

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مقدمة مشروع التخرج

التصميم الانشائي لمستشفى الامل الطبي

فلسطين-الخليل

فريق العمل

محمود ياسر المصري

محمد محمود محمد أبو تحفة

زيد أبو لاوي

يزن سامي فريجات

إشراف

المهندس حمدي ادعيس

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة

هندسة مباني

التصميم الإنشائي لـ " مستشفى الامل الطبي "

فريق العمل

محمود ياسر المصري

زيد أبو لوي

محمد محمود أبو تحفة

يزن سامي فريجات

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

توقيع رئيس الدائرة

د. بلال المصري

توقيع مشرف المشروع

م. حمدي ادعيس

2021 -

الإهداء

إلى من واصلت ليّليها بنهارها، وامتطت الصّبر نهجًا، والدّعاء سبيلًا، كي ترى ابنها قد
جنى ثمار تعبها، وامتشق هدي المنى، فكرّست عمرها زادًا، وقلبها حنانًا، وأنست بيوم
تفخر فيه بنا... أمّي الحنونة... أطل الله في عمرها، وأنالها ما تشتهي...

وإلى من رصف لنا من سعة صدره حلمًا، ومن عبق عرق جبينه طموحًا، فكّدّ، وأسدل
ستار الرّاحة، لتغرورق عيناه نفح فجر آت، يرى فيه فلذات كبده رجالًا يخطّون أسماءهم
في صهوة المجد علمًا، ومعرفة... أبي العزيز.... أمدّ الله في عمره، ومنتّعه بالصّحة
والعافية.

وإلى من قاسموني لحظات الجدّ تشجيعًا، ودعمًا، فأبرقوا لي كلّ صباح قبضة من العزيمة،
وصهريجًا من الإقدام، أسوة بما خطّوا في سبيل العلم والمعرفة، فأدامهم الله لي سندًا
وعونًا.. إخوتي الأعزّاء...

وإلى كلّ من قدّم لي نصحًا، أو دعمًا، وكان أسوة حسنة، ونموذجًا طيبًا يحتذى به... إلى
هؤلاء جميعًا أهدي هذا العمل المتواضع.

شكر وتقدير

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

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

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

كما نتقدم بشكرنا الى زميلاتنا وزملائنا الأعرء الذين لولا وجودهم لما أحسنا بمتعة البحث, ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

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

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ "مستشفى الامل الطبي "

فلسطين-الخليل

فريق العمل

محمود ياسر المصري

محمد محمود أبو تحفة

زيد أبو لاوي

يزن سامي فريجات

إشراف:

م.حمدي ادعيس .

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها من عقدات، جسور، أعمدة، أساسات، جدران، جمالونات، وغيرها من العناصر الإنشائية. بداية، يتكون المشروع من ثلاثة كتل معمارية، جميعها مباني مكونة من الخرسانة ويتكون كل مبنى من خمسة طوابق و طابقين تسوية ، حيث يحتوي كل المبنى على مرافق تتلائم مع احتياجات المستشفى وفق المتطلبات العصرية الملائمة. التوزيع المعماري لهذه المرافق يتميز بالتنوع والشمول مما جعلنا أكثر معرفة في التصميم الإنشائي للأبنية الخرسانية المختلفة، كما ويضم جسرين من السيتيل للربط بين المباني .

بالإضافة إلى ما يحتويه المشروع من عدة مراحل، تتمثل بـ دراسة المخططات الإنشائية، من ثم اختيار العناصر الإنشائية المختلفة من أعمدة، جسور، وعقدات. بشكل لا يتناقض مع التصميم المعماري للمشروع. يتبع ذلك مرحلة التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية باستخدام بعض البرامج التصميمية الإنشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية.

من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية أما في تحديد أحمال الزلازل تم استخدام (U.B.C- 97) ، بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فقد تم استخدام الكود الأمريكي (ACI 318-08).

لا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل: Office2016, Autocad2019, ETABS 18 , Atir18, وغيرها.

Abstract

The Structural Design of “AL-AMAL Hospital Medical”

Team Work:

**Mohamad Mahmud Abu Tuhfa.
Yazan sami Frijat**

**Mahmud Yaser AL-Masri
Zaid abo lawi**

Supervisor: ENG .Hamdi Ideas

The aim of this project is to design the structural elements of all buildings. These buildings consist of concrete and steel works that contain slabs, beams, columns, foundations walls and trusses.

The project consists of concrete building. concrete building consists of five stories and two basements .

The building contains all facilities needed for the hospital to provide the services according the appropriate modern requirements.

Moreover, the design of the project consists of many stages, which are represented by studying the architectural sketches, choosing different kinds of structural elements such as columns, beams and slabs that are not in contradiction with the architectural design. After that comes the stage of designing the structural elements by using computer programs and then displaying the results as executive sketches.

There are many codes used in this project. Jordanian Building Code is used to determine live loads. Uniform Building Code (UBC-97) is used to determine seismic loads. In Addition, the American Concrete Institute’s code (ACI 318-14) is used for structural analysis and designing sections.

The computer programs that has been used in designing the project are AutoCAD 2019, Atir 18, ETABS 18, office 2010 and others.

Table of Contents

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	الصفحات الابتدائية
I	تقرير مقدمة مشروع التخرج
II	تقييم مقدمة مشروع التخرج
III	الإهداء
IV	الشكر والتقدير
V	الملخص باللغة العربية
VI	الملخص باللغة الانجليزية
VII	فهرس المحتويات
X	فهرس الجداول
XI	فهرس الأشكال
XI	List of Figures
XI	List of Abbreviations

1	المقدمة	الفصل الأول
2	مقدمة	1-1
2	وصف عام المشروع	2-1
3	أسباب اختيار المشروع	3-1
3	أهداف المشروع	4-1
4	مشكلة المشروع	5-1
4	المسلمات	6-1
4	فصول المشروع	7-1
5	الجدول الزمني للمشروع	8-1
6	الوصف المعماري	الفصل الثاني
7	مقدمة	1-2
8	لمحة عامة عن المشروع	2-2

8	موقع المشروع	3-2
9	أهمية الموقع	1-3-2
9	حركة الشمس والرياح	2-3-2
10	الرطوبة	3-3-2
10	العناصر المعمارية	4-3-2
10	وصف طوابق المشروع	4-2
10	طابق التسوية الأول	1-4-2
11	طابق التسوية الثاني	2-4-2
12	الطابق الأرضي	3-4-2
13	الطابق الأول	4-4-2
14	الطابق الثاني	5-4-2
15	الطابق الثالث	6-4-2
16	وصف واجهات المشروع	5-2
16	الواجهة الشمالية	1-5-2
17	الواجهة الجنوبية	2-5-2
17	الواجهة الشرقية	3-5-2
18	الواجهة الغربية	4-5-2
18	وصف الحركة	6-2
19	مقاطع المبنى	1-6-2
19	وصف المداخل	7-2

20	الوصف الانشائي	الفصل الثالث
21	مقدمة	1-3
21	الهدف من التصميم الانشائي	2-3
21	مراحل التصميم الانشائي	3-3
21	الأحمال	4-3
21	الأحمال الميتة	1-4-3
22	الأحمال الحية	2-4-3
22	الأحمال البيئية	3-4-3
22	أحمال الرياح	1-3-4-3

23	أحمال الثلوج	2-3-4-3
23	أحمال الزلازل	3-3-4-3
23	الاختبارات العملية	5-3
24	العناصر الانشائية	6-3
24	العقدات	1-6-3
24	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	1-1-6-3
25	عقدات العصب ذات الاتجاهين	2-1-6-3
26	العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد	3-1-6-3
26	الأدراج	2-6-3
27	الجسور	3-6-3
27	الأعمدة	4-6-3
28	جدران القص	5-6-3
28	جدران التسوية	6-6-3
29	الأساسات	7-6-3
30	النظام الميكانيكي للمبنى	7-3
30	برامج الحاسوب التي تم استخدامها	8-3
Chapter 4	Structural Analysis and Design	31
4-1	Introduction	32
4-2	Design Method and Requirements	32
4-3	Check of Minimum Thickness of Structural Member	33
4-4	Design of One Way Rib Slab	34
4-5	Design of Beam	42

فهرس الجداول

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
5	الجدول الزمني للمشروع	جدول (1-1)
21	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	جدول (1-3)
22	الأحمال الحية لعناصر المبنى	جدول (2-3)

22	سرعة وضغط الرياح اعتماداً على الكود DIN 1055-5 الألماني	جدول (3-3)
23	أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	جدول (4-3)
33	Check of Minimum Thickness of Structural Member	جدول (1-4)
35	Dead Load Calculation of Rib (R 14)	جدول (2-4)

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	اسم الشكل	رقم الشكل
9	الموقع العام لقطعة الأرض	الشكل (1-2)
10	يوضح مسار حركة الشمس.	الشكل (2-2)
11	يوضح مسار حركة الشمس.	الشكل (3-2)
11	يوضح متوسط درجات الحرارة وهطول الامطار لمدينة الخليل (مدينة يطا).	الشكل (4-2)
13	مسقط الطابق التسوية الثانية .	الشكل (5-2)
14	مسقط الطابق التسوية الأولى .	الشكل (6-2)
15	مسقط الطابق الأرضي للمبنى الرئيسي .	الشكل (7-2)
16	مسقط الطابق الأول للمبنى الرئيسي .	الشكل (8-2)
17	مسقط الطابق الثاني للمبنى الرئيسي .	الشكل (9-2)
18	مسقط الطابق الثالث للمبنى الرئيسي .	الشكل (10-2)
19	مسقط الطابق الرابع للمبنى الرئيسي .	الشكل (11-2)
20	مسقط الطابق الأرضي للمبنى الشرقي .	الشكل (12-2)
21	مسقط الطابق الأول للمبنى الشرقي .	الشكل (13-2)
22	مسقط الطابق الثاني للمبنى الشرقي .	الشكل (14-2)
23	مسقط الطابق الثالث للمبنى الشرقي .	الشكل (15-2)
24	مسقط الطابق الرابع للمبنى الشرقي .	الشكل (16-2)
25	مسقط الطابق الأرضي للمبنى الشمالي .	الشكل (17-2)
26	مسقط الطابق الاول للمبنى الشمالي .	الشكل (18-2)
26	مسقط الطابق الثاني للمبنى الشمالي .	الشكل (19-2)
27	مسقط الطابق الثالث للمبنى الشمالي .	الشكل (20-2)
27	مسقط الطابق الرابع للمبنى الشمالي .	الشكل (21-2)

36	احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .	الشكل (1-3)
37	العناصر الإنشائية المكونة للمبنى منشأ من خرسانة مسلحة .	الشكل (2-3)
38	عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.	الشكل (3-3)
39	عقدات العصب ذات الإتجاهين	الشكل (4-3)
39	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين.	الشكل (5-3)
40	الأدراج.	الشكل (6-3)
40	الجبور.	الشكل (7-3)
41	الأعمدة	الشكل (8-3)
41	جدران القص.	الشكل (9-3)
42	جدران التسوية.	الشكل (10-3)
42	الأساس المفرد	الشكل (11-3)
43	فاصل تمدد	الشكل (12-3)

List of Figures

Figure #	Description	Page #
4-1	System of topping	34
4-2	System and analysis of topping	37
4-3	Rib (G,R-30) Location in ground Slab	43
4-4	Shear & Moment Envelope Diagram of rib (G,R-30)	45
4-5	Shear & Moment Envelope Diagram of beam (G,bB30)	

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **As^o** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.

- **A_v** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **A_t** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **b_w** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c** = compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **E_c** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c'** = compression strength of concrete.
- **f_y** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **L_n** = length of clear span in long direction of two-way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **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 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.
- **W** = width of beam or rib.
- **W_u** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- **ε_c** = compression strain of concrete = 0.003.
- **ε_s** = strain of tension steel.
- **ε'_s** = strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area.

