اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والاجهادات الناتجة عنها
- 2- والتكلفة الاقتصادية (Economical): وهي تحقيق أكبر قدر من الأمان للمنشأ بأقل تكلفة اقتصادية.
- 3- ضمان كفاءة الاستخدام (Serviceability): تجنب أي خلل في المنشأ كوجود بعض التشققات (Cracks) وبعض أنواع الهبوط (Deflection) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري و تضايق مستخدمي المبنى .
- 4- الحفاظ على التصميم المعماري للمنشأ .

3.3 مراحل التصميم الإنشائي

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

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

4.3 الاحمال

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

1.4.3 الاحمال الميتة

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسية 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 (1.3) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع اعتماداً على الكود الأردني.

جدول (1-3) : جدول الكثافة النوعية للمواد المستخدمة .

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة KN/m^3
1	البلاط	23
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	15
4	القضارة والمونة	22
5	الرمل	16

2.4.3 الاحمال الحية

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع بصورة مستمرة كالأشخاص، الأثاث، الأجهزة ، والمعدات ، وأحمال التنفيذ كالخشب والمعدات .

تعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ، و يؤخذ عادة مقدارها من جداول خاصة في الكودات المختلفة.

والجدول (2.3) يبين الأحمال الحية في المشروع والمحددة بالرجوع إلى الكود الأردني.

جدول (2-3) : جدول الاحمال الحية لعناصر المبنى .

الرقم	الاستخدام	الحمل الحى KN/m^2
1	مواقف السيارات	4
2	المخازن	3
3	الأدراج	4
4	السقوف	4
5	المطاعم	5
6	المكاتب	2
7	غرف العمليات	2
8	المستشفيات	5

3.4.3 الأحمال البيئية

وتشمل الأحمال التي تنتج بسبب التغيرات الطبيعية التي تمر على المنشأ كالثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية، والأحمال الناتجة عن ضغط التربة، وهي تختلف من حيث المقدار والاتجاه ومن منطقة لأخرى ، وتتمثل في :-

1.3.4.3 احمال الرياح

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني التي يزيد ارتفاعها عن ستة أوار . وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن / متر مربع.

تحدد أحمال الرياح اعتماداً على السرعة وارتفاع المبنى عن سطح الأرض -بحيث انه يتزايد مع زيادة الارتفاع- والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار (0.4 KN/m² حسب الكود الأردني).

2.3.4.3 احمال 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.

جدول (3-3) : احمال الثلوج حسب الارتفاعات عن سطح البحر.

الارتفاع عن سطح البحر h (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN/m^2)
$h < 250$	0
$500 > h > 250$	$(h-250)/1000$
$1500 > h > 500$	$(h-400) / 400$
$2500 > h > 1500$	$(h - 812.5)/ 250$

3.3.4.3 أحمال الزلازل

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية وعمودية 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 الأفقية وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت ، وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلازل.

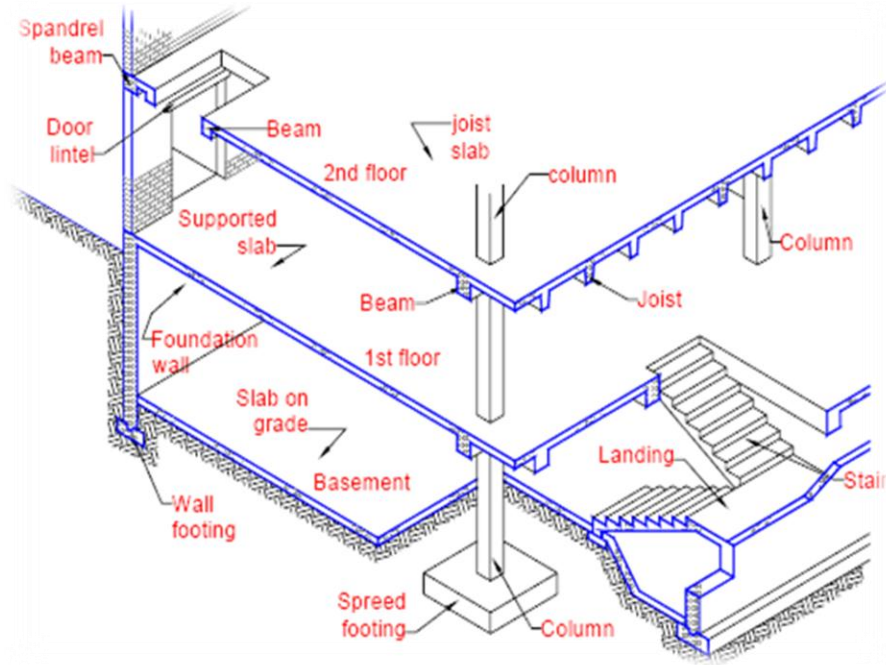
وسيتم التعامل معها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها.

5.3 الدراسات الجيوتقنية

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

6.3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

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



صورة (1-3) : توضيح لبعض العناصر الإنشائية للمبنى .

1.6.3 العقدات

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

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

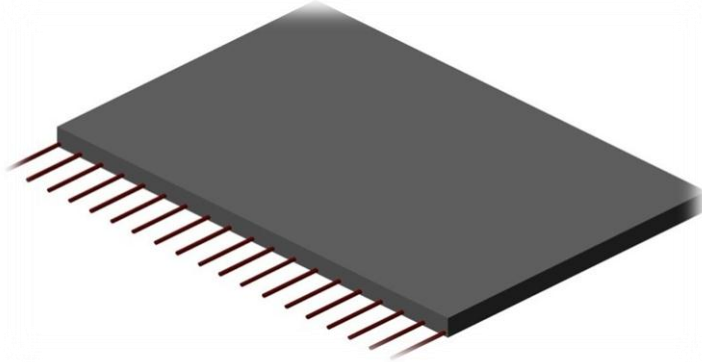
- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).

2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

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

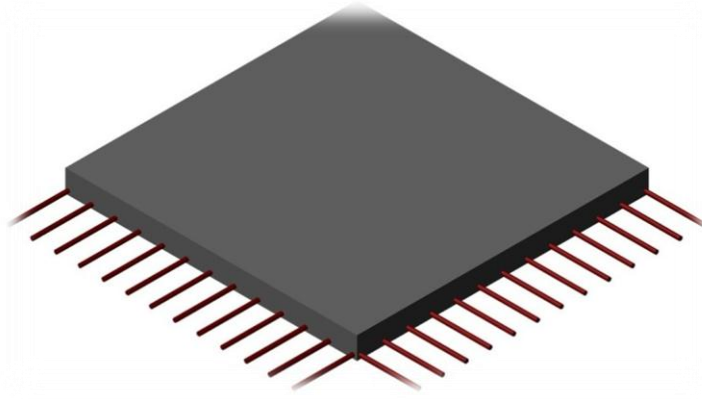
تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماعة المنخفضة.



شكل (3-2): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

- العقدات المصممة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

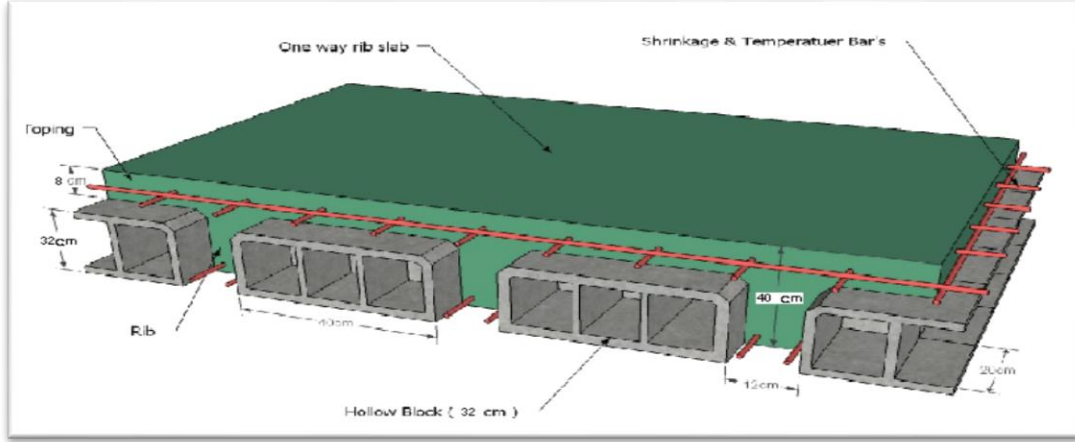
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصممة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين .موضحه في الشكل (3-3):



الشكل (3-3): العقدات المصممة ذات الاتجاهين.

-عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) :

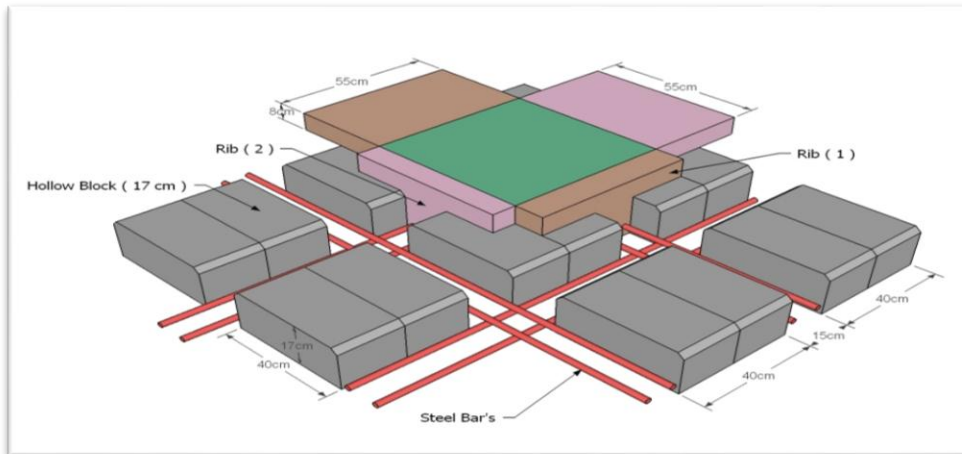
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد وقد استخدم تصميمها في معظم عقدات المبنى كما هو مبين في الشكل(3-4)



الشكل (3-4): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، وقد تم استخدام هذا النوع من العقدات في المشروع، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-5):

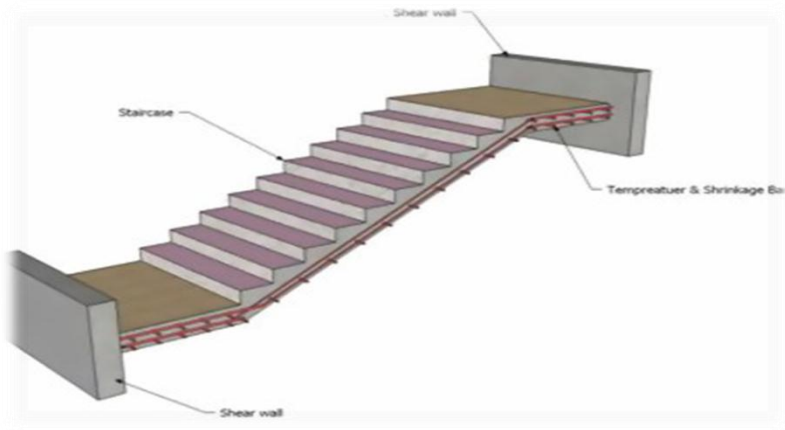
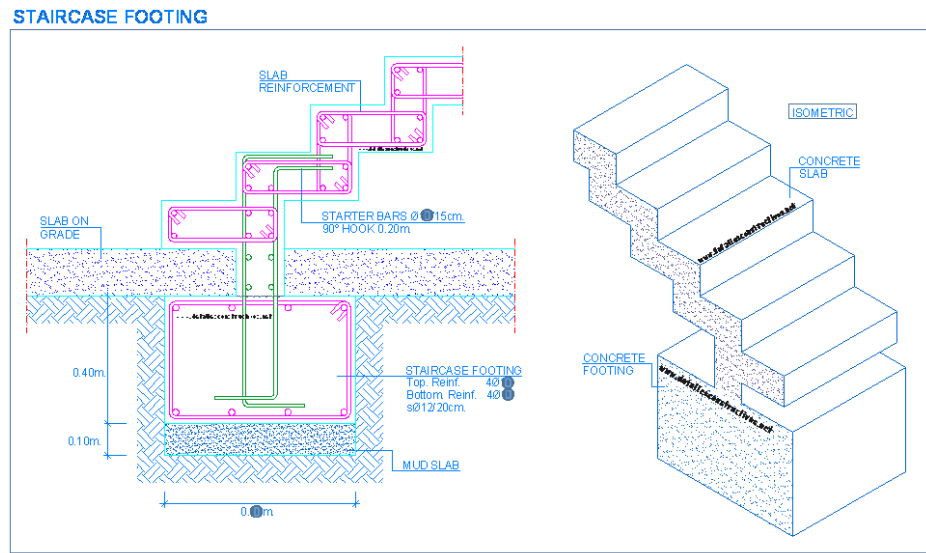


الشكل (3-5): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من الطوابق عبر المبنى، ويتم عادةً

تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشك واضح موزعة على أرجاء المشروع ، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصاعد الكهربائية، كما في الشكل

(6-3).



صورة (6-3) : الدرج.

3.6.3 الجسور

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

1- جسور مسحورة، (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

2- وجسور متدلّية "Dropped Beams".

وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقد، ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي

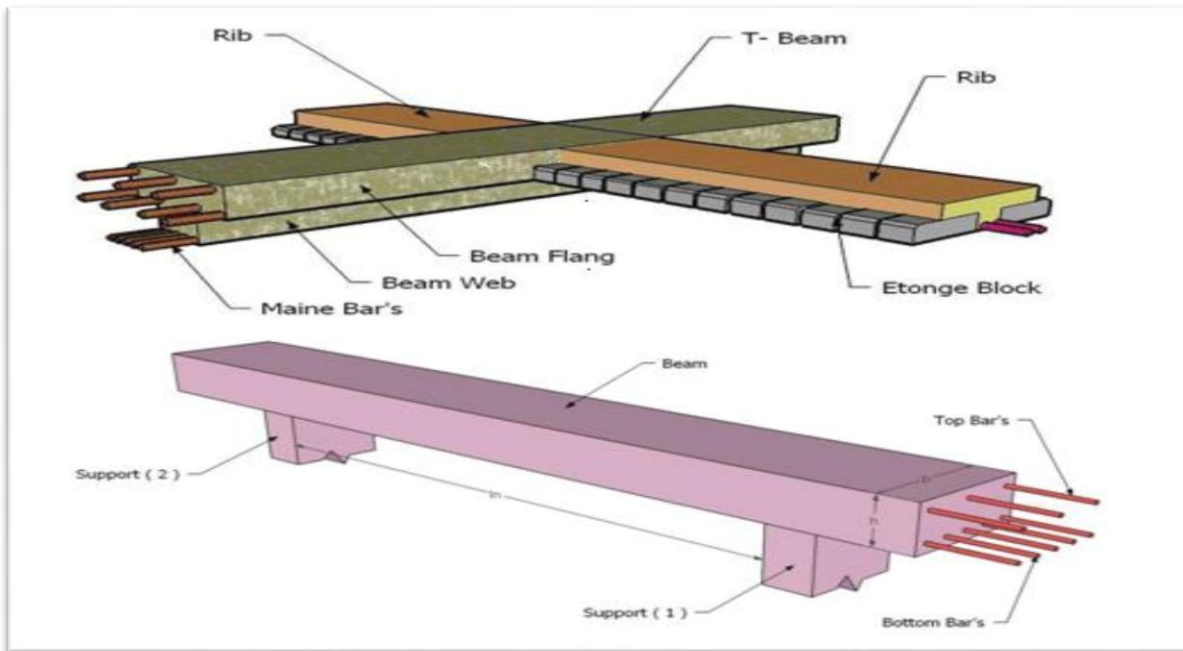
(Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) ، بحيث تسمى هذه الجسور L-section , T-section .

ونظراً للمسافات المختلفة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ، فضلاً عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور

التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة وأخرى مدلاه تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها. ويكون التسليح بقضبان

الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وباللكانات لمقاومة قوى القص.

والشكل (7-3) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع:



صورة (7-3) : انواع الجسور المستخدمة في المشروع.

4.6.3 الأعمدة

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

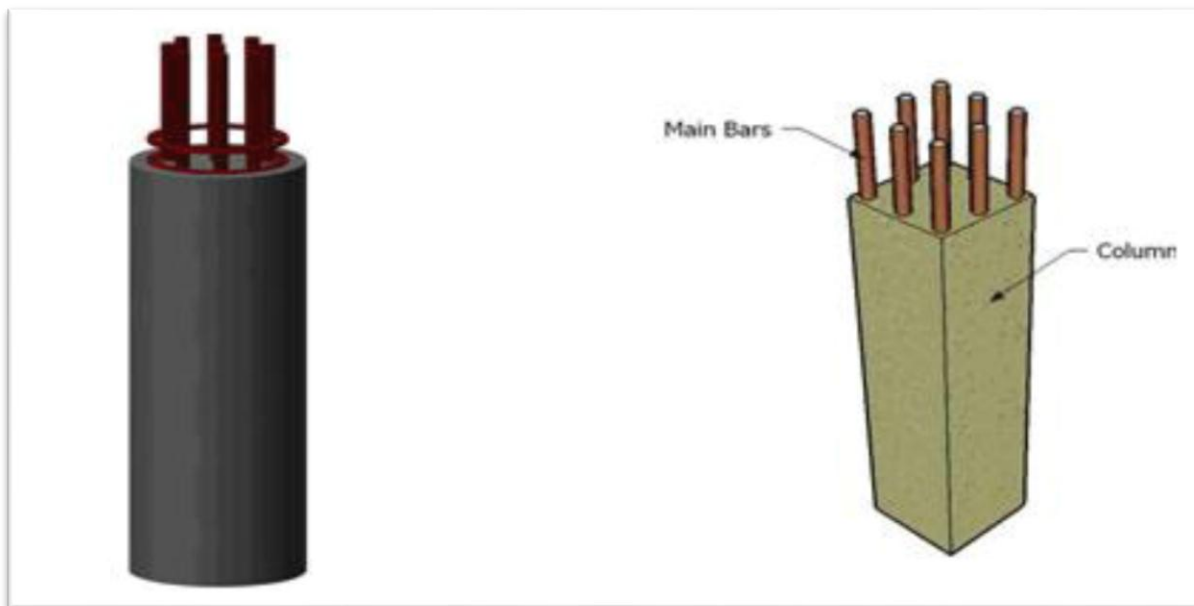
1- الأعمدة القصيرة (short column).

2- الأعمدة الطويلة (long column).

أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي:

منها المستطيل والدائري، والمربع ، والمشروع يحتوي على ثلاثة أنواع من الأعمدة هما المستطيلة والدائرية المربع كما في

الشكل (3-8)

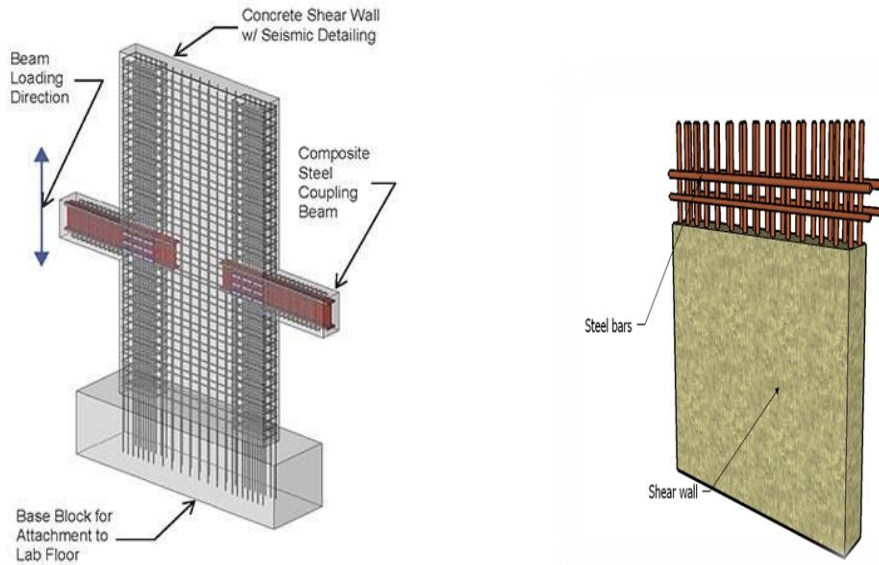


صورة (3-8) : أنواع الأعمدة المستخدمة في المبنى .

5.6.3 جدران القص

هي الجدران التي تحيط بيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحياناً 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 بحيث تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن، لتوفير ثبات كامل للمبنى. والشكل التالي يبين جدار قص مسلح الشكل

(9-3).



صورة (9-3) : جدار المقاومة لقوى القص.

6.6.3 الأساسات

الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، وتعتبر حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وسوف يتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها. وهي على عدة أنواع كما يلي:-

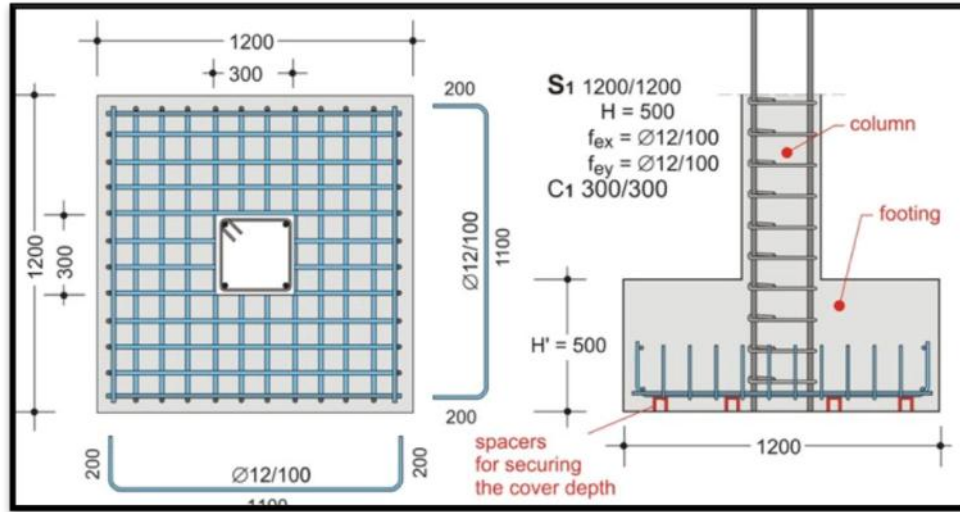
1- أساسات منفصلة (Isolated)

2- أساسات مزدوجة (Combined)

3- أساسات شريطية (Strip)

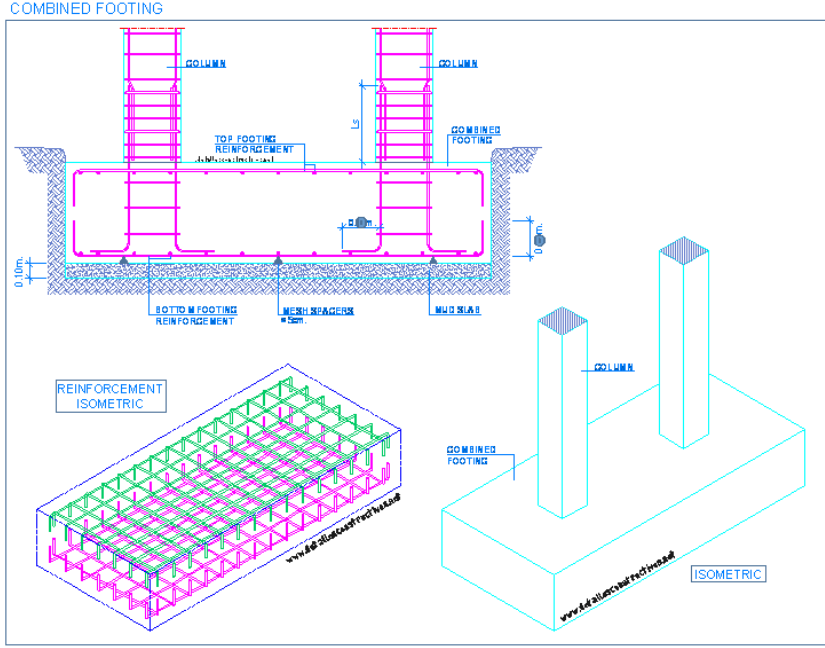
4- أساسات البلاطة (Mat)

- أساسات القواعد المنفصلة (Pad Foundations) يستعمل هذا النوع من الأساسات عند إنشاء المباني الهيكلية وتعتمد نظريتها على نقل أحمال المبنى عن طريق الكمرات إلى نقط ارتكاز المبنى التي تتمثل في الأعمدة حيث ينتقل الحمل من كل عمود إلى القاعدة أسفله وقد ترتبط هذه الأعمدة والقواعد بواسطة السمالات .



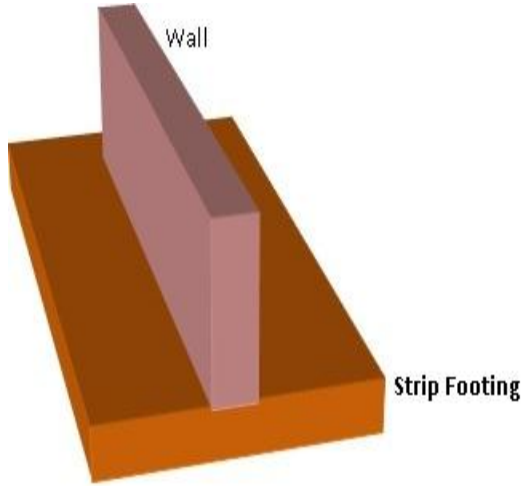
صورة (10-3) : مقطع للاساس . صورة (11-3) : مسقط افقي للاساس.

- القواعد المشتركة (Combined Footings): ويتم عملها عند زيادة الأحمال في بعض أجزاء المبنى لدرجة تستدعي كبر حجم القاعدة لدرجة قريبا الشديد من قاعدة أخرى مما يستدعي ضم القاعدتين في قاعدة واحدة ، ويحدث هذا للخرسانة العادية فقط أو لكل من الخرسانة العادية والمسلحة حسب الحالة.



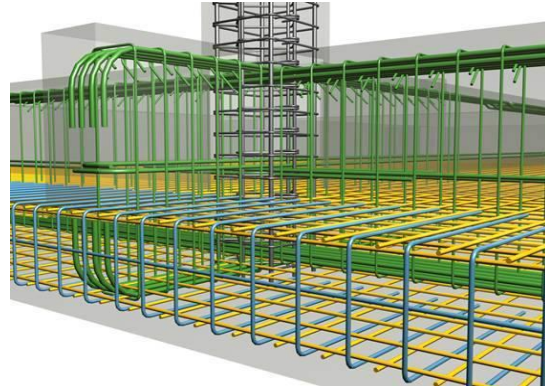
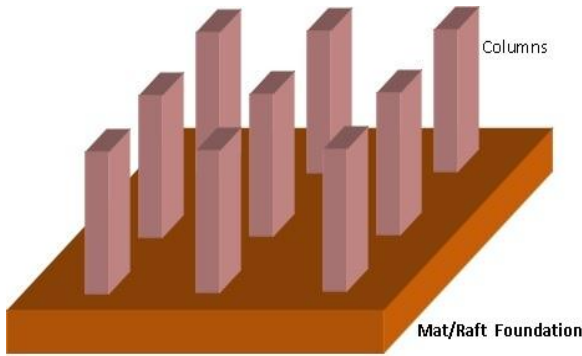
صورة (12-3) : اساس مشترك.