الفصل الاول

1. المقدمة
2. اهداف المشروع
3. أسباب اختيار المشروع
4. مشكلة المشروع
5. حدود مشكلة المشروع
6. المسلمات
7. فصول المشروع
8. إجراءات المشروع

1. المقدمة

ان تطور الحياة يقتضي التطور العقلي في التصميم لتلبية متطلبات الانسان، والتي توفر العديد من المتطلبات للاستمرار في التواصل مع الفن وتطوير خبرات مستخدمي هذا المبنى وهواة الإبداع، مع تأمين كافة وسائل الراحة والأمان في هذه التصاميم وذلك من خلال التصميم بفكر هندسي نير لتلبية هذه الأمور.

وفرع هندسة المباني هي التي تعنتني بهذا الجانب في بناء البيوت بتصميم وتنفيذ الاعمال لها والمهندس المدني هو من يقوم بهذه الاعمال

2. الأهداف

- القدرة على اختيار النظام الانشائي المناسب في المشروع والذي يحقق اهداف المعماري في تنفيذه على ارض الواقع
- القدرة على تصميم مختلف العناصر الانشائية
- اجراء عملية تطبيق وربط للمعلومات التي اخذت نظريا وربطها بتصميم على ارض الواقع
- اتقان استخدام برامج التصميم المختلفة من عثير وسيف وايتابس واتوكاد ومقارنتها بالحل اليدوي.
- العمل على توظيف كافة المعلومات التي اكتسبناها أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من أجل الوصول إلى مشروع متكامل.
- التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم نكتسبها خلال دراستنا ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.

3. أسباب اختيار المشروع:-

تكمن أهمية اختيار المشروع في عدة أمور ومن أكثرها أهمية اكتساب المهارة في التصميم الإنشائي للمباني وخصوصا المباني الضخمة مثل مشروع المشفى الذي نقوم بتصميمه والذي سوف نعرضه في هذا البحث وايضا لاكتساب المعرفة للنظم الإنشائية المستخدمة في بلادنا بالإضافة الى اكتساب الغلم والمعرفة العملية والعلمية في تنفيذ وتصميم المشاريع الإنشائية التي سوف نعمل بها بأذن الله.

❖ الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع: -

- حيوية الموقع الذي تم اختياره في هذه المدينة.
- توفر طرق المواصلات بشكل ممتاز.
- الحاجة الملحة وهكذا مستشفى بسبب الزيادة السكانية بالإضافة لبعده المشفى الموجود عنها .
- تميز الموقع بمميزات طبيعية تؤهله لاحتضان المشروع.

4. مشكلة المشروع:

تتمثل في البحث والتصميم للعناصر الإنشائية للمستشفى، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات والجسور والأعمدة والأساسات وذلك بتحديد الاحمال الواقعة عليها ومن ثم تحديد الأبعاد وعمل التصميم المناسب وأيضا مراعاة امان المنشأة بالإضافة لعمل المخططات التنفيذية بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري .

5. حدود مشكلة المشروع:

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية للمشروع، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والفصل الصيفي من السنة الدراسية 2021 من خلال مقدمة مشروع التخرج حيث بدأنا بالعمل هذا الفصل في الفصل الثاني ومشروع التخرج في الفصل الصيفي.

6. المسلمات:

تهدف دراستنا الى اعداد المخططات الإنشائية اللازمة لكافة عناصر المشروع.

- اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائي لكافة العناصر. (ACI-318-14)
- استخدام الكود الأردني في الأحمال الإنشائية الحية المستخدمة في المستشفى.
- استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (. Atir, structural detailing, Safe, Etabs,)
- استخدام برامج الرسم المختلفة للتصميم الإنشائي
- برامج أخرى مثل Microsoft office

7. فصول المشروع

سيتم عمل المشروع على اربعة فصول على النحو التالي: -

- الفصل الأول: - المقدمة.
- الفصل الثاني: - الوصف المعماري.
- الفصل الثالث: - الوصف الإنشائي.
- الفصل الرابع: - التحليل والتصميم الإنشائي.

8. إجراءات المشروع:

- دراسة ومراجعة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية بشكل تام، وتألفها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها إذا لزم الأمر.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل يتوافق مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- تحديد النظام الإنشائي المناسب ومن ثم تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
- تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.
- التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي.

الفصل الثاني

الوصف المعماري

1. مقدمة ولمحة عامة عن المشروع
2. موقع المشروع
3. وصف طوابق المشروع
4. وصف الواجهات للمشروع
5. وصف الحركة
6. المداخل

2.1.2. مقدمة ولمحة عامة عن المشروع :-

جاءت فكرة البناء من الانسان الذي حاول تطوير أساليب الحياة لديه للتكيف مع البيئة، حيث قام باستغلال المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى.

اتجه الانسان لاستجابة متطلبات التطور والتقدم باللجوء إلى الأبنية المتخصصة في مجالات الحياة كافة، فجعل لكل حاجة مبنى خاص بها يلاءم الوظيفة المرجوة من خلاله، ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الاقتصادي 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 قدما في ركب الثورة البشرية.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم لمبنى يتكون من ثلاث كتل تم الربط بينها بواسطة جسر، وكل كتلة فيها وظيفة معينة، وتتكون المستشفى بمساحة اجمالية 25500 متر مربع والمشروع من خمسة طوابق وطابقين تسوية، حيث تبلغ المساحة الاجمالية للمشروع 25500 متر مربع. ومن الممكن امتداد المبنى بزيادة عدد الطوابق او عن طريق اضافة كتل جديدة في الموقع، ويوفر المبنى للمريض الإحساس بالراحة والامان سواء في الفراغات الداخلية أو الخارجية.

2.2. موقع المشروع

تم ملاحظة الموقع من كافة الجوانب وايضا موقعه الجغرافي وبما يتأثر وبالتالي تم الحديث المشفى المقترح من عدة امور ونواحي توضح مقاس البناء وايضا الشوارع عن موقع والخدمات المقدمة للموقع وايضا المواقع المحيطة بها.

يقع المشفى في منطقة زيف في مدينة يطا جنوب الخليل حيث تبعد حوالي 13 كم عن مركز محافظة الخليل حيث تبلغ مساحة الارض 19 دونم تقام عليها المشفى

حيث يقع المشفى في موقع ممتاز في هذه المنطقة ويسهل الوصول اليه بوسائل النقل العام وأيضا عدة شوارع توصل له

تقع القطعة التي تم اختيارها بشكل طرفي لمدينة يطا يحيط بها شارعين، الاول يصل قلب المدينة الرئيسي بشكل مباشر والثاني عبارة عن شارع فرعي يمتد على طول امتداد الارض ليصل لقطعة الارض ويربط بشارع الرئيسي ولأجل ذلك تحتاج المدينة لهذه المشفى ليخدمها.

أهميته:-

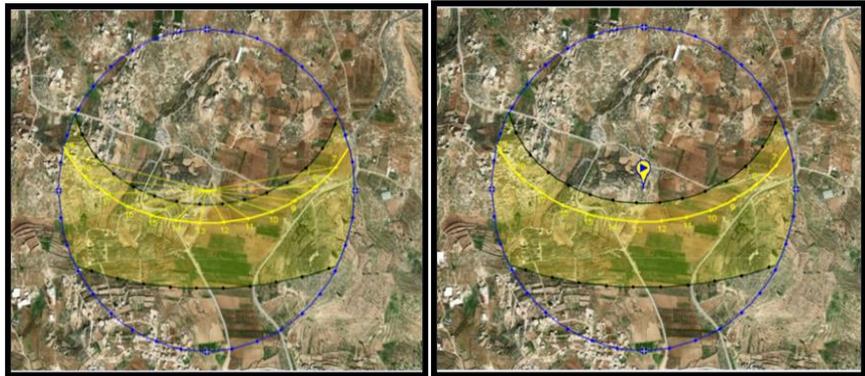
- بعيد عن الضجيج.
- وجود المنطقة في منطقة مرتفعة وخصوبة.
- إمكانية التوسع المستقبلي لوجود مساحات واسعة.
- الاطلالة الجيدة حيث تطل على أراضي زراعية.



الشكل (1-2): الموقع العام لقطعة الأرض

(2,2,2). حركة الشمس

كل تصميم لاي مبنى يتم مراعاة تأثير الشمس عليه واتجاهها بالإضافة لاتجاه الرياح. لان الشمس تعتبر ذو طاقة هائلة للتدفئة في ايام الشتاء، الامر الذي يقلل من استخدام الطاقات الاخرى في التدفئة لهذا يجب مراعاة هذه الامور بالإضافة للاضاءة الطبيعية والتهوية عند التصميم المعماري لاي مبنى.



الشكل (2-2) : يوضح مسار حركة الشمس

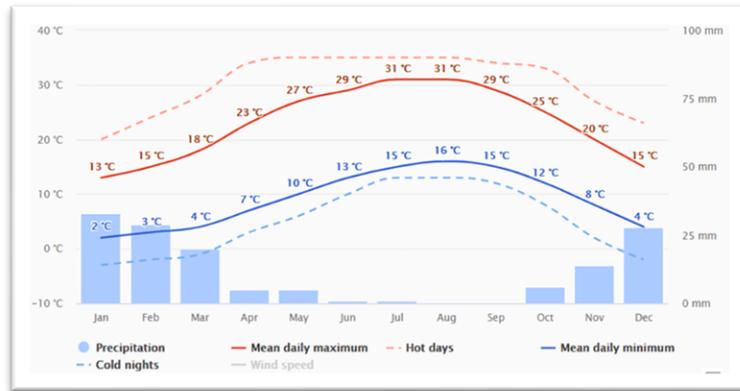


الشكل (2-3) : يوضح مسار حركة الشمس
(2,2,3) المناخ والبيئة في الخليل (مدينة يطا)

يسود في مدينة الخليل مناخ متوسط معتدل، ذو صيف حار وجاف، وشتاء بارد وممطر. يحل فصل الربيع في أواخر شهر آذار وأوائل نيسان، ويعتبر شهر تموز آب أحرّ شهور السنة، حيث يصل معدل درجات الحرارة فيهما إلى 28.9° مئوية، أما أكثر الأشهر برودة فهو شهر كانون الثاني، ويصل فيه معدل درجة الحرارة إلى 3.9° مئوية

(2,2,4) درجة الحرارة :

تلعب درجة الحرارة دورا هاما في طبيعة التصميم واختيار موقع ومواد البناء، وكذلك توفير الطاقة صيفا، لذلك تعتبر دراستها عنصر مهم من عناصر التحليل، وتتميز محافظة الخليل بمناخ يتدرج من جاف الى شبه جاف وتزداد شدة الجفاف باتجاه صحراء النقب في الجنوب، ووادي الأردن في الشرق، كما تتميز محافظة الخليل بصيف حار وجاف



الشكل (2-4) : يوضح متوسط درجات الحرارة وهطول الامطار لمدينة الخليل (مدينة يطا).

2,2,5) الرطوبة

تمتاز مدينة الخليل باعتدال المناخ فيها فهو مطر شتاء حار صيفا حيث تتفاوت كمية الامطار فيها بين (400-600) ملم.

2,2,6) حركة الرياح:-

(2,2,6,1) في فصل الشتاء:

- 1- الرياح المرافقة للمنخفضات الجوية: ويترتب عليها اضطراب الهواء وهبوب رياح جنوبية غربية عاصفة ممطرة في الغالب .
- 2- رياح تعقب المنخفضات الجوية: وهي رياح شمالية غربية باردة نسبياً، تعمل على تصفية الجو من الغيوم.

(2,4,5,2) في فصل الصيف :

- 1- الرياح الغربية والشمالية الغربية: أغلبها تهب على شكل أنسمه بحرية قادمة نهراً من البحر المتوسط، وهي تطف حارة شهور الصيف لاسيما في المناطق الجبلية.
- 2- الرياح الشرقية والشمالية الشرقية: وتعتبر جزءاً من الرياح الموسمية، وهي جافة وحارة نسبياً وتهب خلال أواخر الصيف.