- أساسات القواعد الشريطية (Strip Foundations): وقد تسمى أساسات مستمرة ويستعمل هذا النوع من الأساسات عند إنشاء المباني ذات الحوائط الحاملة، وتتم عن طريق حفر خندق في الأرض لكل حائط من حوائط المبنى وتعتمد نظرية هذا النوع من التأسيس على انتقال أحمال المبنى إلى التربة عن طريق الحوائط وبالتالي يلزم استمرار الأساس تحت أسفل الحوائط بالكامل يحقق انتشار الأحمال على أكبر مساحة ممكنة من الأرض . ومما هو جدير بالذكر أن هذا النوع من التأسيس يلجأ إليه في الوقت الحاضر في المباني السكنية الصغيرة نظراً لأنه يتيح إمكانيات محدودة وخاصة في ارتفاع بالمبنى أو استخدام الفتحات أو البحور الكبيرة ، كما أن استعماله غير اقتصادي في بعض الأحيان.



صورة (13-3) : قواعد شريطية .

- أساسات باللبشة أو الحصيرة (Raft Foundations) : تستخدم هذه الطريقة لنقل أحمال المباني الهيكلية لتوزيع متساوي على كامل مسطح الأرض تحت المبنى حيث تستخدم في الأراضي الضعيفة التي لا تتحمل تركيز الأحمال في مسطح القواعد المنفصلة كما في النظام السابق ، ويشترط في هذا النوع من التأسيس أن يكون جهد التربة متجانس تماماً تحت مسطح المبنى بالكامل كما يتطلب الأمر بتوزيع الأعمدة في المبنى بطريقة تضمن توزيع الأحمال بالتساوي على مسطح اللبشة ومنها إلى الأرض . ويتم تنفيذ هذه الطريقة بأن تحفر الأرض بكامل مسطح المبنى وتصب الخرسانة حسب الأنواع المختلفة لللبشة وهما : (أ) لبشة خرسانة عادية . (ب) لبشة مسلحة مقلوبة . (ج) لبشة مسلحة عدلة . (د) لبشة مسلحة مزدوجة قد تستخدم هذه اللبشة في عمل بدروم تحت الأرض .



صورة (15-3) : الأساس الحصيره

صورة (14-3) : تسليح اساس الحصيره .

تتفد في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة، منها فواصل التمدد الحراري 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 التمدد الحراري 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:

(1) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.

(2) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.

(3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.

(4) (28m) في المناطق الجافة.

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

7.3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

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

2. Microsoft Office (2007) For Text Edition .

3. Atir V11.5 .

الفصل الرابع

Structural Analysis and Design

4

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 (2) in the ground floor slab.

4.7 Design of Beam(8).

4.8 Design of Columns

4.8.1 column (18)

4.8.2 column(69)

4.9 Design of Isolated Footing.

4.10 Design of Stair.

4.11 Design of Strip Footing .

4.12 Design of Basement wall.

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 work 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.

The project consists of several structural elements that will be designed according to the (ACI_318) code. In This Project, the following type of slabs are used : (one-way ribbed slab) .They would be analyzed and designed by using the finite element method using much computer software such as “ATIR” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design it. 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 and assumptions of ACI-318-08code.

NOTE:

For concrete slab. $f_c' = 24N / mm^2 (MPa)$

For beams. $f_c' = 24N / mm^2 (MPa)$

For column and footing. $f_c' = 24N / mm^2 (MPa)$

For flexural Reinforcement Steel. $f_y = 420N / mm^2 (MPa)$

For shear Reinforcement Steel. $f_y = 420N / mm^2 (MPa)$

4.2 Factored Loads

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

$$q_u = 1.2DL + 1.6LL \quad , ACI - 318 - 11$$

where:

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):

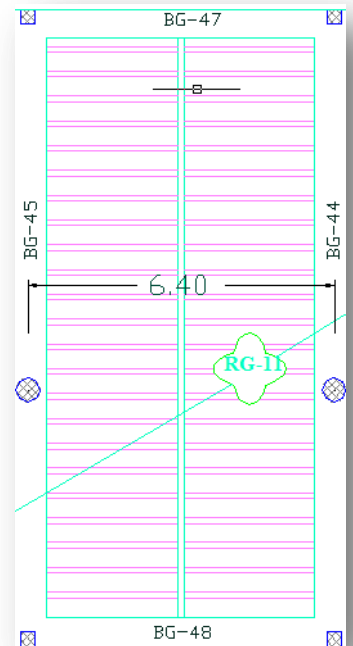
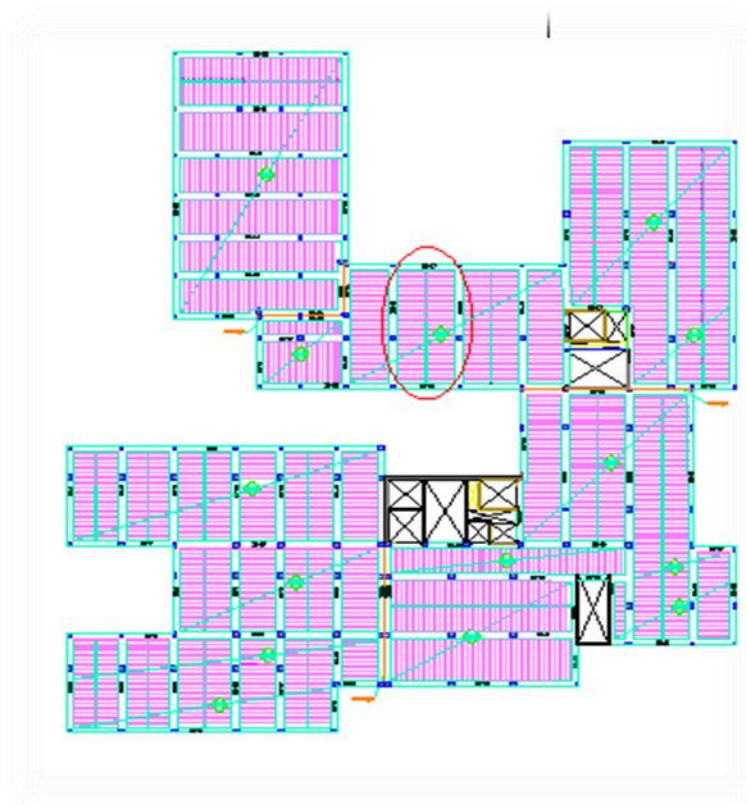


Fig. (4-1) rib slab for the ground floor

Fig. (4-2) the maximum span

The maximum span for one –end continuous is L= 6m

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6}{18.5} = 0.324 \text{ m} \quad \text{ACI-318-11}$$

The maximum span for two - end continuous is L= 6.4 m

$$\frac{L}{21} = \frac{6.4}{21} = 0.305 \text{ m}$$

The ribbed slab thickness will be h = 32cm.

Select 24 cm block + 8 cm topping = 32 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:

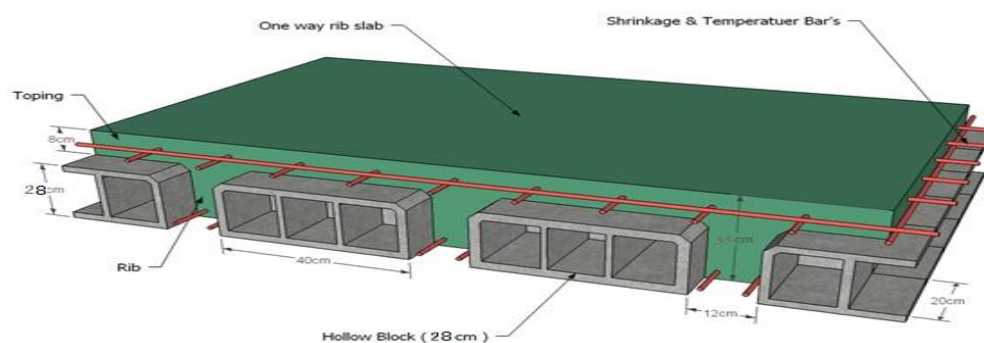


Fig. (4-3) One way rib slab

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

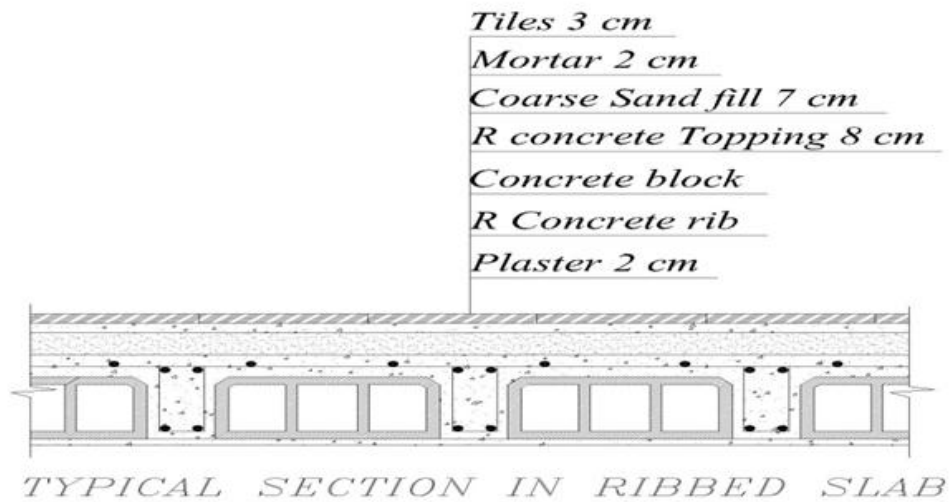


Fig. (4-4) typical section in ribbed slab

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

No.	Parts of Rib	$\delta * \gamma * b$	Calculation
1	Rib	$0.12*0.24*25 =$	0.72 KN/m
2	Topping	$0.08*0.52*25=$	1.04 KN/m
3	Plaster	$0.03*0.52*22 =$	0.343 KN/m
4	Block	$0.24*0.4*12.5 =$	1.2 KN/m
5	Sand Fill	$0.07*0.52*16=$	0.582 KN/m
6	Tile	$0.03*0.52*23 =$	0.359KN/m
7	Partitions	0	0 KN/m
8	Mortar	$0.02*0.52*22 =$	0.229KN/m
			Sum=4.47 KN/m

Nominal Total Dead Load:

$D.L._{total} = 0.72 + 1.04 + 0.343 + 1.2 + 0.582 + 0.359 + 0 + 0.229 = 4.47$ KN/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	$\gamma * b * 1$	
1	Topping	$0.08 * 1 * 25 =$	2 KN/m ²
2	Sand Fill	$0.07 * 1 * 16 =$	1.12 KN/m
3	Tile	$0.03 * 1 * 23 =$	0.69KN/m
4	Mortar	$0.02 * 1 * 22 =$	0.44KN/m
5	Partitions	0	0 KN/m
			Sum =4.16 KN/m

Dead Load Calculation . D=4.16KN/m.
Live Load Calculation . L=5*1=5KN/m.

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

$$q_u = (1.2 * 4.16) + (1.6 * 5)$$

$$= 12.992 = 13 \text{ KN/m}$$

→ For a one meter strip $q_u = 13 \text{ KN/m}$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{12}$$

$$M_u = \frac{13 * 0.4^2}{12} = 0.173 \text{ KN.m /m of strip width.}$$

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{13 * 0.4}{2} = 2.6 \text{ kN}$$

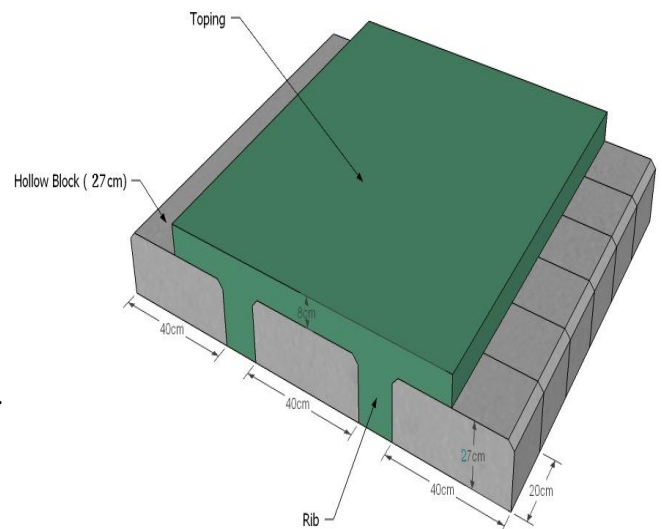


Fig. (4-5) Topping of slab

Design of shear :

Used $f_y = 420 \text{ MPa}$ & $f_c' = 24 \text{ MPa}$

$$\Phi * V_c = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{1}{6} \times 1000 \times 80 \times 0.001 = 49 \text{ kN} > 2.6 \text{ kN}$$

No shear reinforcement is required.

Design of Moment :

$$M_n = 0.42 \times \sqrt{24} \times \frac{1000 * 80^2}{6} \times 10^{-6} = 2.19 \text{ kN.m}$$

$$\phi \times M_n = 0.55 * 2.19 = 1.207 \text{ kN.m.}$$

$$\phi \times M_n = 1.207 \text{ kN.m} > M_u = 0.173 \text{ kN.m.}$$

No structural reinforcement is required.