2.6. العناصر المعمارية :-

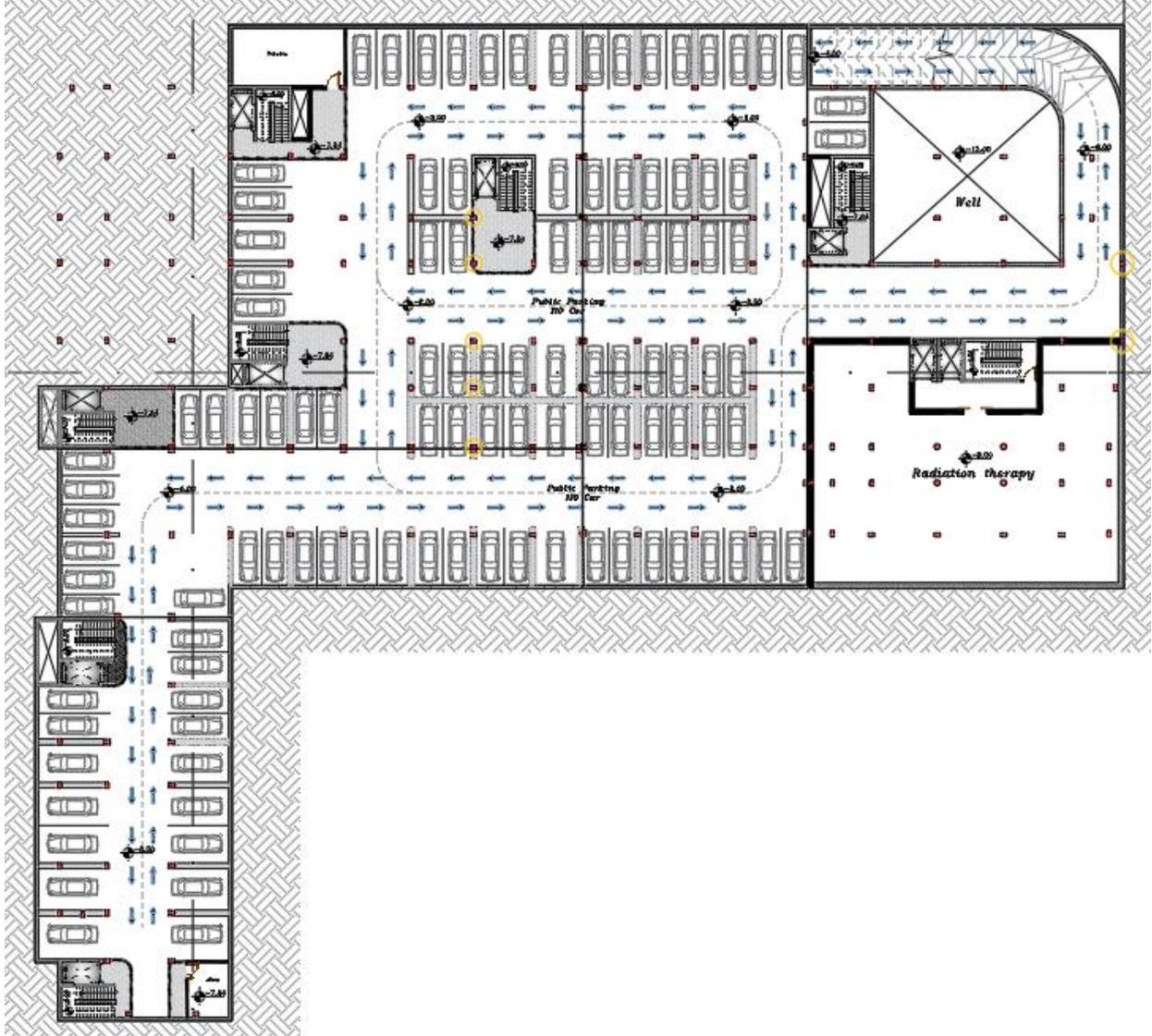
تختلف المواد والعناصر المعمارية المستخدمة في مدينة الخليل نظرا لاختلاف تضاريسها ، ايضا نوع النشاط من تجاري صناعي اقتصادي كل هذه الامور ادت الى التنوع المعماري حسب كل منطقة.

3. وصف طوابق المشروع :-

يمتاز المبنى انه ذو اشكال هندسية منظمة ومستقيمة وملائمة لهذه لوظيفة. اما معماريا فالتصميم يجعل تنوع في العناصر الانشائية

1-3 طابق التسوية الثاني: -

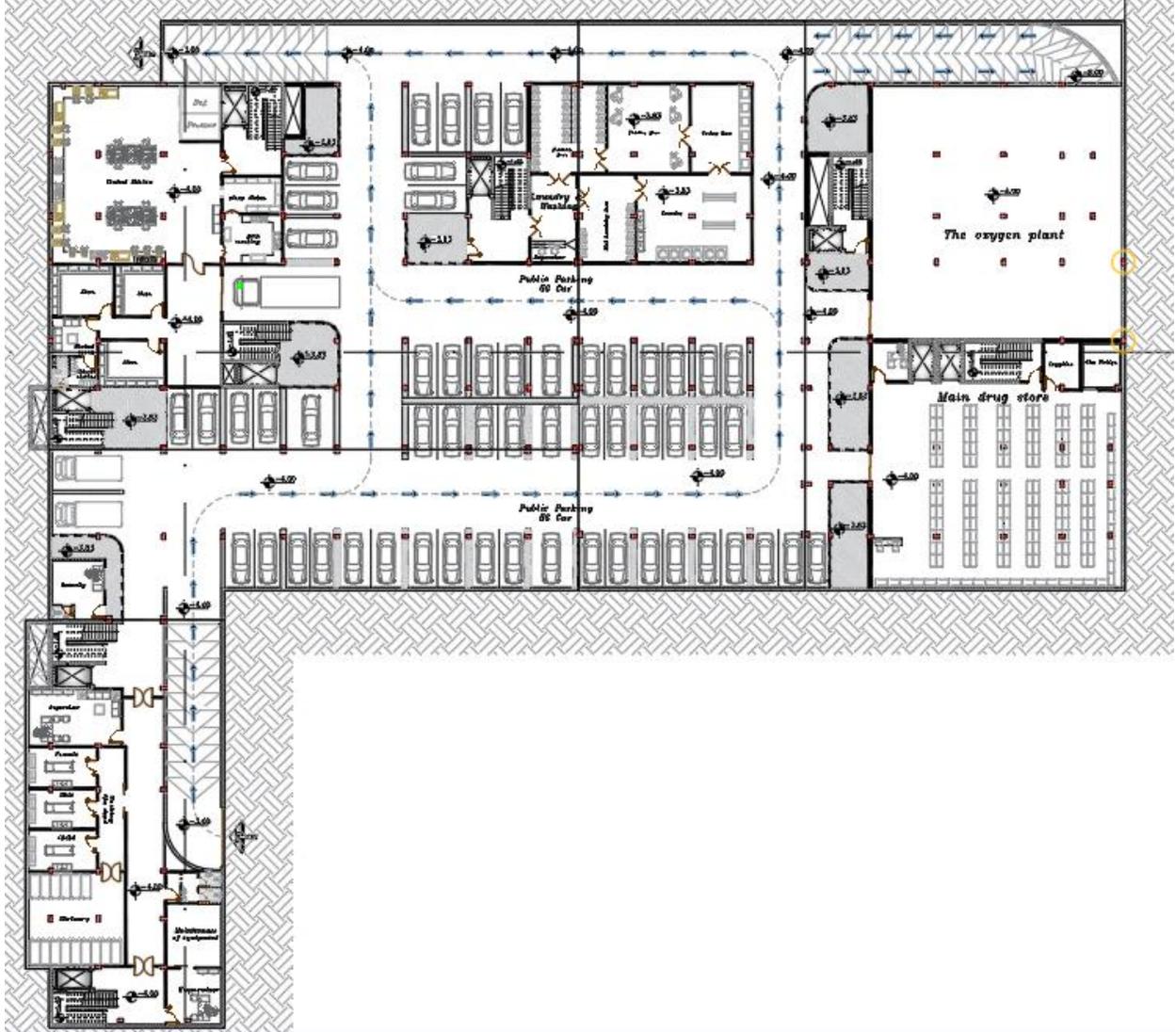
الذي تبلغ مساحته 24693م² ومنسوبه 8- م ويستعمل كموقف للسيارات يحتوي على مدخليين ومخرجين للسيارات ويحتوي على 9 مصاعد وأدراج يتم الانتقال بها إلى داخل المبنى.



الشكل(2-5) المسقط الافقي لطابق التسوية 2

2-3 طابق التسوية الاول: -

الذي تبلغ مساحته 5106.2 م² ومنسوبه -4 م ويستعمل كموقف للسيارات، ويحتوي على مدخلين وثلاث مخارج للسيارات و ايضا على 9 مصاعد وأدراج يتم الانتقال بها إلى داخل المبنى.



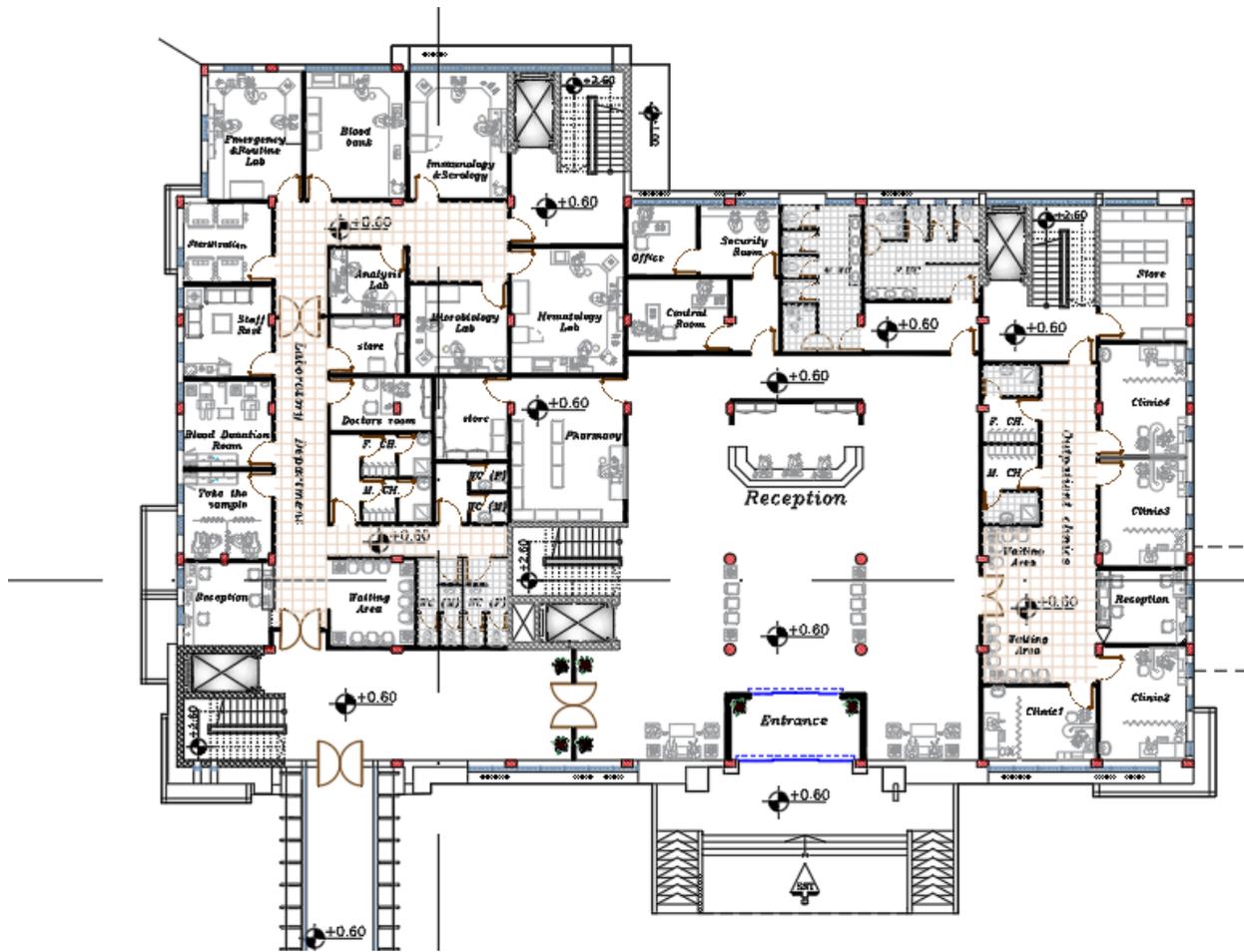
الشكل (2-6) المسقط الافقي لطابق التسوية الاول

1-3-3 المبنى الرئيسي :

وهو المبنى الرئيسي في مستشفى الامل حيث يبلغ اكير مساحة .

1-1-3-3 الطابق الأرضي:

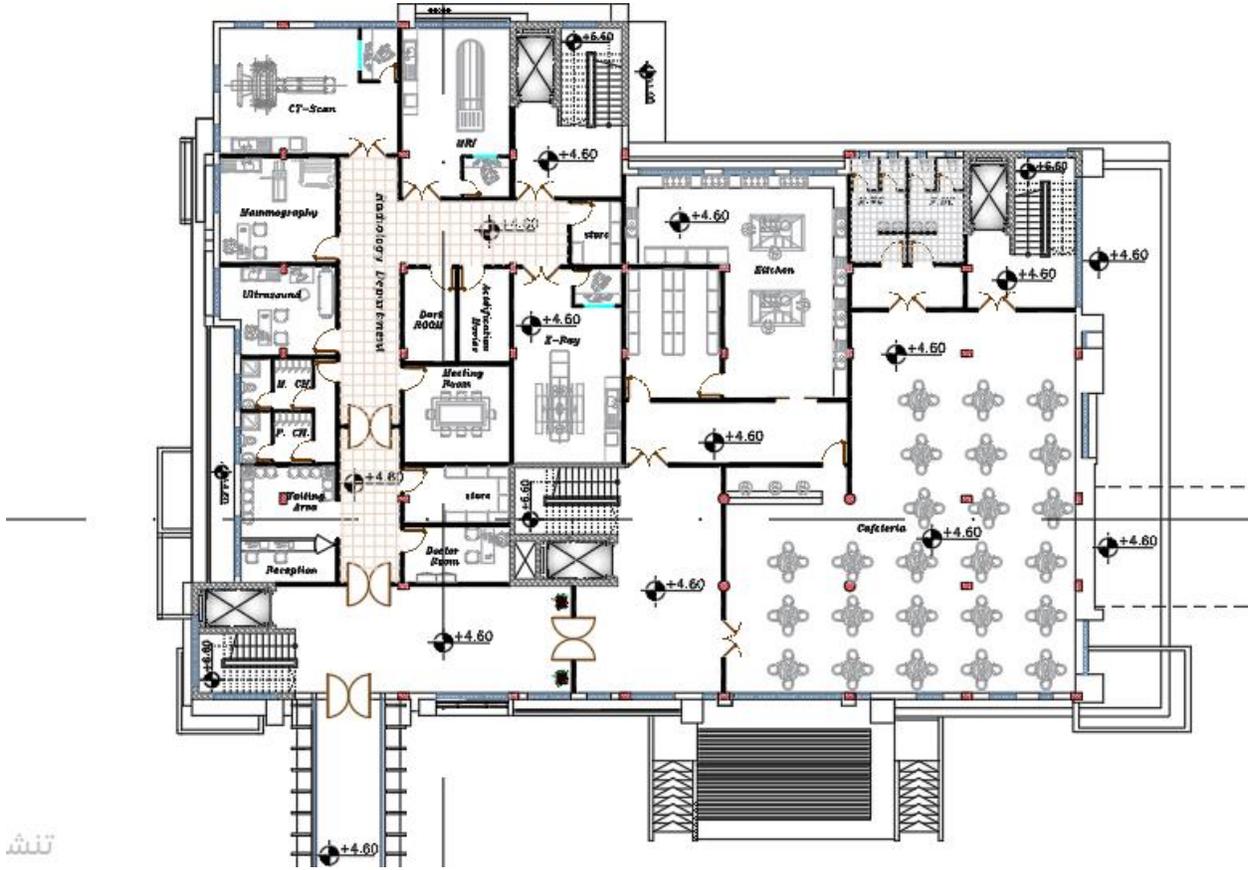
الذي يبلغ مساحته 921.1 م² ومنسوبه +0.60 حيث يحتوي على غرف استقبال للمرضى بالإضافة الى غرف خاصة بالأطباء وأيضا أماكن للأعداد الطعام ويحتوي أيضا على مصاعد وادراج وأيضا مكان مخصص لحركة ذو الاحتياجات الخاصة لدخولهم للقسم.



الشكل(7-2)المسقط الافقي للطابق الأرضي

2-1-3-3 الطابق الأول: -

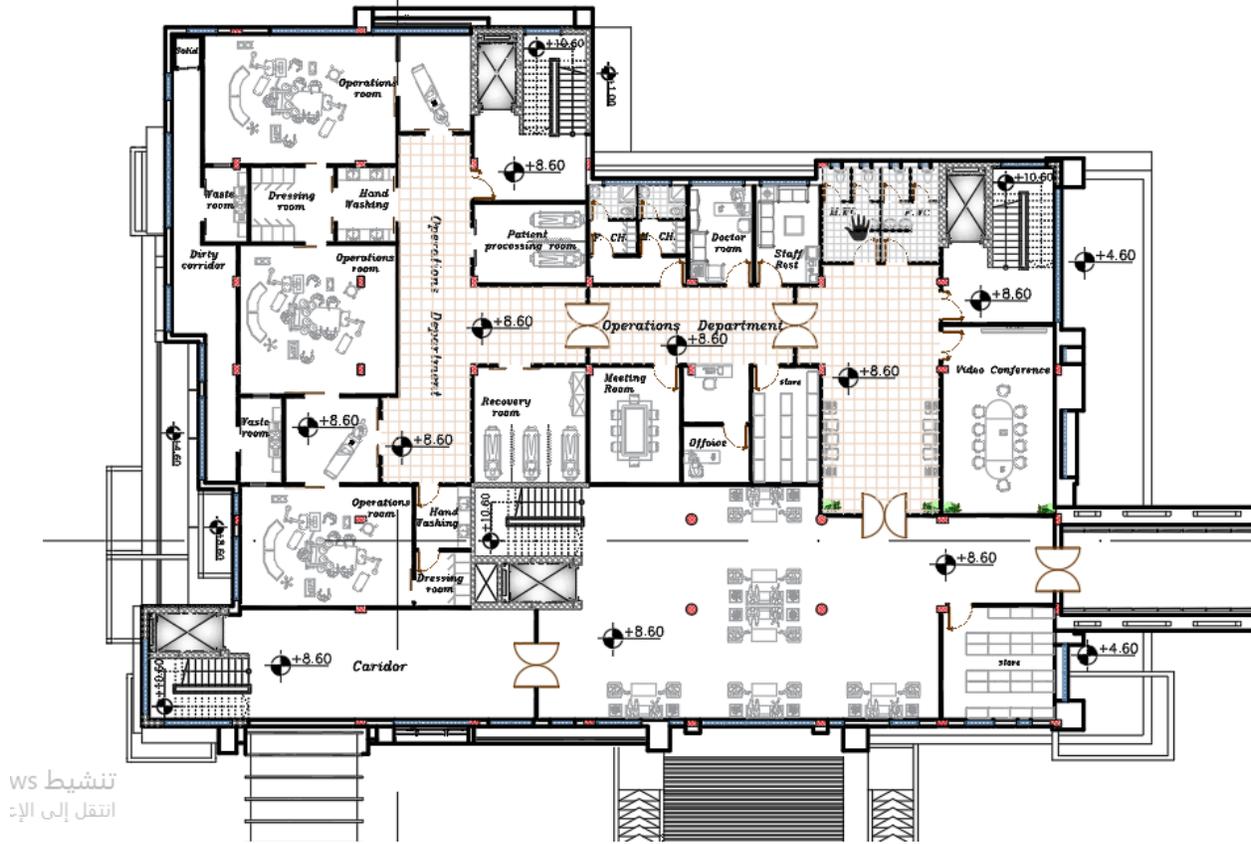
حيث تبلغ مساحته 928 م² ومنسوبه +4.60م يحتوي على غرف للمرضى بالإضافة لغرف خاصة بالأطباء وأيضا يحتوي درج ومصاعد ومناطق خاصة للجلوس ودورات مياه ، بالإضافة لغرف تصوير الأشعة .



الشكل(8-2)المسقط الافقي للطابق الأول للجزء الرئيسي

3-1-3-3 الطابق الثاني :-

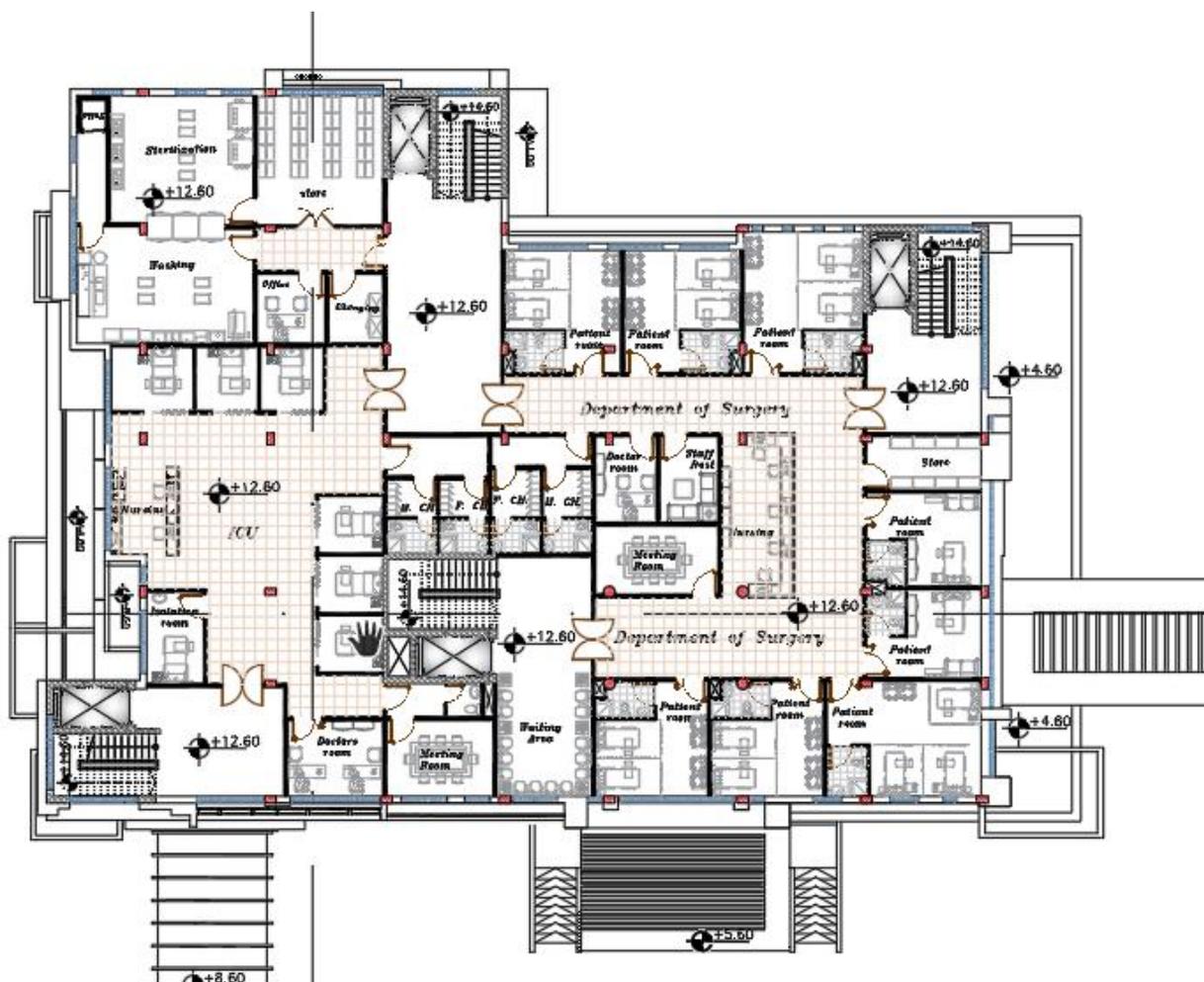
تبلغ مساحته 931 م² ومنسوبة +8.60 حيث يحتوي على عيادات خاصة بالمرضى بالإضافة الى جسر يربط بينه وبين الطابق الثاني في المبنى الرئيسي ويحتوي على ادراج ومصاعد وغرف للعمليات وغرف للطواقم الادارية وقاعات للانتظار .