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 7.12.2.1

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

Use $\Phi 8 @ 20 \text{ cm}$

$$A_s = 251.33 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{s_{\min}} = 144 \text{ mm}^2 / \text{m} \quad \text{Ok}$$

4.6 Design of Rib (2):

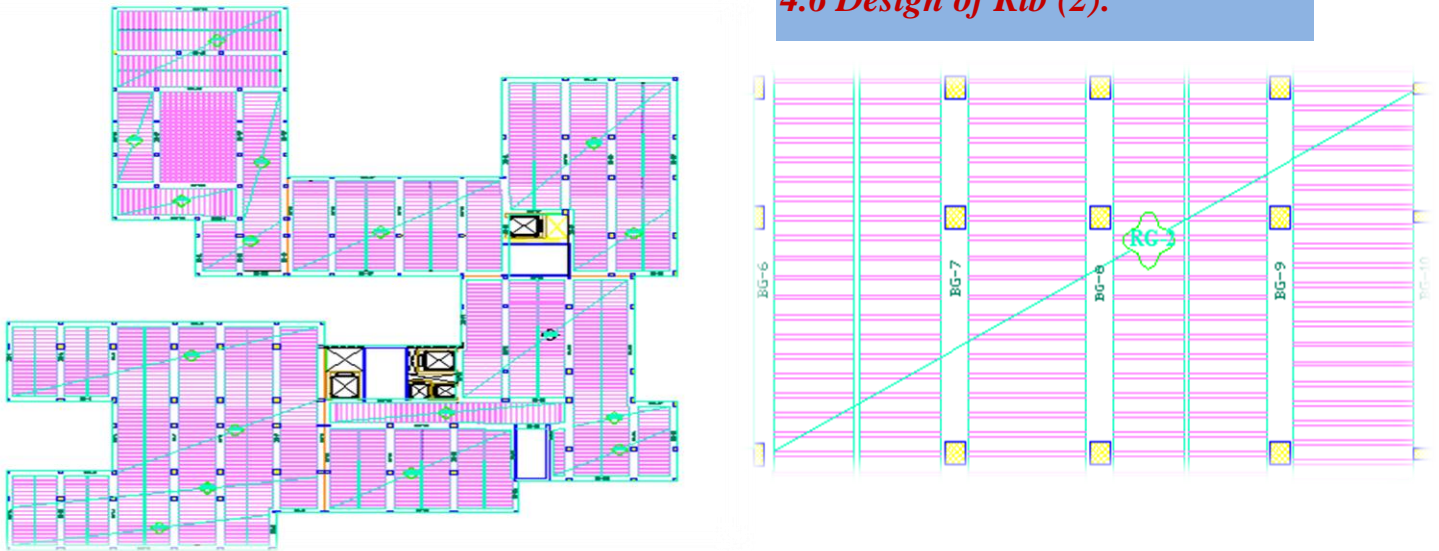


Fig. (4 - 6) Rib location in ground floor slab.

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

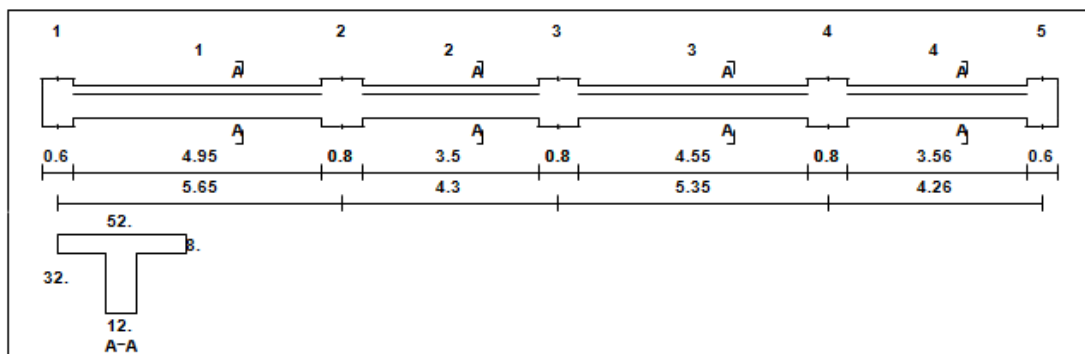


Fig. (4 - 7) Geometry of rib (2).

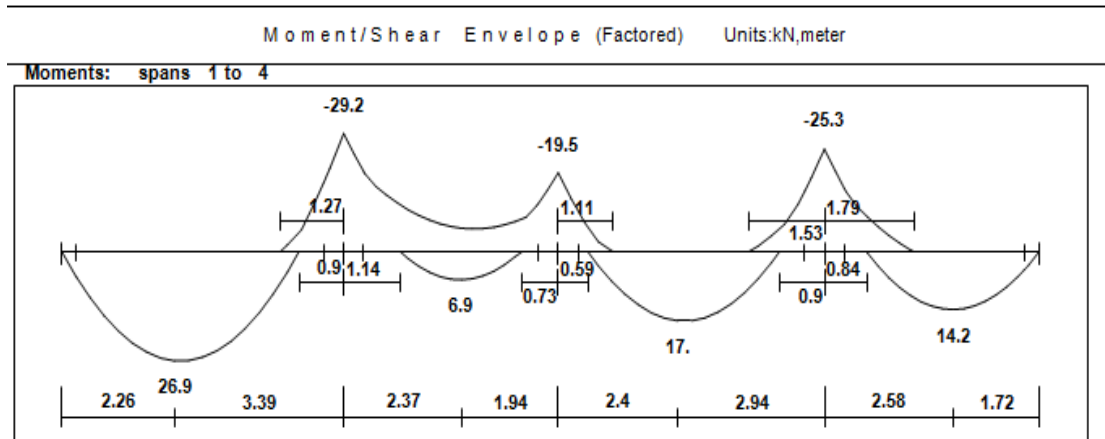


Fig. (4 - 8) Moment Envelop for rib (2)-(KN.m).

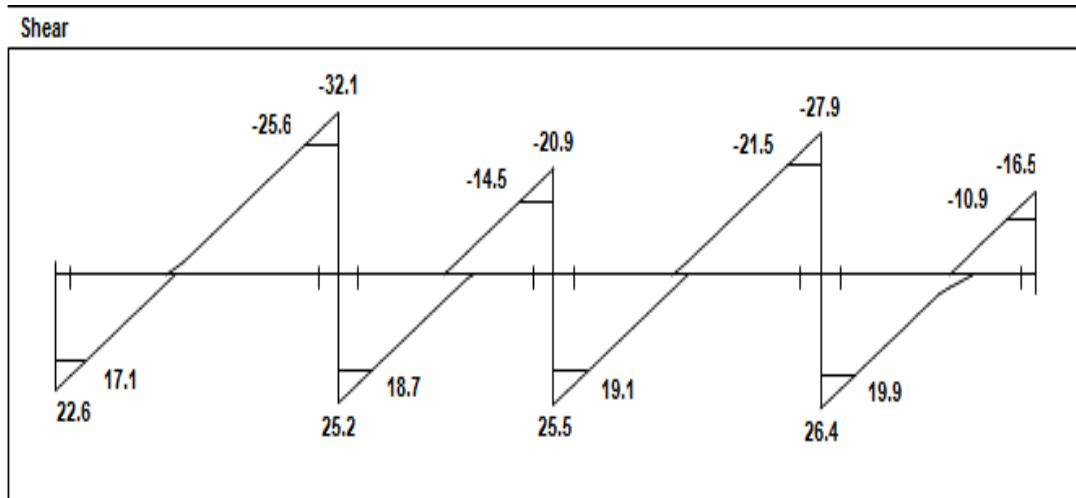


Fig. (4 - 9) Shear Envelop for rib (2)-(KN).

4.6.1 Design of Positive Moment :

Material:-

Concrete B300 $f'_c = 24 \text{ N/mm}^2$

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

Reinforcement Steel of shear $f_{yt} = 240 \text{ N/mm}^2$

Section:-

$b = 12 \text{ cm}$

$bf = 52 \text{ cm}$

$h = 32 \text{ cm}$

$Tf = 8 \text{ cm}$

Effective Flange width (b_E)

ACI-318-11

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

$$b_E = (4260) / 4 = 1065 \text{ mm}$$

$$b_E = 120 + 16 (80) = 1400 \text{ mm}$$

$$b_E = 400 + 120 = 520 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ control}$$

» Use M_u max positive for span 1 = 26.9 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For $hf = 0.08 \text{ m}$

~ Assume bar diameter $\Phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 8 - 7 = 285 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 * 0.85 * f'_c * b * hf * (d - hf/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.285 - 0.08/2) = 187.125 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 187.125 \text{ KN.m} \gg M_u = 26.9 \text{ KN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section with $b_E = 520 \text{ mm}$.

Check for $A_{s, \min}$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \geq A_s \min = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(285) = 99.729 \text{ mm}^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{420}(120)(285) = 114 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{26.9 * 10^6}{(0.9)(520)(285)^2} = 0.71 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.71}{420}} \right) = 0.00172$$

$$A_s = 0.00172(520)(285) = 254.9 \text{ mm}^2 > A_s \min = 114 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 254.9 / 153.93 = 1.66 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 14} = 153.93 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ14

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 307.86 \text{ mm}^2 > 254.9 \text{ mm}^2$$

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

Tension = Compression

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

$$307.86 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 12.2 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{12.2}{0.85} = 14.4 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.285 - 0.0144}{0.0144} \times 0.003 = 0.0564 > 0.005$$

$$\epsilon_s \text{ Ok. } \epsilon_s = 0.0564 > 0.005$$

□

» Use M_u max positive for span 2 = 6.9 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For $h_f = 0.08 \text{ m}$

~ Assume bar diameter $\Phi 10$ for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 8 - 5 = 287 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 * 0.85 * f_c' * b * h_f * (d - h_f/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.287 - 0.08/2) = 188.65 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 188.65 \text{ KN.m} \gg M_u = 6.9 \text{ KN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section with $b_E = 520 \text{ mm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) \quad \text{ACI-318-05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(287) = 100.43 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(287) = 114.8 \text{ mm}^2 \quad \sim \text{control}$$

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

$$kn = \frac{M_n}{\Phi b d^2} = \frac{6.9 * 10^6}{(0.9)(520)(287)^2} = 0.179 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.179}{420}} \right) = 0.00043$$

$$A_s = 0.00043 (520) (287) = 63.9 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 115.2 \text{ mm}^2$$

Select $A_s \text{ req} = 115.2 \text{ mm}^2$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 115.2 / 78.54 = 1.47$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 10} = 78.54 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars $2\Phi 10$

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 157.08 \text{ mm}^2 > 115.2 \text{ mm}^2$$

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

Tension = Compression

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

$$157.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.22 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.287 - 0.00732}{0.00732} \times 0.003 = 0.115$$

Ok. $\varepsilon_s = 0.115 > 0.005$
fggg

»Use M_u max positive for span3 = 17 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For $hf = 0.08 \text{ m}$

~ Assume bar diameter $\Phi 12$ for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 8 - 6 = 286 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 * 0.85 * f_c' * b * hf * (d - hf/2)$$

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.286 - 0.08/2) = 187.88 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 187.88 \text{ KN.m} \gg M_u = 17 \text{ KN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section with $b_E = 520 \text{ mm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(286) = 100.08 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(286) = 114.4 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{17 * 10^6}{(0.9)(520)(286)^2} = 0.45 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.45}{420}} \right) = 0.0011$$

$$A_s = 0.0011 * (520) * (286) = 163.6 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 114.4 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 163.6 / 113.1 = 1.45$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 12} = 113.1 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ12

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 226.2 \text{ mm}^2 > 163.6 \text{ mm}^2$$

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

Tension = Compression

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

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

$$a = 8.96 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.286 - 0.01054}{0.01054} \times 0.003 = 0.078 > 0.005$$

» Use M_u max positive for span 4 = 14.2 kN.m

» Determine whether the rib will act as rectangular or T – section:

For $h_f = 0.08 \text{ m}$

~ Assume bar diameter $\Phi 10$ for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 8 - 5 = 287 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times 0.85 \times f_c' \times b \times h_f \times (d - h_f/2)$$

$$= 0.9 \times 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times (0.287 - 0.08/2) = 188.65 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 188.65 \text{ kN.m} \gg M_u = 14.2 \text{ kN.m}$$

The section will be designed as a rectangular section with $b_E = 520 \text{ mm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) \quad \text{ACI-318 -05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(287) = 100.43 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(287) = 114.8 \text{ mm}^2 \sim \underline{\text{control}}$$

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{14.2 * 10^6}{(0.9)(520)(287)^2} = 0.37 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.37}{420}} \right) = 0.001$$

$$A_s = 0.001 (520) (287) = 149.24 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 114.4 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 149.24 / 78.54 = 1.9 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 10} = 78.54 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ10

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 157.1 \text{ mm}^2 > 149.24 \text{ mm}^2$$

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

Tension = Compression

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

$$157.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.22 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.287 - 0.00732}{0.00732} \times 0.003 = 0.115 > 0.005 \quad \square$$

4.6.2 Design of Max Negative Moment for (Rib):

$$\mathbf{Mu} = - 29.2 \text{ kN.m}$$

The maximum negative moment from spans with support(2) is

$$\mathbf{Mu} = 29.2 / 0.9 = 32.4 \text{ kN.m}$$

~ Assume bar diameter $\Phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 8 - 7 = 285 \text{ mm}$$

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{29.2 * 10^6}{(0.9)(120)(285)^2} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(285) = 99.73 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(285) = 114.0 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3.33}{420}} \right) = 0.0087$$

$$A_s = 0.0087 * (120) * (285) = 297.54 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 114.0 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 297.54 / 153.94 = 1.93 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 14} = 153.94 \text{ mm}^2$$

Select bar 2 $\Phi 14$

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 307.9 \text{ mm}^2 > 297.54 \text{ mm}^2$$

OK.....

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

Tension = Compression

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

$$307.9 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 52.82 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{52.82}{0.85} = 62.15 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.285 - 0.06215}{0.06215} \times 0.003 = 0.0108$$

$$\epsilon_s = 0.0108 > 0.005$$

Ok.....

Mu = - 19.5 kN.m

The maximum negative moment from spans with support(3) is

$$M_u = 19.5 / 0.9 = 21.7 \text{ kN.m}$$

~ Assume bar diameter $\Phi 12$ for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 8 - 6 = 286 \text{ mm}$$

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{19.5 * 10^6}{(0.9)(120)(286)^2} = 2.21 \text{ Mpa}$$

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

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420} (120)(287) = 114.4 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.21}{420}} \right) = 0.0056$$

$$A_s = 0.0056 * (120) * (286) = 192.192 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 114.4 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 192.192 / 113.1 = 1.69 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 12} = 113.1 \text{ mm}^2$$

Select bar 2 $\Phi 12$

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 226.2 \text{ mm}^2 > 192.192 \text{ mm}^2$$

OK.....

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

Tension = Compression

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

$$226.2 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 38.8 \text{ mm}$$

$$X = \frac{a}{0.85} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.286 - 0.04565}{0.04565} \times 0.003 = 0.016$$

$$\epsilon_s = 0.016 > 0.005$$

Ok.....

Mu = - 25.3 kN.m

The maximum negative moment from spans with support 4 is

Design as rectangular section with b=bw

~ Assume bar diameter $\Phi 14$ for main positive reinforcement.

$$d = 320 - 20 - 8 - 7 = 285 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)}(bw)(d) \geq A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)}(bw)(d) \text{ ACI-318 -05}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(285) = 99.73 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.0 \text{ mm}^2 \sim \text{control}$$

$$m = 20.6$$

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{25.3 * 10^6}{(0.9)(120)(285)^2} = 2.88 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.88}{420}} \right) = 0.0074$$

$$A_s = 0.0074 (120) (285) = 253.93 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 114.0 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 253.3 / 153.94 = 1.65 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 12} = 153.94 \text{ mm}^2$$

Select bar 2 $\Phi 14$

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 307.88 \text{ mm}^2 > 253.3 \text{ mm}^2$$

OK

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

Tension = Compression

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

$$307.88 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 52.82 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{52.82}{0.85} = 62.14 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.30788 - 0.06214}{0.06214} \times 0.003 = 0.012$$

$$\varepsilon_s = 0.012 > 0.005$$

Ok.....

4.6.3 Design of shear for rib (2):

Categories for shear design:

$$V_u = 25.6 \text{ KN}$$

Use $\Phi 8$ with 2 legs

1. Region I :

$$\Phi V_c \geq V_u$$

$$V_c = 1.1 \times \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$\Phi \times V_c = 1.1 \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 286$$

$$= 23.12 \text{ KN} < V_u = 25.6$$

Since $\Phi V_c \leq V_u$

Not control

2. Region II :

$$\frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$\Phi V_c = 23.12 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{23.12}{2} = 11.56 \text{ KN}$$

Not control

3. Region III :

$$\Phi V_c < V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$$

$$\Phi V_c = 23.12$$

$$V_u = 25.6 \text{ KN}$$

$$1) \Phi V_s \min = \Phi \times \frac{\sqrt{f_c'}}{16} \times bw \times d =$$

$$\Phi V_s \min = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{16} \times 120 \times 286 = 7.88 Kn$$

$$2) \Phi V_{s \min} = \Phi \left(\frac{1}{3}\right) \times bw \times d =$$

$$\Phi V_{s \min} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 120 \times 286 = 8.58 Kn$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s \min} = 23.12 + 8.58 = 31.7 Kn$$

$$23.12 Kn < 25.6 Kn \leq 31.7 Kn$$

Case III

minimum Shear reinforcement required .So,

Use $\Phi 10, 2$ leg

$$A_v = 100.53 \text{ mm}^2 .$$

$$V_s = \frac{v_u}{\phi} - v_c = \frac{25.6}{0.75} - 30.82 = 3.313 Kn$$

$$S_{req} = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{100.53 * 420 * 286}{3.313 * 1000} = 3645 \text{ mm}$$

$$S_{req} \leq S_{max}$$

$$S_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ or } S_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{286}{2} = 143 \text{ mm (control)}$$

Use $\Phi 8$, @ 10 cm (2Legs).

4.7 : Design Of beam(B26 ,G) for flexure:-

4.7.1 Design of flexure of beam 26,G

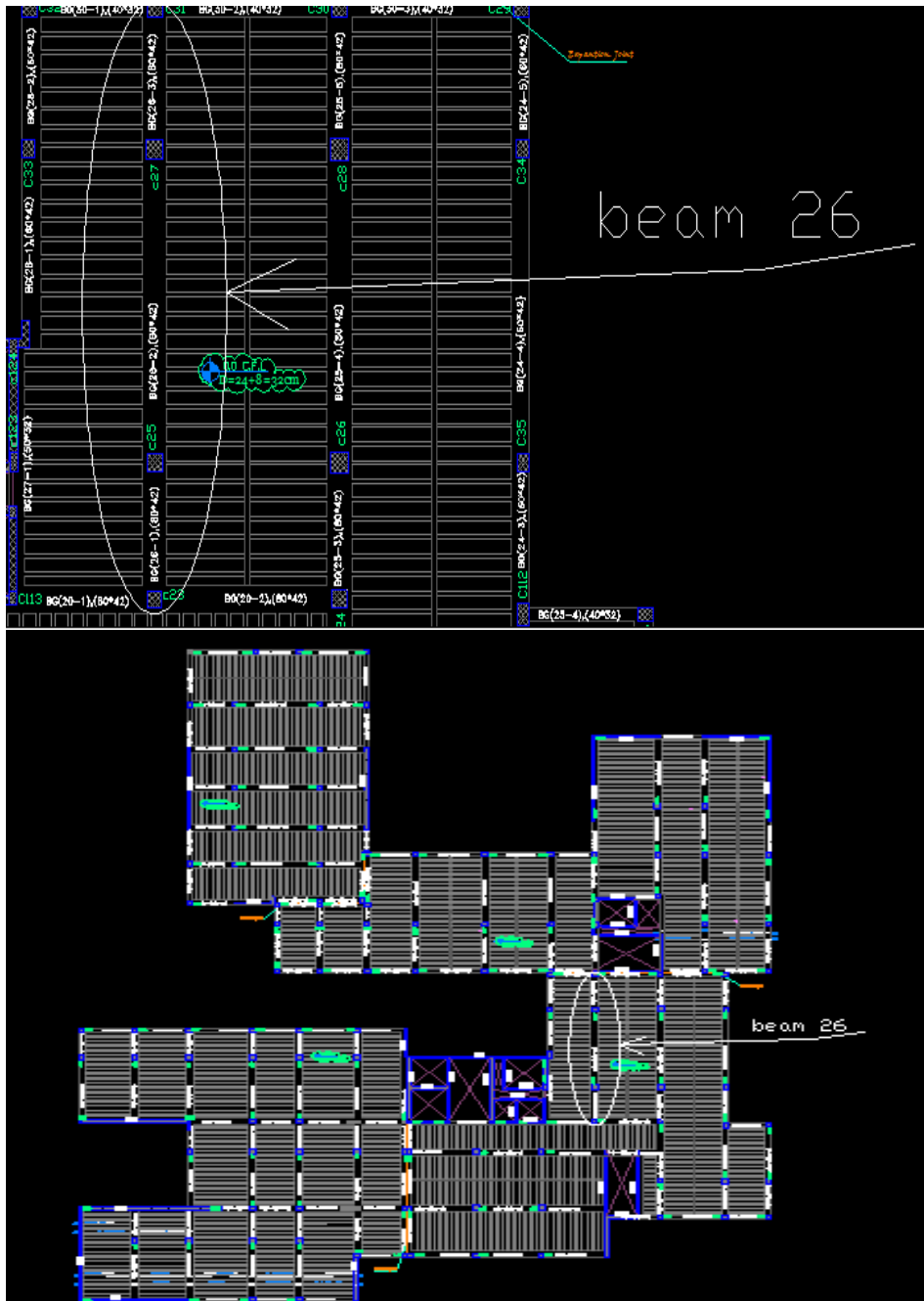


Fig.(4-10)Beam location in underground floor slab

Load calculations for Beam:

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam **26** can be defined from the support reactions of the rib **(8)**.

- The support reaction (service) from Dead loads of Rib (R8) upon beam (B26,G) is **(24.45KN)**. The distributed Dead load from Rib (R8) on Beam(B26, G):

$$DL_{from Rib} = \frac{24.45}{0.52} = 47.02 \text{ KN/m}$$

- The support reaction (service) from Live loads of Rib (R8) upon beam (B26 , G) is **(15.66 KN)** . The distributed Live load from Rib (R8) on Beam (B26 ,G):

$$LL_{from Rib} = \frac{15.66}{0.52} = 30.12 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

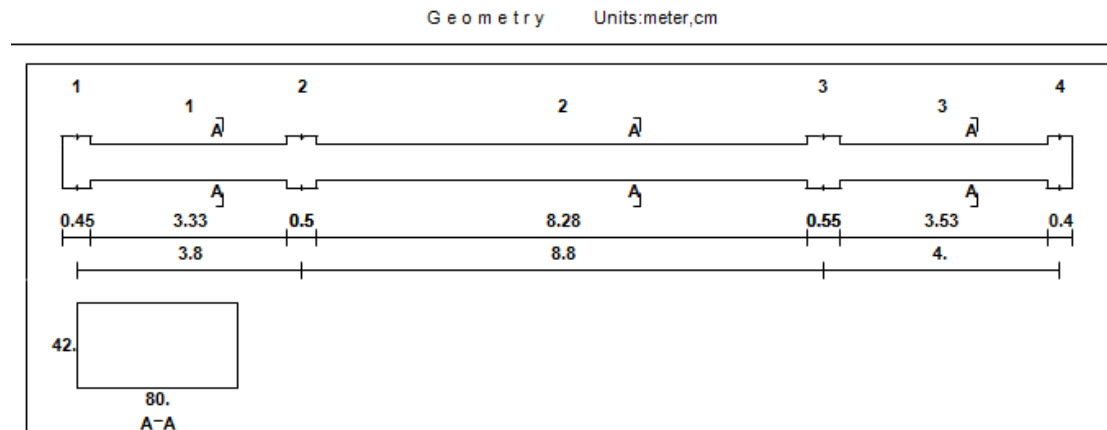


Fig. (4 -11) Geometry of Beam.

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

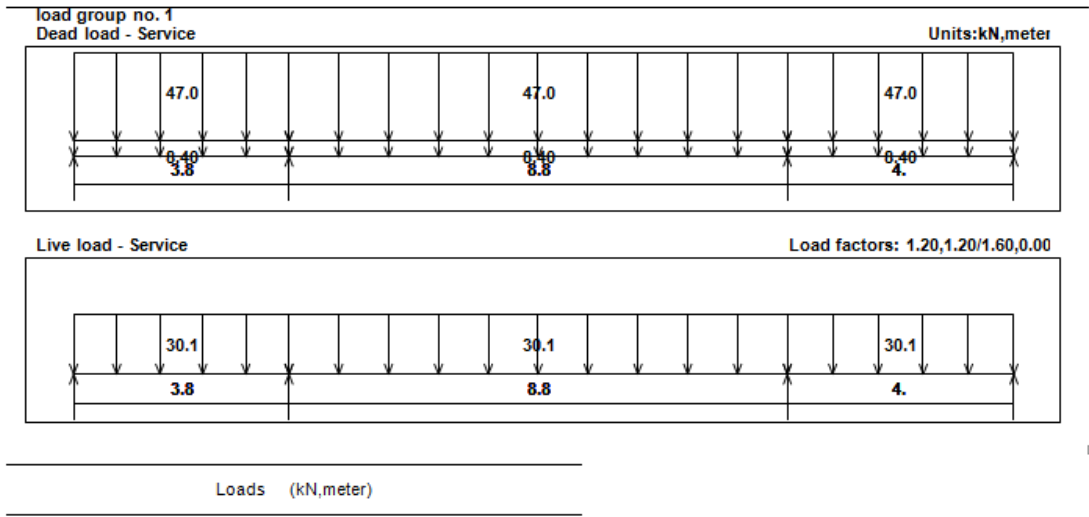


Fig. (4 -12) Loading of Beam-(KN.m).

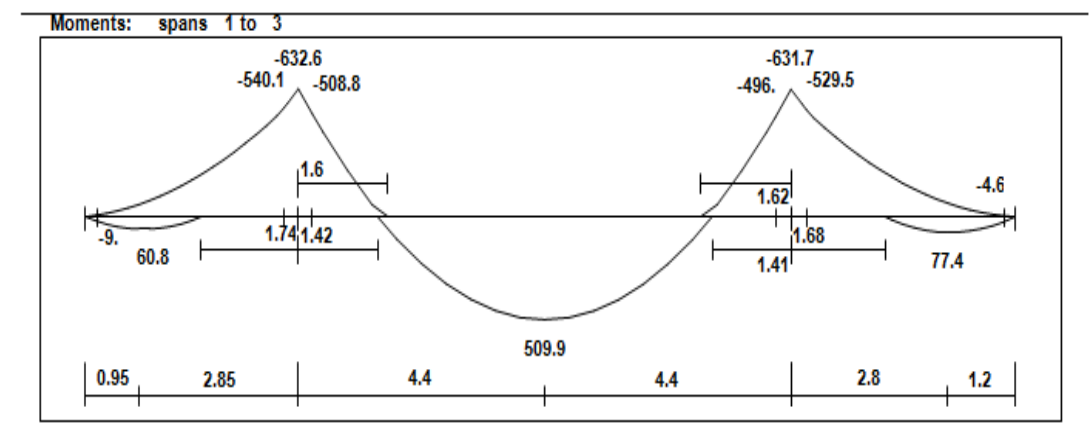


Fig. (4 -13) Moment envelop for Beam -(KN.m).

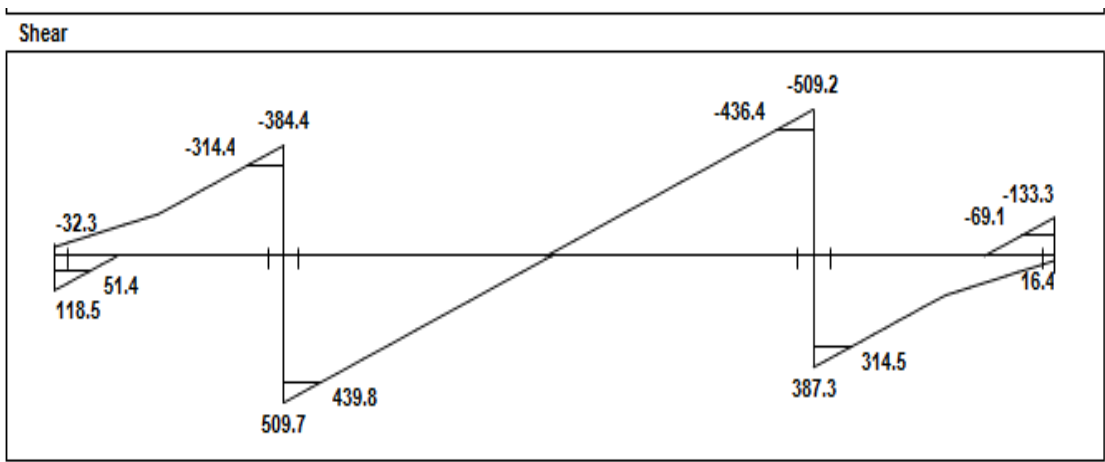


Fig. (4 - 14) Shear envelop for Beam -(KN)

assume bar diameter $\Phi 25$ for main reinforcement.