الشكل (9-2) المسقط الافقي للطابق الثاني للمبنى الرئيسي

3-1-3-3 الطابق الثالث:-

تبلغ مساحة الطابق الثالث 923.7 م² ومنسوبه +12.6 م، غرف للمعدات الخاصة بالمستشفى وغرف معزولة للأمراض الخطيرة والمعدية، وقاعات اجتماعات وغرف للموظفين ، وفيها الجسر الحديدي الذي يربط المبنى الرئيسي مع المبنى السفلي



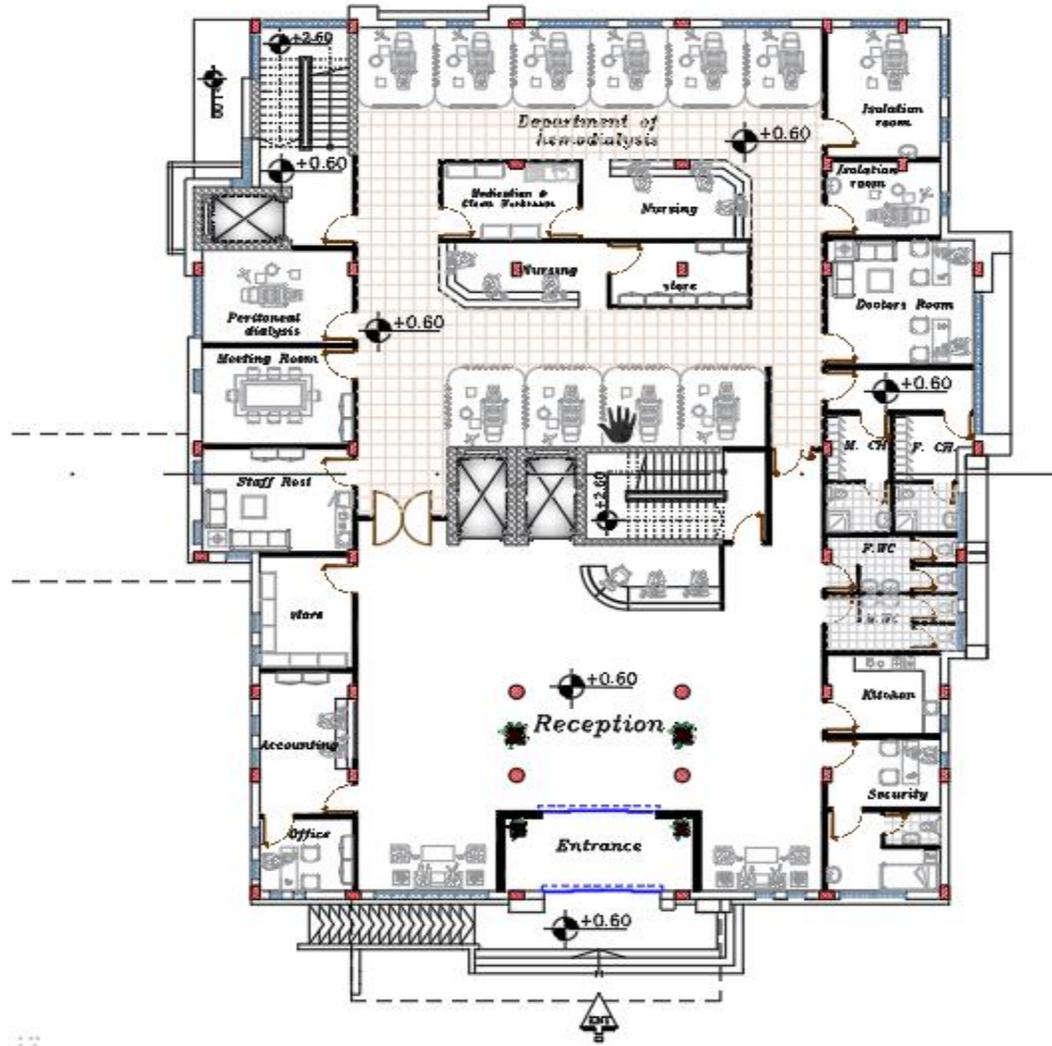
الشكل(2-10)المسقط الافقي للطابق الثالث للمبنى الرئيسي

2-3-3 المبنى الثاني :

هو المبنى الموجود على يمين المبنى الرئيسي ، وهو متصل مع المبنى الرئيسي بواسطة جسر حديدي في الطابق الثاني .

1-2-3-3 الطابق الأرضي :-

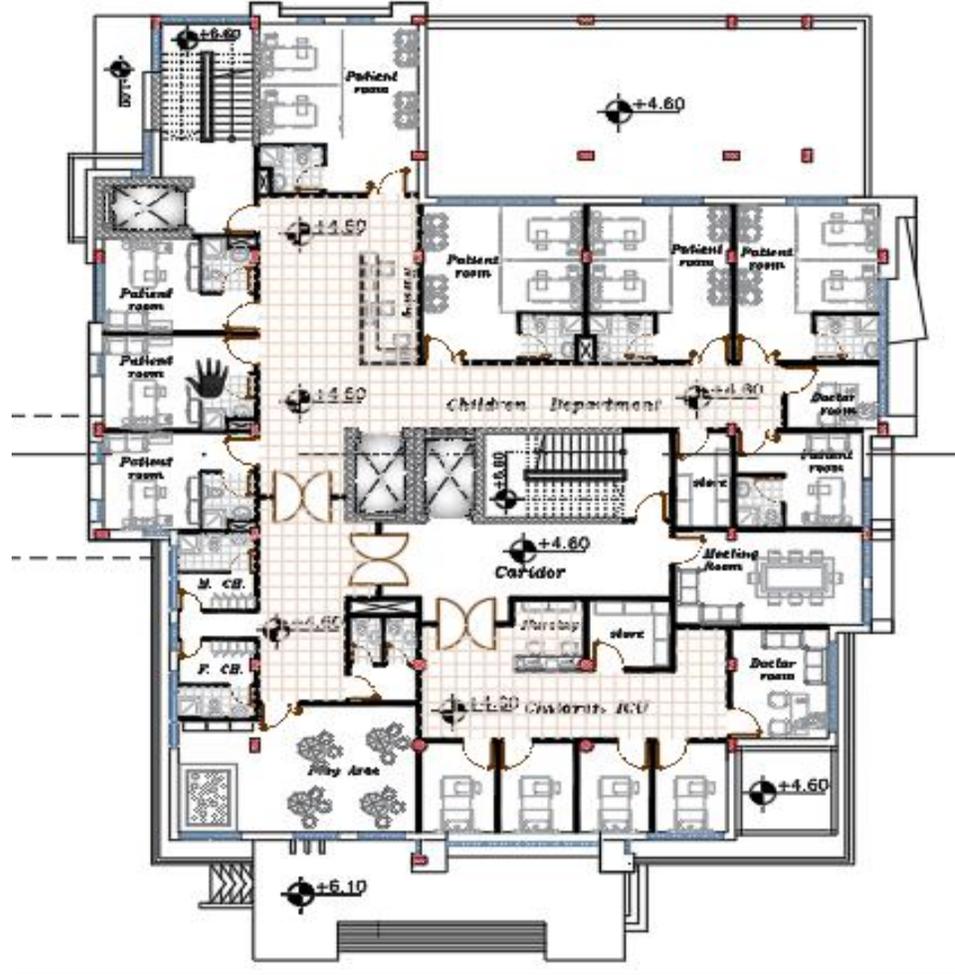
مساحته 813.5 م² ومنسوبه +0.60، يحتوي على المدخل الرئيسي الثاني والاستقبال ، ويحتوي على المحاسبة وغرف للمرضين والمرضات، والمساعد والادراج .



الشكل (12-2) المسقط الافقي للطابق الأرضي للجزء الأيمن

2-2-3-3 الطابق الاول :-

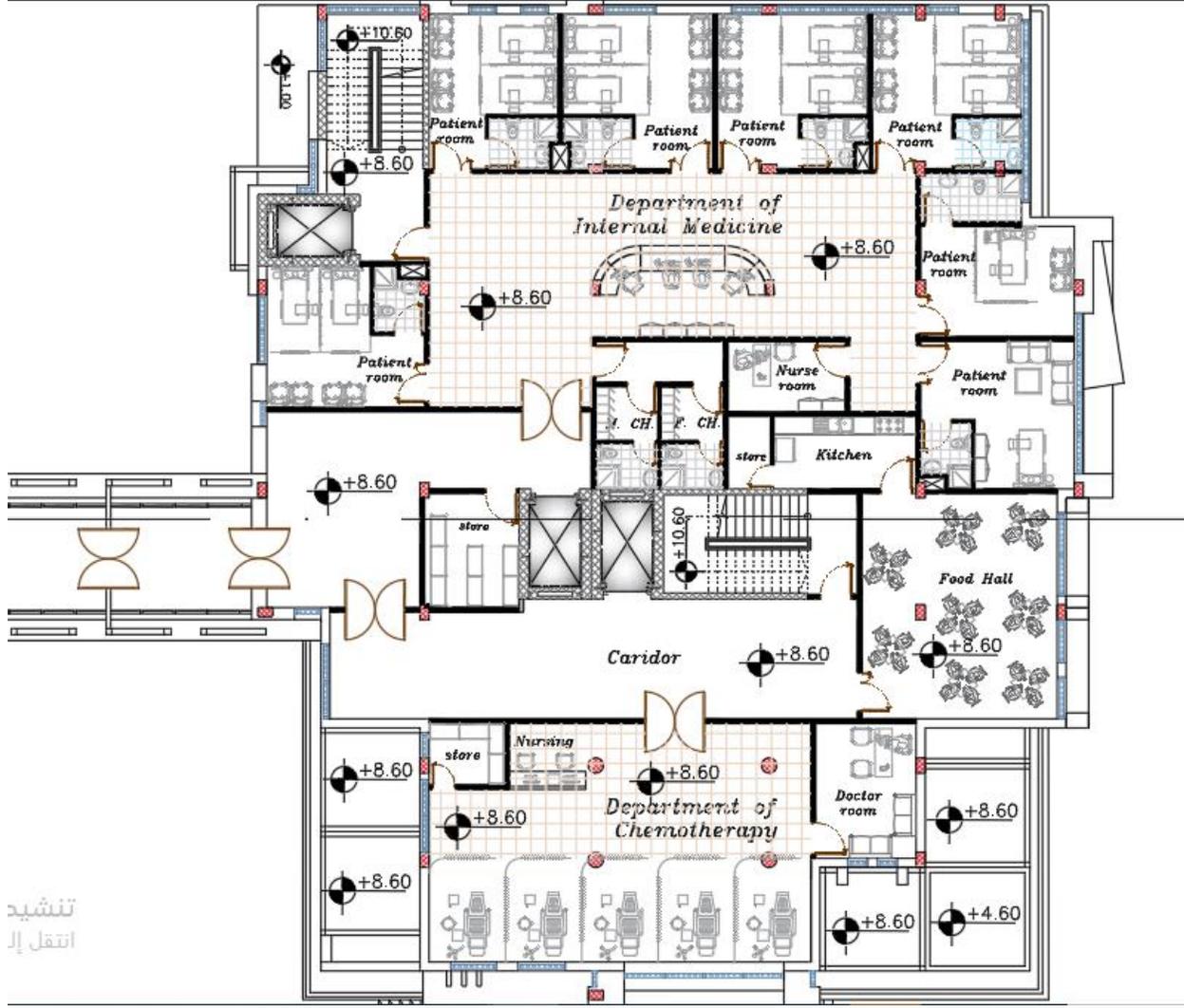
المساحة الكلية للطابق الاول = 813.1 متر مربع ، بحيث منسوبها =+4.16 متر ، يحتوي الطبق على ادراج ومصاعد وحمامات وغرف مرضى ومناطق للعب ، وغرف للاجتماعات .



الشكل(13-2)المسقط الافقي للطابق الأول للجزء الأيمن

3-2-3-3 الطابق الثاني :-

مساحة الطابق = 803.5 متر مربع ، بحيث يحتوي على 3 مصاعد بالإضافة ل درجين ، وغرف للمرضى ، واقسام للمحاسبة ، وغرف للطعام ، كما وتحتوي على قسم للفحوصات الكيميائية ، وغرف للاطباء ، كما ويعتبر هذا الطابق هو الطابق الواصل بين المبنى الرئيسي والمبنى الموجود على اليمين .

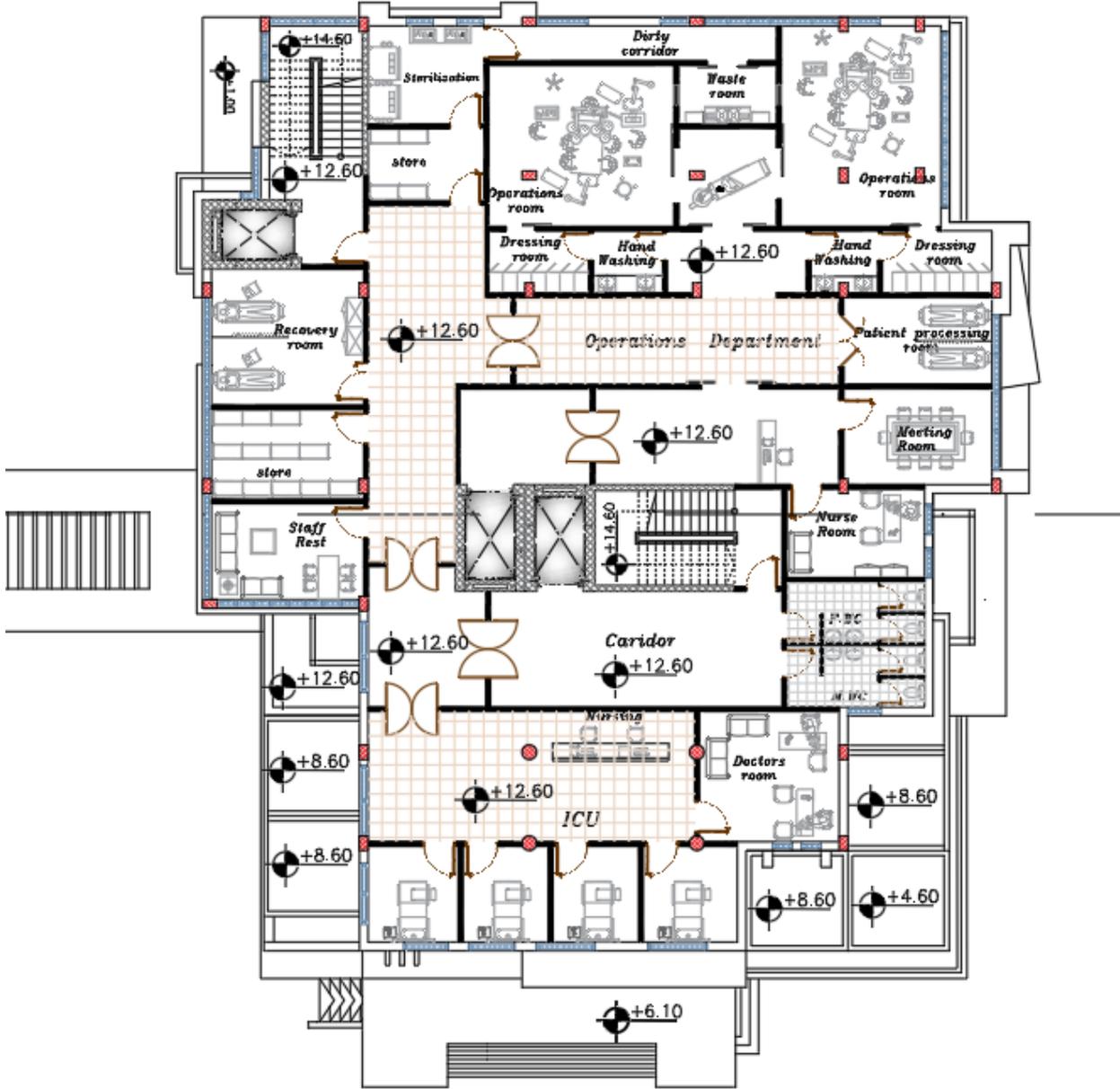


تنشيد
انتقل إلى

الشكل(2-14)المسقط الافقي للطابق الثاني للجزء الأيمن

4-2-3-3 الطابق الثالث :-

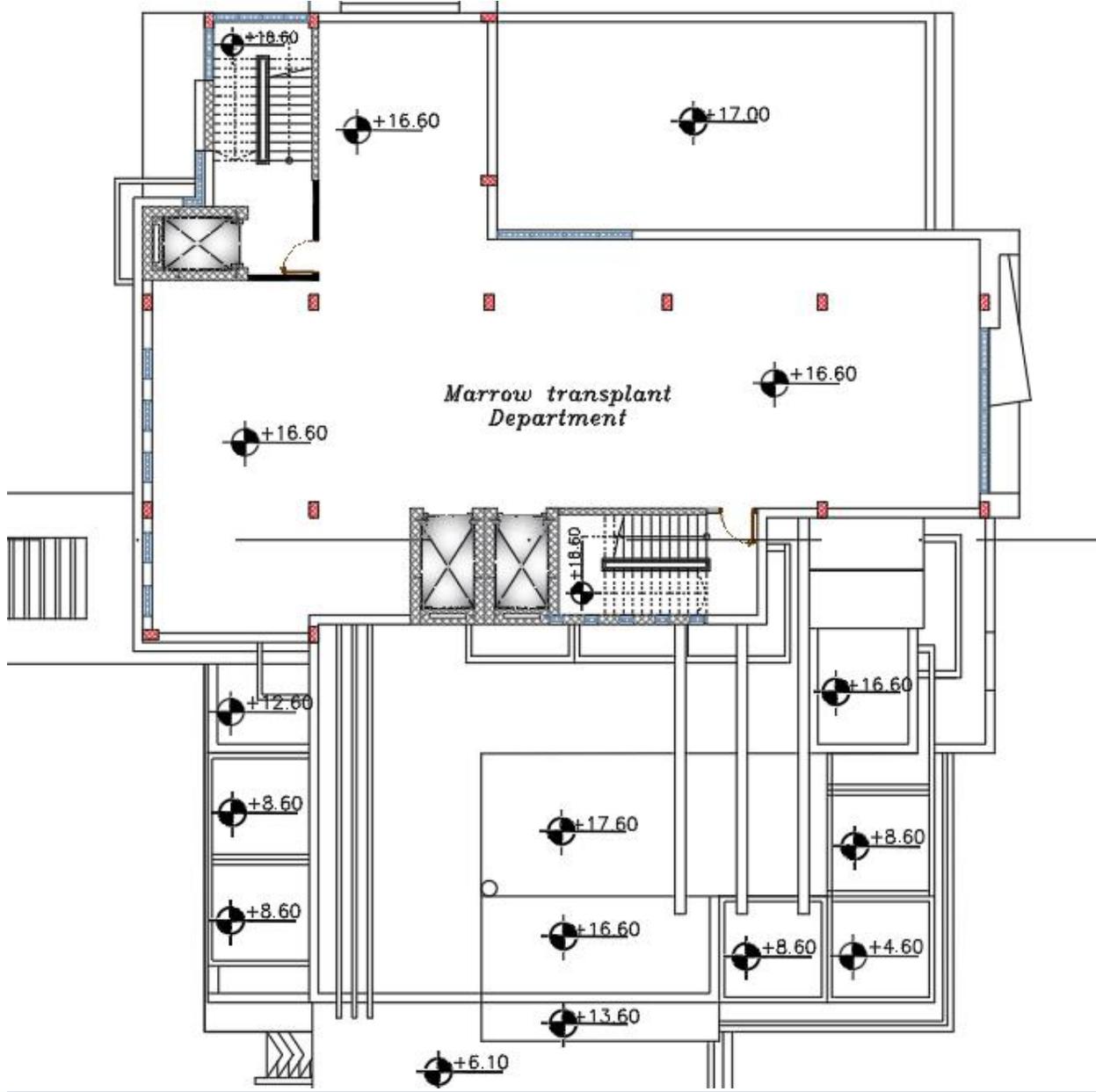
مساحته 805.5 متر مربع ، ومنسوبه = +12.6 متر ، تحتوي على غرفة عمليات ودرجين و3 مصاعد ، وغرفة اجتماعات وغرف تعقيم .



الشكل(2-15)المسقط الافقي للطابق الأرضي للجزء الأيمن

5-2-3-3 الطابق الرابع :-

الطابق الرابع والذي مساحته = 411.1 متر مربع ، ومنسوبه =+16.6 ، بحيث يتكون الطابق من درجين و3 مصاعد ، و هو طابق خاص بزراعة النخاع ، وكما يحتوي على خزان مكياه لخدمة المبنى بشكل كامل ، حجمه = 325 لتر .



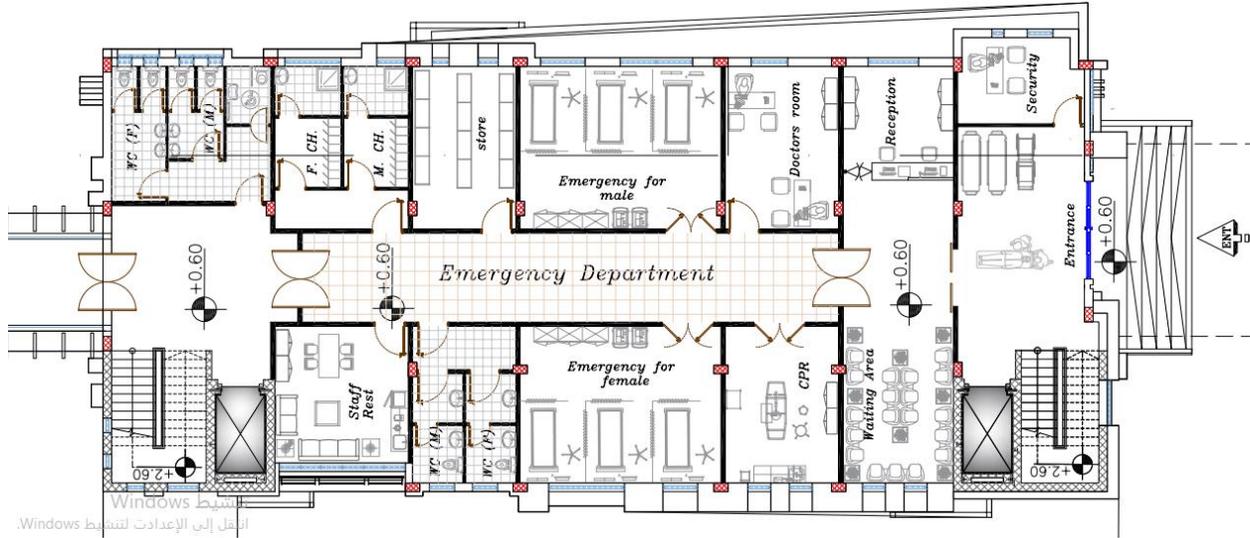
الشكل(16-2)المسقط الافقي للطابق الرابع للجزء الأيمن

3-3-3 المبنى الثالث :

هو المبنى الموجود اسفل المبنى الرئيسي ، والمتصل معه بواسطة جسر حديدي في الطابق الثالث .