Material:-

$$\text{concrete B300} \quad f_c' = 24 \text{ N/mm}^2$$

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

Section:-

$$B = 80 \text{ cm} .$$

$$h = 42 \text{ cm} .$$

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

$$d = 420 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 357.5 \text{ mm}$$

4.7.2: Design of Beam of negative moment :

Check whether the section will be act as single or doubly reinforced section:
Maximum nominal moment strength from strain condition $\epsilon_s = 0.004$

Take $M_u = -540.1 \text{ KN.m}$ at support (2).

$$C_{\max} = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} * 357.5 = 153.21 \text{ mm} .$$

$$* \text{ Note: } f_c' = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$a_{\max} = \beta_1 * C = 0.85 * 153.21 = 130.23 \text{ mm} .$$

$$M_n \max = 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.85 * 24 * 130.23 * 800 * (357.5 - 130.23/2) * 10^{-6} = 621.42 \text{ KN .m}$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\epsilon_s - 0.002).$$

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

$$\Phi M_n = 0.816 * 621.42 = 507.1 \text{ KN .m}$$

$$M_u = 540.1 > \Phi * M_n = 507.1 \text{ KN.m}$$

Design the section as doubly reinforced section.

$$M_{ns} = \frac{Mu}{\phi} - M_{nc} = \frac{540.1}{.816} - 621.42 = 37.34 \text{ KN.M}$$

$$A's = \frac{M_{ns}}{(f's - 0.85F'c) * (d - d')}$$

$$f's = 600 * (c - d') / (c) = 600 * (153.21 - 60 / 153.21) = 365.02 < f_y = 420 \text{ MPa.}$$

Compression steel does not yield.

$$A_s' = \frac{37.24 * 10^6}{(365.02 - 0.85 * 24) * (357.5 - 60)} = 363.23 \text{ mm}^2$$

$$T = C_c + C_s = 0.85 f_c' * a * b + A_s' (f_s' - 0.85 f_c') =$$

$$T = 0.85 * 24 * 130.23 * 800 + 363.23 * (365.02 - 0.85 * 24) * 10^{-3} = 2250.52 \text{ Kn}$$

$$A_s = T / f_y = 5358.4 \text{ mm}^2$$

11Φ25 in one layer with $A_s = 5399.61 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 5358.4 \text{ mm}^2$.

Select Top bars 11Φ25 in one layer.

$$\text{Total } A_{s \text{ (provide)}} = 5399.61 \text{ mm}^2$$

***Check for bar distance:**

$$\epsilon_s = \frac{800 - 2 * 40 - 2 * 10 - 11 * 25}{10} = 42.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

$$d = 420 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 357.5 \text{ mm}$$

Take Mu = -529.5 KN.m..... at support (3).

$$C_{\text{max}} = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} * 357.5 = 153.21 \text{ mm} .$$

$$* \text{ Note: } f_c' = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$a_{\text{max}} = \beta_1 * C = 0.85 * 153.21 = 130.23 \text{ mm} .$$

$$M_{n \text{ max}} = 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.85 * 24 * 130.23 * 800 * (357.5 - 130.23/2) * 10^{-6} = 621.42 \text{ KN .m}$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\epsilon_s - 0.002).$$

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

$$\Phi M_n = 0.816 * 621.42 = 507.1 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 529.5 > \Phi * M_n = 507.1 \text{ KN.m}$$

Design the section as doubly reinforced section.

$$M_{ns} = \frac{M_u}{\phi} - M_{nc} = \frac{529.6}{.816} - 621.42 = 27.48 \text{ KN.M}$$

$$A's = \frac{M_{ns}}{(f's - 0.85F'c) * (d - d')}$$

$$f's = 600 * (c - d' / c) = 600 * (153.21 - 60 / 153.21) = 365.02 < f_y = 420 \text{ MPa.}$$

Compression steel does not yield.

$$A_s' = \frac{27.48 * 10^6}{(365.02 - 0.85 * 24) * (357.5 - 60)} = 268.03 \text{ mm}^2$$

$$T = C_c + C_s = 0.85 f'c' * a * b + A_s' (f_s' - 0.85 f'c') =$$

$$T = 0.85 * 24 * 130.23 * 800 + 268.03 * (365.02 - 0.85 * 24) * 10^{-3} = 2217.72 \text{ KN}$$

$$A_s = T / f_y = 5280.29 \text{ mm}^2$$

11Φ25 in one layer with $A_s = 5399.61 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 5280.29 \text{ mm}^2$.

Select Top bars 11Φ25 in one layer.

$$\text{Total } A_{s \text{ (provide)}} = 5399.61 \text{ mm}^2$$

***Check for bar distance:**

$$\epsilon_s = \frac{800 - 2 * 40 - 2 * 10 - 11 * 25}{10} = 42.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

4.7.3: Design of positive moment :

$$d=420-40-10-18/2=361$$

*Take $M_u = 60.8 \text{ kN.m}$ at span 1).

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{60.8 / 0.9 \times 10^{-3}}{.8 \times (0.361)^2} = 0.65 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(361) \geq \frac{1.4}{420} (800)(361)$$

$$A_{s_{\min}} = 842.16 < 962.67 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 962.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 962.67 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.65)}{420}} \right) = .00157$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00157(800) (361) = 453.416 \text{ mm}^2 < A_{s_{\min}} = 962.67 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{962.67}{254.47} = 3.78$$

Note $A_{\Phi 18} = 254.47 \text{ mm}^2$

Select Bottom bars 4Φ18 in one layer

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 1017.9 \text{ mm}^2$$

* Check strain for Φ :

Tension = Compression

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

$$1017.9 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 26.2 \text{ mm}$$

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

$$c = \frac{26.9}{0.85} = 30.82 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{361 - 30.82}{30.82} \times 0.003 = 0.032$$

$$\varepsilon_s = 0.032 > 0.005 \dots \dots \dots \text{OK}$$

***Check for bar distance:**

$$\varepsilon_s = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 18}{3} = 209.3 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \text{ok}$$

Design of positive moment :

$$b_w = 80 \text{ cm}, h = 42 \text{ cm}$$

$$d = 420 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 357.5 \text{ mm}$$

***Take Mu = 509.9 kN.m** at span (2).

$$C_{\max} = \frac{3}{7} \quad d = \frac{3}{7} * 357.5 = 153.21 \text{ mm} .$$

* Note: $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$a_{\max} = \beta_1 * C = 0.85 * 153.21 = 130.23 \text{ mm} .$$

$$Mn_{\max} = 0.85 * f_c * a * b * (d - a/2)$$

$$= 0.85 * 24 * 130.23 * 800 * (357.5 - 130.23/2) * 10^{-6} = 621.42 \text{ KN .m}$$

$$\phi = 0.65 + \frac{250}{3} * (\varepsilon_s - 0.002).$$

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

$$\Phi Mn = 0.816 * 621.42 = 507.1 \text{ KN .m}$$

$$Mu = 509.9 > \Phi * Mn = 507.1 \text{ KN.m}$$

Design the section as doubly reinforced section.

$$Mns = \frac{Mu}{\phi} - Mnc = \frac{509.9}{.816} - 621.42 = 3.45 \text{ KN.M}$$

$$A's = \frac{Mns}{(f's - 0.85F'c) * (d - d')}$$

$$f's = 600 * (c - d' / (c)) = 600 * (153.21 - 60 / 153.21) = 365.02 < f_y = 420 \text{ MPa}.$$

Compression steel does not yield.

$$A_s' = \frac{3.45 * 10^6}{(365.02 - 0.85 * 24) * (357.5 - 60)} = 33.65 \text{ mm}^2$$

$$T = C_c + C_s = 0.85 f_c' * a * b + A_s' (f_s' - 0.85 f_c') =$$

$$T = 0.85 * 24 * 130.23 * 800 + 33.65 * (365.02 - 0.85 * 24) * 10^{-3} = 2137 \text{ KN}$$

$$A_s = T / f_y = 5087.9 \text{ mm}^2$$

11Φ25 in one layer with $A_s = 5399.61 \text{ mm}^2 > A_s \text{ req} = 5087.9 \text{ mm}^2$.

Select Bottom bars 11Φ25 in one layer.

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 5399.61 \text{ mm}^2$$

***Check for bar distance:**

$$\epsilon_s = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 11 \times 25}{10} = 42.5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

$$d = 420 - 40 - 10 - 18/2 = 361$$

Design of positive moment :

***Take Mu = 77.4 kN.m** at span (3).

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{77.4 / 0.9 \times 10^{-3}}{.8 \times (0.361)^2} = 0.825 \text{ Mpa}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \longrightarrow (\text{ACI} - 10.5.1)$$

$$A_{s \min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(361) \geq \frac{1.4}{420} (800)(361)$$

$$A_{s \min} = 842.16 < 962.67 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 962.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 962.67 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.825)}{420}} \right) = .002$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.002(800)(361) = 580 \text{ mm}^2 < A_s \min = 962.67 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{req}}}{A_{s_{bar}}} = \frac{962.67}{254.47} = 3.78$$

Note $A_{\Phi 18} = 254.47 \text{ mm}^2$

Select Bottom bars 4 Φ 18 in one layer

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 1017.9 \text{ mm}^2$$

*** Check strain for Φ :**

Tension = Compression

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

$$1017.9 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 26.2 \text{ mm}$$

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

$$c = \frac{26.9}{0.85} = 30.82 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{361 - 30.82}{30.82} \times 0.003 = 0.032$$

$$\epsilon_s = 0.032 > 0.005 \dots \dots \dots \text{OK}$$

***Check for bar distance:**

$$\epsilon_s = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 18}{3} = 209.3 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \text{ok}$$

4.7.4 : Design of shear for Beam :

ACI – 318 – Categories for shear design:

Critical section at distance $d = 341 \text{ mm}$ from the face of support.

$V_u \text{ critical} = 439.8 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 800 * 361$$

$$V_c = 235.8 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 235.8 = 176.9 \text{ KN}$$

$V_u = 439.8 > \Phi * V_c = 235.8 \text{ KN} \dots \text{shear reinforcement is required.}$

Check for section dimensions:

$$V_s = V_u / \Phi - V_c = 130.8 / 0.75 - 165.34 = 9.1 \text{ KN.}$$

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

$$\Phi v_{s,min} = .75 * \frac{1}{16} \sqrt{24} * 800 * 361$$

$$\Phi v_{s,min} = 66.32$$

$$2. \ v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d$$

$$\Phi v_{s,min} = .75 * \frac{1}{3} * 800 * 361$$

$$\Phi v_{s,min} = 72.2 \text{ KN (control)}$$

$$\Phi V_c < V_u < \Phi V_c + \min \Phi V_s$$

$$V_u = 439.8 > (72.2 + 235.8 = 308)$$

So, Case (4)

$$\Phi v_c + \Phi v_{s,min} < v_u \leq 3 \Phi V_c$$

$$308 < 439.8 < 3 * 235.8 = 707.4 \text{ Kn.}$$

Shear reinforcement are required . Select ,

Use $\Phi 10$, 4 leg.

$$A_s = 314.16 \text{ mm}^2 .$$

$$V_s = Vu/\phi - V_c = 439.8/0.75 - 235.8 = 350.6KN.$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{314.16 * 420 * 361}{350.6} = 135.86 \text{ mm}$$

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

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{361}{2} = 180.5 \text{ mm}$$

Select s=150mm

Select 4 leg $\Phi 10$, @ 15 cm

4.8 Design of Column:

3.8.1 Select column (C18) for design in ground floor

Material:-

concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

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

Section:-

$B = 600 \text{ cm}$.

$h = 600 \text{ cm}$.

4.8.1.1 Load Calculation:

$P_D = 2408.62KN$ and $P_L = 1054KN$

$P_u = 1.2 * P_D + 1.6 * P_L$

$P_u = 1.2 * 2408.62 + 1.6 * 1054 = 4576.744KN$

4.8.1.2 check for Slenderness:

$$\frac{Kl_u}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$$

Lu : Actual unsupported (unbraced) length.

K : effective length factor ($K= 1.0$ - for braced frames).

R : radius of gyration $= 0.3 h = \sqrt{\frac{I}{A}}$

$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1.0$ - braced frame with M_{min}

$Lu = 3.48 \text{ m}$

$K=1$, According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) the effective length factor, k , shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{Kl_u}{r_x} = \frac{1.0 * 3.48}{0.3 * 0.6} = 19.33 < 22 - \text{short column for bending about } x - \text{axis}$$

$$\frac{Kl_u}{r_y} = \frac{1.0 * 3.48}{0.3 * 0.6} = 19.33 < 22 - \text{short column for bending about } y - \text{axis}$$

4.8.1.3 Design the column as concentrically loaded short column.

$$P_{n,max} = \phi * 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y]$$

$\phi = 0.65$ – for tied column.

$$4576.744 * 10^3 = 0.65 * 0.8[0.85 * 24(600 * 600 - A_{st}) + A_{st} * 420]$$

$$A_{st,req} = 3656.87 \text{mm}^2$$

$$Num = \frac{3656.87}{314.16} = 11.6$$

$$\phi 20 = 314.16 \text{mm}^2$$

select 12 ϕ 20 with $A_{st} = 3769.91 \text{mm}^2 > A_{st,req} = 3656.87 \text{mm}^2$... ok

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{3656.87}{360000} = 1.016\%$$

4.8.1.4 Design of Ties:

Use ties $\phi 10$ with spacing of tie shall not exceed the smallest of:

- 1- 48 times the tie diameter, $48d_s = 48 * 10 = 480 \text{mm}$,
- 2- 16 times the longitudinal bar diameter, $16d_b = 16 * 20 = 320 \text{mm}$, –control
- 3- The least dimension of the column = 600mm .

use tie $\phi 10 @ 200 \text{mm}$.