1-3-3-3 الطابق الأرضي:-

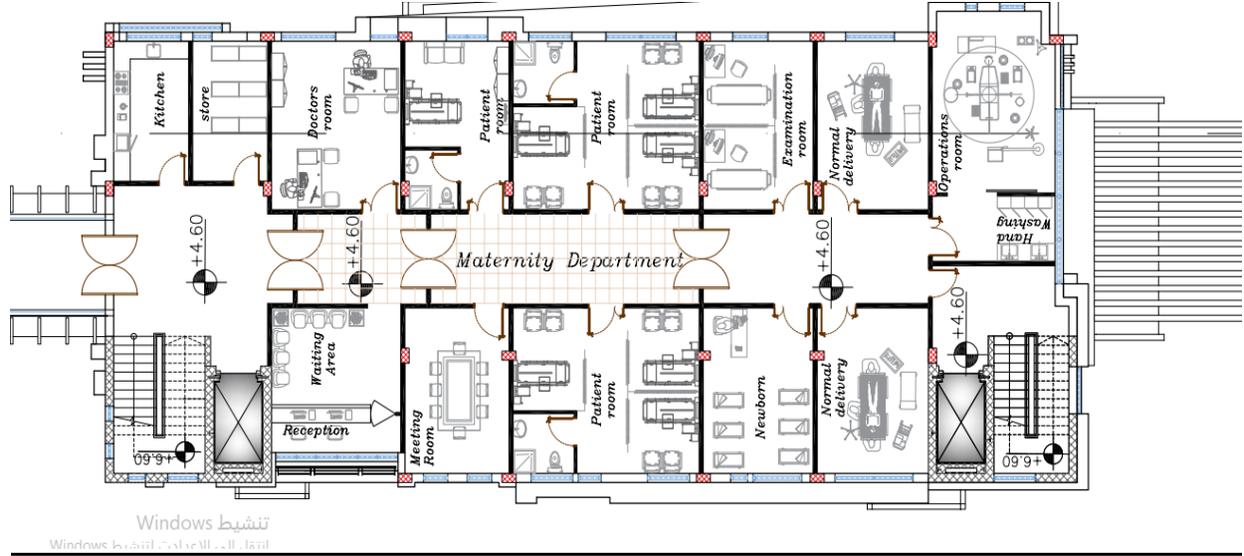
مساحته = 553.5 متر مربع ، منسوبه +0.6 ، يتكون الطابق من مدخل رئيسي للمبنى وقسم للطوارئ وغرفة للطايم الاداري وحمامات بالاضافة لادراج اثنين ومصاعد اثنين .



الشكل(17-2)المسقط الافقي للطابق الأرضي للمبنى الشمالي

2-3-3-3 الطابق الاول :

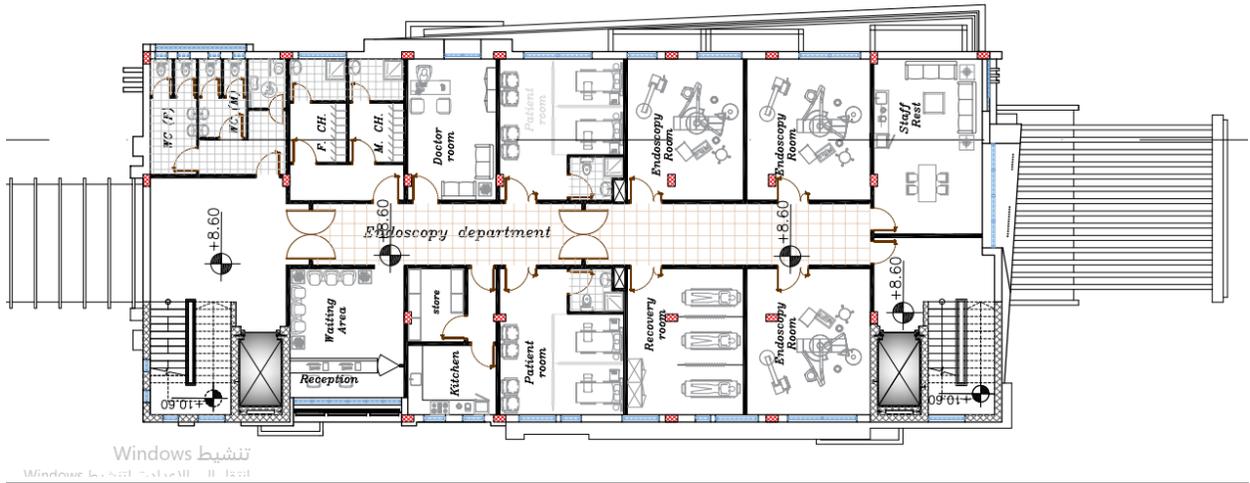
مساحة الطابق = 550.4 متر مربع ومنسوبه +4.6 متر ، بحيث يحتوي على غرفة عمليات وحمامات ودرجين ومصاعد اثنين وحمامات وغرف للمرضى وغرفة اجتماعات .



الشكل(2-18)المسقط الافقي للطابق الأول للمبنى الشمالي .

3-3-3-3 الطابق الثاني :-

مساحة الطابق 550 متر مربع ، ومنسوبه +8.6 متر ، يحتوي قسم للانتظار ، ومختبرات المستشفى ، ويحتوي على غرفة لاداريين ومطبخ .



الشكل(2-19)المسقط الافقي للطابق الثاني للمبنى الشمالي

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

1-4 الواجهة الشمالية :

بدايةً يظهر في هذه الواجهة التراجعات واختلاف المناسيب ، بالإضافة إلى مجموعة من العناصر تظهر فيها بشكل متناسق ومتناسق لتبرز الجمال المعماري .



*North Elevation
Scale : 1/250*

2-4 الواجهة الشرقية :

تظهر في هذه الواجهة الجمال المعماري ومستوى الأرض المختلف بشكل أوضح. ونجد هنا الإبداع المعماري ظاهراً من الكتل ذات التراجعات الظاهرة والتي أضافت بدورها طابعاً جمالياً وحيوياً للواجهة .



East Elevation
Scale : 1/250

3-4 الواجهة الجنوبية :

حيث يظهر فيها جمالية توزيع الكتل المعمارية بالإضافة إلى أنها تعد الواجهة الرئيسية في المبنى ويظهر هنا الجمال المعماري والتنسيق في ترتيب الواجهات , بالإضافة لوجود مداخل.



South Elevation
Scale : 1/250

4-4 الواجهة الغربية :

تظهر في هذه الواجهة الجمال المعماري ومستوى الأرض المختلف بشكل أوضح. ونجد هنا الإبداع المعماري ظاهراً من الكتل ذات التراجعات الظاهرة والتي أضافت بدورها طابعاً جمالياً وحيوياً للواجهة .



West Elevation
Scale : 1/250

مقاطع المبنى:



Section A-A



Section B-B

5- وصف الحركة: -

أن دراسة الحركة في المستشفيات كما ونوعا تدرس طبقا للحاجة الحقيقية وتعتبر الأساس الأول في تصميم المستشفيات، لأن الحركة القصيرة تساعد على توفير الوقت والجهد للمتعاملين مع المستشفى سواء كانوا أطباء أو ممرضات أو مرضى أو إداريين، كما أن فصل الحركة غير المتشابهة في تصميم المستشفيات يعد من أهم الأمور الواجب دراستها عند تصميم المداخل.

6. المداخل: -

غالبا ما يكون للمستشفى مداخل منفصلة لخطوط الحركة الراسية ، والمداخل الأساسية للمستشفى

هي

- مدخل المرضى الداخليين والزوار.
- مدخل العيادات الخارجية.
- مدخل الإسعاف.
- مدخل الخدمة.
- مدخل المشرحة.

ودراسة العلاقة بين هذه المداخل تعد الخطوة الاولى في تصميم المستشفيات، حيث يجب ربط هذه المداخل مع تحقيق سهولة مراقبة الحركة بينها.

الاعتبار الواجب مراعاتها في هذه المداخل:

- وجود منحدر للمعاقين.
- وجود مدخل رئيسي للمشاة والسيارات .
- مدخل الخدمة لابد ان يكون متصل بساحة للتخديم لتفريغ احتياجات المطبخ والمغسلة والوقود وغيرها.

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

- 1-3 مقدمة .
- 2-3 الهدف من التصميم الإنشائي .
- 3-3 مراحل التصميم الإنشائي .
- 4-3 الأحمال.
- 5-3 الاختبارات العملية .
- 6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.
- 7-3 فواصل التمدد
- 8_3 النظام الميكانيكي.
- 9-3 برامج الحاسوب.

1-3 مقدمة :-

يتبع مرحلة الوصف المعماري الجانب الإنشائي الذي يلبي كافة متطلبات المبنى من ناحية الأمان ومراعاة الجانب الاقتصادي .
إن التصميم الإنشائي لأي مبنى يتمثل باختيار العناصر الإنشائية المناسبة والمراد انشاؤها ومراعاة قابلية تنفيذها على أرض الواقع بحيث نحافظ على التصاميم المعماري و على أمان المبنى .

2-3 الهدف من التصميم الإنشائي

الغرض الرئيسي من التصميم الإنشائي هو عمل تصميم آمن واقتصادي وصالح ، لذلك عند تصميم الهيكل ، يجب مراعاة الأهداف التالية:

1- السلامة: يجب أن يكون الهيكل قادراً على حمل جميع الأحمال المتوقعة بأمان وبدون عطل أي دون أن ينكسر أو ينهار تحت الأحمال.

2- المتانة: يجب أن يستمر الهيكل لفترة زمنية معقولة.

3- الثبات: لمنع انقلاب أو انزلاق أو التواء الهيكل أو أجزاء منه تحت الطبقة السفلية.
عمل الأحمال.

4- القوة: لمقاومة الضغوط التي تسببها الأحمال في الأعضاء الهيكلية المختلفة بأمان.

5- إمكانية الخدمة: لضمان الأداء المرضي في ظل ظروف حمل الخدمة - مما يعني توفير الصلابة والتعزيزات الكافية لاحتواء الانحرافات ، وعرض الشقوق ، والاهتزازات ضمن الحدود المقبولة ، وكذلك توفير عدم النفاذية والمتانة (بما في ذلك مقاومة التآكل) ، إلخ.

هناك اعتباران آخران يجب على المصمم الحكيم أن يضعهما في الاعتبار ، الاقتصاد والجماليات. نظرًا لأن أي مهندس يمكنه دائمًا تصميم هيكل ضخم ، يتمتع بأكثر من الاستقرار والقوة وإمكانية الخدمة الكافية ، لكن التكلفة المترتبة على الهيكل قد تكون باهظة ، والمنتج النهائي بعيدًا عن الجمالية.

3-3 مراحل التصميم الإنشائي:-

مراحل التصميم الإنشائي تتلخص بمرحلتين :

1. المرحلة الأولى :-

وتتمثل في الرؤية الأولية للمشروع ودراسة طبيعته من حيث حجمه وتحديد ما سوف يتم استخدامه من مواد في المشروع ، أيضا عمل التحاليل الإنشائية اللازمة لهذا النظام .

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 المساط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

4-3 الأحمال:-

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

1-4-3 الأحمال الميتة :-

تتكون الأحمال الميتة من وزن جميع مواد البناء المدمجة في المبنى بما في ذلك على سبيل المثال لا الحصر الجدران والأرضيات والسقوف والسلالم والقواطع المدمجة والتشطيبات والكسوة وغيرها من العناصر المعمارية والإنشائية المدمجة المماثلة والخدمات الثابتة المعدات بما في ذلك وزن الرافعات .

2-4-3 الأحمال الحية:-

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة، او استعمال جزء منها، بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة،شاملة لـ أوزان الأشخاص مستعملي المنشأ ، الأحمال الديناميكية والأحمال الساكنة التي يمكن تغيير أماكنها من وقت , ولا تشمل أحمال البناء أو البيئة مثل حمل الرياح أو حمل الثلج أو حمولة المطر أو الزلزال أو حمل الفيضان أو الحمل الميت.

3-4-3 الأحمال البيئية:

وهي النوع الثالث من الأحمال الذي يجب أخذه بعين الاعتبار فهي ناجمة عن المصادر الطبيعية ، وهي كما يلي :

1-3-4-3 أحمال الرياح :

ها قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني الشاهقة. هي القوى التي تؤثر عليها الرياح في المباني أو المنشآت أو أجزاء منها ، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن الضغط والسلبية إذا كانت ناتجة عن التوتر ، ويتم قياسها بالكيلوطن لكل متر مربع (KN / m2). يتم تحديد أحمال الرياح حسب ارتفاع المبنى فوق سطح الأرض والموقع من حيث المباني المحيطة سواء كانت مرتفعة أو منخفضة

2-3-4-3 أحمال الثلوج :

يمكن تقييم وحساب أحمال الثلج بناءً على المبادئ التالية:

- ارتفاع المنشأة فوق مستوى سطح البحر.
- منحدر السقف المعرض للثلج.