Check for code requirements:

Clear spacing between longitudinal bars:

$$\text{Clear space} = \frac{600 - 40 * 2 - 10 * 2 - 4 * 20}{3} = 140 \text{mm} > 40 \text{mm, and}$$

$$> 1.5d_b = 1.5 * 20 = 30 \text{mm} - \text{ok}$$

Gross reinforcement ratio:

$$0.01 < \rho_g = 0.01016 < 0.08 - \text{ok}$$

- 1- Number of bars: $12 > 4$ – for square section – ok
- 2- Minimum tie diameter: $\phi 10$ for $\phi 20$ bars – ok
- 3- Spacing of this : $s = 200\text{mm}$ – ok

3.8.2 Select column (C69) for design in ground floor.

Section:-

$$B = 500 \text{ cm .}$$

$$h = 500 \text{ cm .}$$

4.8.2.1 Load Calculation:

$$P_D = 1670.7\text{KN and } P_L = 803.4\text{KN}$$

$$P_u = 1.2 * P_D + 1.6 * P_L$$

$$P_u = 1.2 * 1670.7 + 1.6 * 803.4 = 3290.3\text{KN}$$

4.8.2.2 check for Slenderness:

$$\frac{Kl_u}{r} \leq 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$$

L_u : Actual unsupported (unbraced) length.

K : effective length factor ($K= 1.0$ - for braced frames).

$$R: \text{radius of gyration} = 0.3 h = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1.0 - \text{braced frame with } M_{\min}$$

$$L_u = 3.48 \text{ m}$$

$K=1$, According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) the effective length factor.

k , shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{Kl_u}{r_x} = \frac{1.0 * 3.48}{0.3 * 0.5} = 23.2 > 22 - \text{long column for bending about } x - \text{axis}$$

$$\frac{Kl_u}{r_y} = \frac{1.0 * 3.48}{0.3 * 0.5} = 23.3 > 22 - \text{long column for bending about } y - \text{axis}$$

4.8.2.3 Compute EI :

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \dots \dots \dots [ACI 318 - 2002(Eq. 10 - 15)]$$

$$Ec = 4700\sqrt{fc'} = 4700\sqrt{24} = 23025.20 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{P_u} = \frac{1670.7}{3290.3} = 0.61$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 5.21 \times 10^{-9} \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025.20 \times 5.21}{1 + 0.61} = 29804.1 \text{ KN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} = \frac{3.14^2 \times 29804.1}{(1 \times 3.48)^2} = 23991.36 \text{ KN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{3290.3}{0.75 \times 23991.4}} = 1.23 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 500 = 30 \text{ mm.}$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 30 \times 1.23 = 36.9 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{36.9}{500} = 0.074$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{3290.3 \times 10^3}{500 \times 500} \times \frac{145}{1000} = 2.0 \text{ Ksi}$$

$$\gamma = (d - d') / h = (500 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 16) / 500 = 0.768$$

$$\text{for } (\gamma = 0.75), \rho_g = 0.011$$

$$\text{for } (\gamma = 0.9), \rho_g = 0.01$$

$$\rho_g(\lambda = 0.768) = .011 - ((1.0 \times 10^{-3}) / .15) * (0.768 - 0.75) = 0.011$$

$$A_s = \rho \times A_g = 0.011 \times 500 \times 500 = 2720 \text{ mm}^2$$

$$\phi 16 = 201.06 \text{ mm}^2$$

$$num = 2720 / 201.6 = 13.5$$

\therefore use 14 $\phi 16$

4.8.2.4 Design of Ties:

Use ties $\phi 10$ with spacing of tie shall not exceed the smallest of:

1- 48 times the tie diameter, $48d_s = 48 \times 10 = 480 \text{ mm}$,

2- 16 times the longitudinal bar diameter, $16d_b = 16 \times 16 = 256 \text{ mm}$, -control

3- The least dimension of the column = 600mm.

use tie $\phi 10 @ 200 \text{ mm}$.

Check for code requirements:

Clear spacing between longitudinal bars:

$$\text{Clear space} = \frac{500 - 40 * 2 - 10 * 2 - 5 * 16}{4} = 80\text{mm} > 40\text{mm, and} \\ > 1.5d_b = 1.5 * 16 = 24\text{mm} - \text{ok}$$

Gross reinforcement ratio:

$$0.01 < \rho_g = 0.011 < 0.08 - \text{ok}$$

1- Number of bars: $14 > 4$ – for square section – ok

2- Minimum tie diameter: $\phi 10$ for $\phi 16$ bars – ok

3- Spacing of this : $s = 200\text{mm}$ – ok

4.9 Design of isolated Footing under column (18) (60*60):

- Service dead load $D_L = 2408.62 \text{ KN}$
- Service live load $L_L = 1054 \text{ KN}$
- $q_{a,net} = 400 \text{ KN/m}^2$

4.9.1 Required size of footing:

$$A = \frac{P_n}{q_{a,net}} = \frac{2408.62 + 1054}{400} = 8.66 \text{ m}^2$$

$$A = a^2 \rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{8.66} = 2.943 \text{ m}$$

Take $a = 3 \text{ m}$.

Simplified method:

→ Depth of footing and shear design:

$$P_u = 1.2 * 2408.62 + 1.6 * 1054 = 4576.744 \text{ KN}$$

$$\delta b_u \leq 1.4 * \delta b_{allow.net}$$

$$\text{area} = \frac{P_u}{1.4 * \delta b_{allow.net}} = \frac{4576.744}{1.4 * 400} = 8.17 \text{ m}^2$$

$$A = a^2 \rightarrow a = \sqrt{A} = \sqrt{8.17} = 2.86 \text{ m}$$

Take $l = 3 \text{ m}$.

$$\delta b_u = \frac{4576.744}{3 * 3} = 508.53 \text{ KN/m}^2$$

Assume the depth of footing is $h = 70\text{cm}$

Assume cover 75 mm , and steel bars of $\phi 16$

$$d_{avg} = h - c - \phi = 700 - 75 - 16 = 609 \text{ mm}$$

4.9.2 One way shear:

V_u at distance d from the face of support:

$$V_u = \delta b_u * b * \left(\frac{a}{2} - \frac{l}{2} - d \right) = 508.53 * 3 * \left(\frac{3}{2} - \frac{0.6}{2} - 0.609 \right) = 901.62 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 3000 * 609 * 10^{-3} = 1491.74 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 1491.74 = 1118.8 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 1118.8 \text{ KN} > V_u = 901.62 \text{ KN}$$

..... The thickness of the slab is enough .

4.9.3 Two way shear (Punching shear):

$$\beta = \frac{600}{600} = 1, \quad b_0 = 4(0.6 + 0.609) = 4.836 \text{ m}^2, \quad \alpha_s = 40 - \text{interior colum}$$

$$FRB = \delta b_u * \text{loaded area} = 508.53 * 2.418 = 1229.6 \text{ KN}$$

$$V_u = 4576.744 - 1229.6 = 3347.14 \text{ Kn.}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d, \quad \text{where } \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) = \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1} \right) = 0.5$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d, \quad \text{where } \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) = \frac{1}{12} \left(\frac{40 * 0.609}{4.836} + 2 \right) = 0.57$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 d, \quad \text{where } \frac{1}{3} = 0.33333 - \text{control}$$

Take

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 d = V_c = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 4836 * 609 * 10^{-3} \\ = 4809.4 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 4809.4 = 3607.02 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 3607.02 \text{ KN} > V_u =$$

3347.14 KN The thickness of the slab is enough .

4.9.4 Design for flexure in both direction :

Take steel bar of $\phi 16$, $b = 3m$, $h = 700mm$, $d = 609mm$

$$F_c' = 24 N/mm^2, \quad f_y = 420 N/mm^2$$

$$FR_u = 508.53 * 3 * 1.2 = 1830.71Kn$$

$$M_u = 1830.71 * \frac{1.2}{2} = 1098.42KN.m$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1098.42}{0.9} = 1220.47KN.m$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{1220.47 * 10^6}{3000 * 609^2} = 1.09 MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right)$$
$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.09 * 20.6}{420}} \right) = 0.00267$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00267 * 3000 * 609 = 4875.5 mm^2.$$

$$A_{s,min} = \rho * b * h = 0.0018 * 3000 * 700 = 3780 mm^2$$

$$A_{s,req} = 4875.5 mm^2 > A_{s,min} = 3780 mm^2$$

use $\phi 16$ then

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi 16}} = \frac{4875.5}{201.06} = 24.25$$

$$\text{take } 25\phi 16 \text{ with } A_{s,pro} = 5026.54 mm^2 > A_{s,req} = 4875.5 mm^2$$

Step (S) is smallest of:

$$1-3h = 3 * 700 = 2100 mm$$

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

$$3- s = \frac{3000 - 75 * 2 - 25 * 16}{24} = 102.1mm$$

$$s = 102mm < s_{max} = 450 mm - OK$$

4.10 Design of Stair:

4.10.1 Minimum slab thickness for deflection

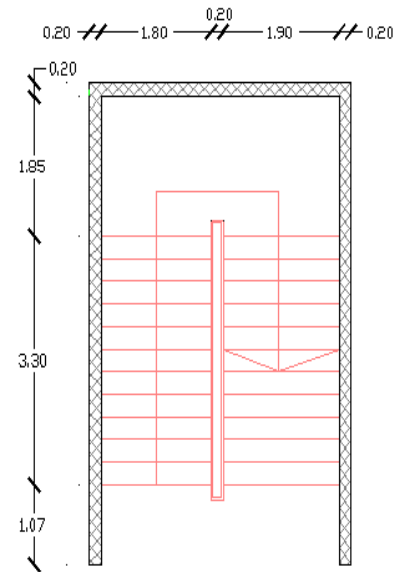
(for simply supported one way solid slab)

$$h_{min} = \frac{L}{20} = \frac{410}{20} = 20.5cm$$

Take $h_{min} = 20cm$.

Flight Dead Load computations:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{rise}{run} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{160}{300} \right) = 28.072^\circ$$



4.10.1 Load Calculation:

- Flight Dead Load Computation:

Fig. (4-20) : Stair plan

Table 4-3: Dead load calculation for flight of stair

material	Quality Density KN/m ³	W kN/m
Tiles	23	$23 \left(\frac{0.16+0.35}{0.3} \right) * 0.03 * 1 = 1.173$
Mortar	22	$22 * \left(\frac{0.16+0.3}{0.3} \right) * 0.02 * 1 = 0676$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} * \left(\frac{0.16+0.3}{2} \right) * 1 = 2$
R.C solid slab	25	$\frac{25 * 0.25 * 1}{\cos 28.072} = 5.67$
Plaster	22	$\frac{22 * 0.03 * 1}{\cos 28.072^\circ} = 0.748$
Total Dead Load	Σ	10.267KN

Dead load = 10.267 KN/m, Live load = 4 KN/m

- Landing Dead Load Computation:

Table 4-4: Dead load calculation for landing of stair (2)

Material	Quality Density KN/m ³	W KN/m
Tiles	23	23 * 0.03 * 1 = 0.69
Mortar	22	22 * 0.02 * 1 = 0.44
R.C solid slab	25	25 * 0.2 * 1 = 5.0
Plaster	22	22 * 0.03 * 1 = 0.66
Sand	16	0.07*16*1=1.19
Total Dead load	∑	7.98

Total dead load = 7.98 KN/m, Live load= 4KN/m and the reaction from flight.

4.10.2 Design of Flight:

4.10.2.1 Design of Shear

$$q_u = 1.2D + 1.6L$$

$$q_u = 18.7204 \text{ KN}$$

$$\text{Max } V_u = 30.88 * \cos 28.072$$

$$V_u = 27.24 \text{ KN.}$$

Assume $d_b = 12$

$$d = 200 - 20 - 6 = 174 \text{ mm}$$

$$\phi V_c = \phi \sqrt{f_c'} \times b_w \times d / 6$$

$$= 0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 174 \times 10^{-3}$$

$$= 106.55 \text{ KN}$$

$$0.5 \times \phi V_c = 53.27 \text{ KN} > 27.24 \text{ KN}$$

The thickness of slab is adequate enough.

4.10.2.2 Design bending moment :

$$M_u = 30.88 \times (0.4 + 1.65) - (18.780 \times 1.65 \times 1.65 / 2)$$

$$M_u = 37.74 \text{ KN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 37.7 / 0.9 = 41.933 \text{ KN.m}$$

$$K_n = M_n / (b \times d^2)$$

$$= 41.93 / (1000 \times 174^2)$$

$$= 1.38 \text{ MPa}$$

$$m = f_y / (0.85 \times f_c')$$

$$= 420 / (0.85 \times 24)$$

$$= 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.38 \times 20.6}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.0034$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b_E \times d = 0.0034 \times 1000 \times 174 = 522 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times b \times d$$

$$= 0.0018 \times 1000 \times 200$$

$$= 360 \text{ mm}^2 < 522 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

Use $\phi 12$

$$n = A_s / A_{s\phi 12}$$

$$= 522 / 113.09$$

$$= 4.6$$

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{4.6} = 0.216 \text{ m}$$

\therefore Take 5 $\phi 12$ /m, With $A_s = 565.45 \text{ mm}^2/\text{m}$ or $\phi 12 @ 20 \text{ cm}$

Step (S) is the smallest of:-

1) $3h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$

2) 450 mm

3) $380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times C_c$

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

4) $380 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} - \text{control}$

$S = 250 < S_{\max} = 300 \text{ mm} \dots \text{ok}$

For the Shrinkage and Temperature Reinforcement:

$\rho = 0.0018$

$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2.$

Number of $\emptyset 10 = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{\text{bar}}} = \frac{360}{78.5} = 4.5 \rightarrow \text{Spacing}(S) = \frac{1}{4.5} = 22.2 \text{ cm}$

\therefore **Take 5 $\emptyset 10$ /m with $A_s = 399.5$ or $\emptyset 10 @ 20 \text{ cm}$.**

Check strain

$T = c$

$565.5 * 420 = .85 * 24 * a * 1000$

$a = 11.52$

$x = 11.52 / .85 = 13.6 \text{ mm}$

$$\epsilon_s = \frac{174 * 0.003}{13.6} - 0.003$$

$\epsilon_s = 0.035 > 0.005$

Step (S) is the smallest of:-

1) $5h = 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}$

2) 450 – control

$S = 200 < S_{\max} = 450 \text{ mm} \dots \text{ok}$

4.10.3 Design of Landing:

$$q_u = 1.2D + 1.6L$$

$$q_u = 15.976 \text{ KN}$$

$$R = (15.976 + 30.88) \times 4.1 / 2 = 96.054$$

Design of Shear

(From face of support)

$$\text{Max } V_u = 96.054 - (15.976 + 30.88) \times (0.174 + 0.1)$$

$$V_u = 82.215 \text{ KN.}$$

Assume $d_b = 12$

$$d = 200 - 20 - 6 = 174 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \sqrt{f_c'} \times b_w \times d / 6 \\ &= 0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 174 \times 10^{-3} \\ &= 106.55 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$.5 \times \phi V_c = 53.275 \text{ KN} < \text{Max } V_u \text{ } 82.215 \text{ KN}$$

The thickness of slab is not enough select $h = 250 \text{ cm}$

So that

$$DL = 9.23, LL = 4, q_u = 17.476$$

4.10.3.1 Design for bending moment :

$$\text{Max } M_u = (30.88 + 17.476 \times 4.1^2 / 8)$$

$$\text{Max } M_u = 101.6$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 101.6 / 0.9 = 112.9 \text{ KN/m}$$

$$d = 250 - 20 - 7 = 223$$

$$\begin{aligned} K_n &= M_n / (b \times d^2) \\ &= 112.9 / (1000 \times 223^2) \\ &= 2.27 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= f_y / (0.85 \times f_c') \\ &= 420 / (0.85 \times 24) \\ &= 20.6 \end{aligned}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.27 \times 20.6}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.005$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b_E \times d = 0.005 \times 1000 \times 223 = 1115 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h$$

$$= 0.0018 \times 1000 \times 250$$

$$= 450 \text{ mm}^2 < 1115 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

∴ Use Ø14

$$n = A_s / A_{s_{Ø14}}$$

$$= 1115 / 153.9 = 7.2$$

$$s = \frac{1}{n} = \frac{1}{7.2} = 0.138$$

Take 8 Ø14/m with $A_s = 1231.5 \text{ mm}^2/\text{m}$ or Ø14 @15 cm

step (S) is the smallest of :-

1) $3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm}$

2) 450 mm

3) $380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 \times C_c$

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

$$= 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm} - \text{control}$$

$$S = 150 < S_{max} = 300 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

For the Shrinkage and Temperature Reinforcement:

$$\rho = 0.0018$$

$$A_s = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Number of } \phi 10 = \frac{A_{s_{req}}}{A_{bar}} = \frac{450}{79.9} = 5.6 \rightarrow \text{Spacing}(S) = \frac{1}{5.6} = .17 \text{ cm} = 170 \text{ mm}$$

Take 6 Ø10 /m with $A_s = 471.2$ or Ø10@200mm.

Step (S) is the smallest of:-

1) $5h = 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}$

2) 450 – control

$$S = 200 < S_{max} = 450 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

4.11 Design of Strip Footing:

- **Service dead load** $D_L = 260 \text{ KN}$
- **Service live load** $L_L = 50 \text{ KN}$
- $q_{a,net} = 400 \text{ KN/m}^2$
- $\gamma_{soil} = 19 \text{ KN/m}^3$

4.11.1 Required size of footing:

Design of soil:

Assume $h=30\text{cm}$.

$$\delta_{allow.net} = 400 - (.03 * 25) - (0.5 * 19) = 383 \text{ K N/m}^2$$

$$A = \frac{P_n}{q_{a,net}} = \frac{260 + 50}{383} = 0.81 \text{ m}^2$$

$$A = a * 1\text{m} \rightarrow a = 0.81 \text{ m}$$

Take $a = 90 \text{ cm}$.

Simplified method:

→ Depth of footing and shear design:

$$P_u = 1.2 * 260 + 1.6 * 50 = 392 \text{ KN}$$

$$\delta b_u \leq 1.4 * \delta b_{allow.net}$$

$$area = \frac{P_u}{1.4 * \delta b_{allow.net}} = \frac{392}{1.4 * 383} = 0.73 \text{ m}^2$$

$$A = a * 1\text{m} \rightarrow a = 0.73 \text{ m}$$

Take $a = 90 \text{ cm}$.

Design of reinforced concrete:

$$\delta b_u = \frac{392}{1 * 0.9} = 435.6 \text{ KN/m}^2$$

Assume the depth of footing is $h = 30\text{cm}$

Assume cover 75 mm , and steel bars of $\phi 12$

$$d_{avg} = h - c - \phi = 300 - 75 - 12 = 213 \text{ mm}$$

4.11.2 One way shear:

V_u at distance d from the face of support:

$$V_u = \delta b_u * b * \left(\frac{a}{2} - \frac{l}{2} - d \right) = 435.6 * 1 * \left(\frac{0.9}{2} - \frac{0.25}{2} - 0.213 \right) = 48.8 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6} b_w d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 213 * 10^{-3} = 173.9 \text{ KN.}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * 173.9 = 130.44 \text{ KN}$$

$$\phi * V_c = 130.44 \text{ KN} > V_u = 48.8 \text{ KN}$$

..... The thickness of the slab is enough .

4.11.3 Two way shear (Punching shear):

Perimeter B° is large

No design is required

4.11.4 Design for fluxure in both direction :

Take steel bar of $\phi 12$, $b = 0.9m$, $h = 300mm$, $d = 6213mm$

$$F_c' = 24 \text{ N/mm}^2, \quad f_y = 420 \text{ N/mm}^2$$

$$FR_u = 435.6 * 1 * 0.325 = 141.6Kn$$

$$M_u = 141.6 * \frac{0.325}{2} = 23KN.m$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{23}{0.9} = 25.6KN.m$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{25.6 * 10^6}{1000 * 213^2} = 0.56MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right)$$
$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.56 * 20.6}{420}} \right) = 0.00135$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00135 * 1000 * 6213 = 287.55 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s,min} = \rho * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

$$A_{s,req} = 287.55 \text{ mm}^2 < A_{s,min} = 540 \text{ mm}^2$$

use $\phi 12$ then

$$n = \frac{A_s}{A_{s\phi 16}} = \frac{540}{113.1} = 4.77$$

$$\text{take } 5\phi 12 / 1m \text{ with } A_{s,pro} = 565.5 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 540 \text{ mm}^2$$

$$\text{Temperature Reinforcement} = .0018 * 90 * 30 = 486 \text{ cm}^2$$

$$\text{select } 5\phi 12 \text{ with } A_{s,req} = 565.5 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 486 \text{ cm}^2$$

4.12 Design of Basement wall:

$$Dead_{load}=375 \text{ Kn}$$

$$Live_{load}=96 \text{ Kn}$$

$$\text{concrete } B300 \quad Fc' = 24 \text{ N/mm}^2$$

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

$$k^\circ = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$e^\circ = k^\circ * \gamma * h = 0.5 * 18 * 3.64 = 32.76.$$

$$E^\circ = e^\circ * \left(\frac{h}{2}\right) = 32.76 * \left(\frac{3.64}{2}\right) = 60 \text{ KN}$$

Support Reaction :

$$MRA=0$$

$$60 * 2/3 * 3.64 - Bx * 3.64 = 0$$

$$Bx = 40 \text{ KN}$$

$$MRB=0$$

$$60 * 3.64/3 - Ax * 3.64 = 0$$

$$Ax = 20 \text{ KN}$$

V. at Y = ?

$$20 - P(y) * y/2 = 0$$

$$\frac{P(y)}{y} = \frac{32.76}{3.64}$$

$$P(y) = 9y$$

$$20 - 9 * y * y/2 = 0$$

$$20 = 4.5 * y^2$$

$$y = 2.11 \text{ m}$$

$$M_{max} = 20 * 2.11 - 9 * 2.11 * (2.11/2) * (2.11/3) = 28.1 \text{ KN.m}$$

Factored internal forces:

$$Pu = 1.2 * D + 1.6 * L$$

$$= 1.2 * 375 + 1.6 * 96$$

$$= 603.6 \text{ Kn}$$

$$Vu = 1.6 * V_{max} = 1.6 * 40 = 64 \text{ Kn}$$

$$Mu = 1.6 * M = 1.6 * 28.1 = 45 \text{ Kn.m}$$

❖ *Design of shear :*

Assume $h=30\text{cm}$

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

$$V_u \text{ max}=64 \text{ KN}$$

$$\phi * v_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 266 = 162.9 \text{ KN} \gg V_u = 64 \text{ KN}$$

❖ *Design of Bending Moment:*

Vertical reinforcement of Tension Face:-

$$M_u=45 \text{ Kn.m}$$

Rectangular section with $b=1000\text{mm}$, $d= 266\text{mm}$

$$m=420/(.85*24)=20.6$$

$$k_n=(45/0.9)*10^6 / (1000*266^2)=0.71 \text{ Mpa}$$

$$\rho_{req} = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.71}{420}} \right) = .00172$$

$$A_{s_{req}}=.00172*100*26.6=4.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{min}}=.0012*100*30=3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$5\phi 12/1\text{m}, A_s = 5.65 \text{ m}^2 > 4.58 \text{ cm}^2$$

$$100/5=20\text{cm}$$

Vertical reinforcement of Compression forces:-

$$A_{s_{req}}=A_{s_{min}}=3.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$5\phi 10/1\text{m}.$$

Horizontal reinforcement for two layer:

$$A_{s_{min}}=.002*100*30=6 \text{ cm}^2$$

For one layer $A_s=3 \text{ cm}^2/\text{m}$

select $\phi 8/20\text{cm}$

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

النتائج والتوصيات :

من خلال هذا التجوال في هذا المشروع و التعرف على معطياته و جوانبه ، تم الخروج بنتائج تمثل
بالنقاط التالية :

1- تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي
قابلة للتغيير.

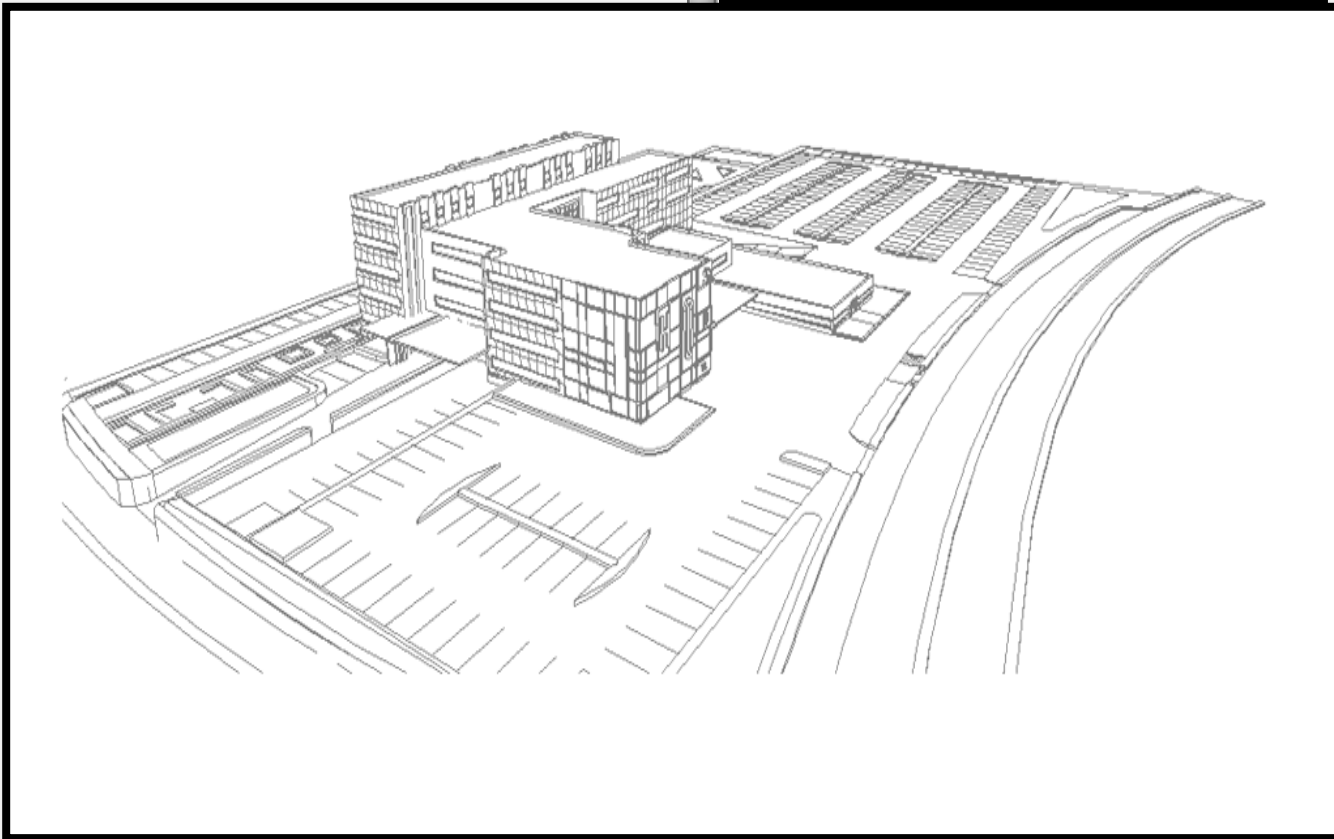
2- إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في
المبنى.

3- إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكد على حل البرامج المحسوبة وفهم
طريقة عملها.

تم بحمد الله

2016/2017

مستشفى الشهيد بهاء عليان



بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مدنية فرع مباني

مستشفى الشهيد بهاء الحلوان

فريق العمل :

سندس صلاح

ديانا الحسنات

ياسمين مراد

شروق سليمية

إشراف :

د. هيثم عياد