يوضح الجدول التالي قيمة الأحمال الثلجية حسب الارتفاع فوق مستوى سطح البحر حسب الكود الأردني

أحمال الثلوج (KN /M ²)	علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)
0	$h < 250$
$(h-250) / 1000$	$500 > h > 250$
$(h-400) / 400$	$1500 > h > 500$
$(h - 812.5) / 250$	$2500 > h > 1500$

جدول (3 - 1) :احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر .

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

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

4-3-4-3 أحمال الانكماش والتمدد :

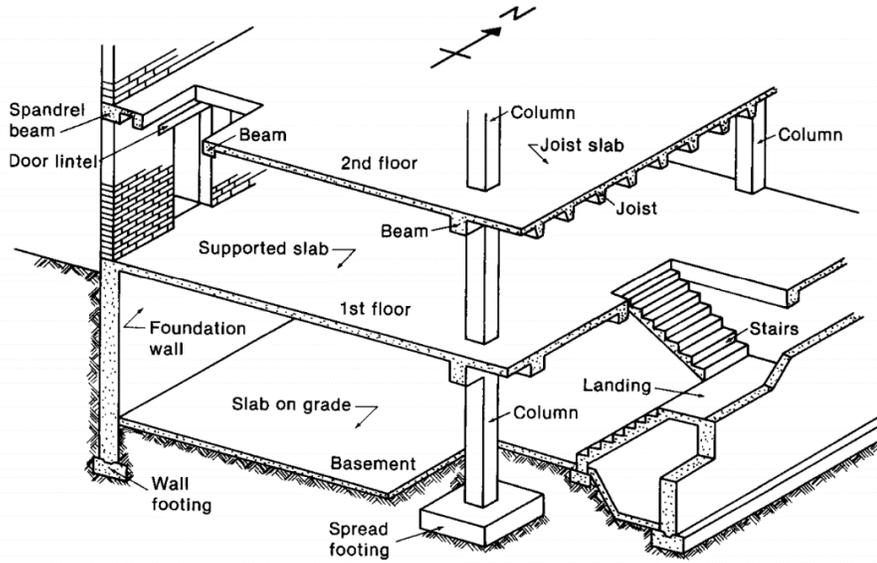
نتيجة لانكماش وتمدد العناصر الخرسانية للمبنى بسبب اختلاف درجات الحرارة خلال مواسم العام ، تولدت ضغوط تؤدي إلى حدوث تشققات في المبنى ، حيث يتم تفاديها ومنعها من الظهور باستخدام مادة 8 phi شبكات تقوية وأيضًا استخدام وصلات التمدد.

5-3 الاختبارات العملية

قبل الدراسة الإنشائية لأي مبنى، هناك عمل دراسات جيوتقنية للموقع، أي كل الأعمال المتعلقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية، ثم تحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة. عند البناء عليها، والأهم هو الحصول على متانة التربة (قدرة التحمل) المطلوبة لتصميم أساسات المبنى.

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى

تتكون المباني مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقدات ، الجسور ، الأعمدة ، وجدران القص ، والأدراج ، والأساسات .
إن جميع العناصر الإنشائية تعمل كوحدة واحدة، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ومن ثم إلى الأعمدة والجدران الحاملة لكي تنتهي أخيرا إلى الأساسات، وفيما يلي صورة توضح العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.



الشكل (2-3): العناصر الإنشائية المكونة للمبنى منشأ من خرسانة مسلحة .

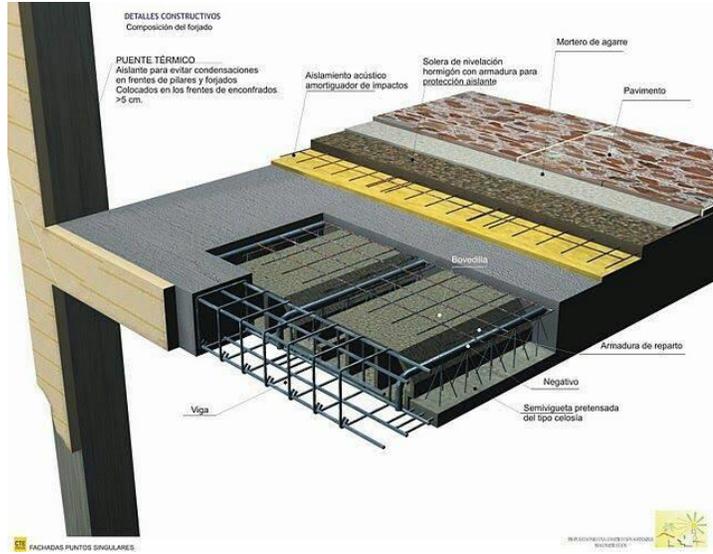
1-6-3 العقدات:

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

1. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
2. عقدات العصب ذات الاتجاهين (two way ribbed slab).
3. عقدات مصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).

1-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

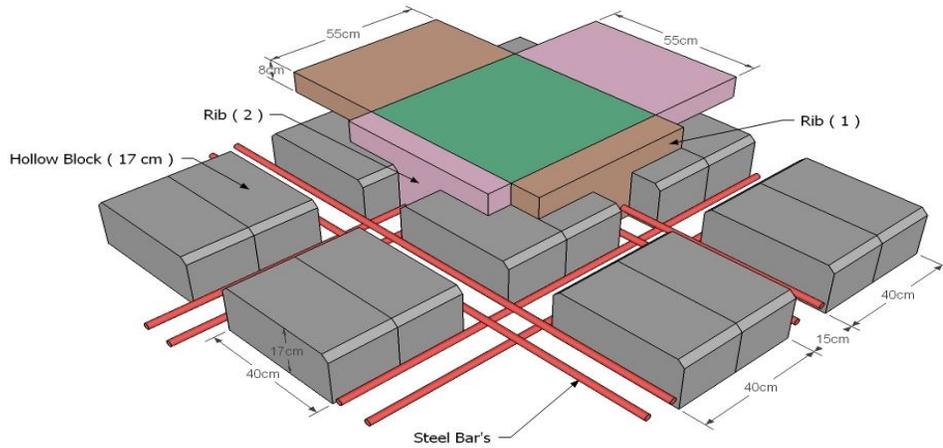
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد .



الشكل (3-3) : عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.

2-1-6-3 عقدات العصب ذات الإتجاهين (Two way ribbed slab)

تشبه السابقة من حيث المكونات ولكن تختلف من حيث كون التسليح بإتجاهين، ويتم توزيع الحمل في جميع الإتجاهات ويراعى عند حساب وزنها طوبنتين و عصب في الإتجاهين، كما يظهر في الشكل (4-3).



الشكل (4-3) : عقدات العصب ذات الإتجاهين.

3-1-6-3 العتدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين (One or two way solid slab):

العتدة المصمتة عبارة عن عتدة خرسانية قابلة للتخصيص بالكامل ذات عرض وطول وسمك متفاوت, يمكن استخدامها في مجموعة متنوعة من التطبيقات مثل الجسور والأرصفة وأرضيات المباني وتستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية .

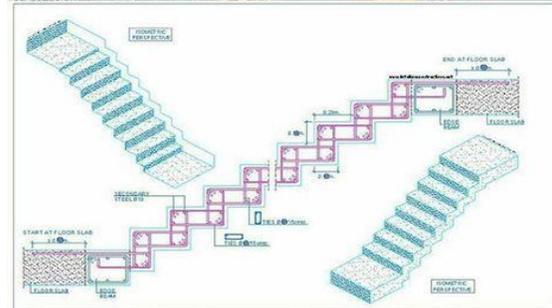


الشكل (3 - 5) العتدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد والاتجاهين.

2-6-3 الأدرج:

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

وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع، وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي.

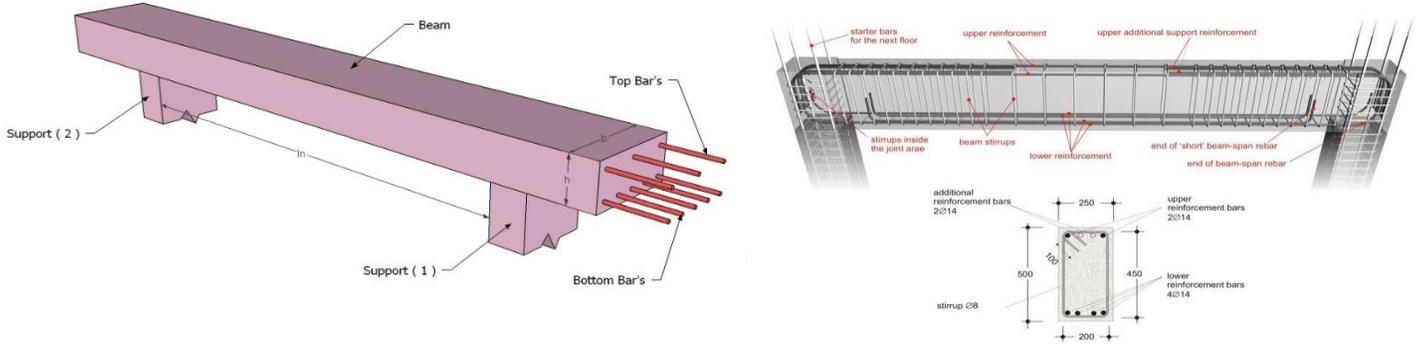


الشكل (6-3): الأدرج.

3-6-3 الجسور:-

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

1. جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
2. جسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T-section ،L -section.
3. كذلك أيضا يتم استخدام جسور الربط في المنشأة في منطقة الأساسات لمقاومة الهبوط المفاجئ.



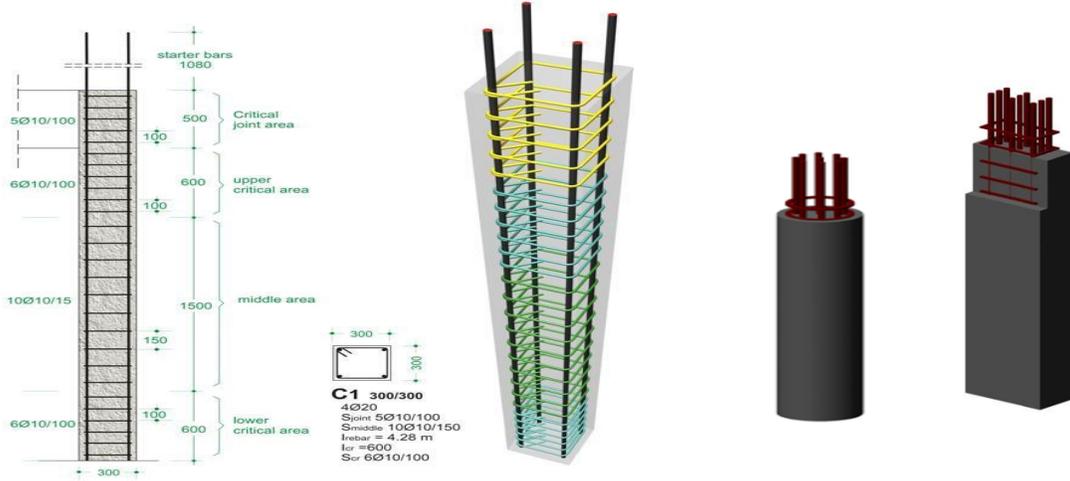
الشكل (7-3): الجسور.

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).

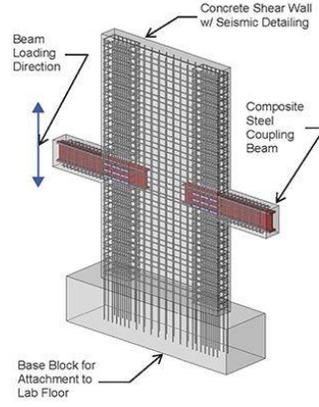
2- الأعمدة الطويلة (long column).



الشكل (8-3): الأعمدة.

5-6-3 جدران القص:

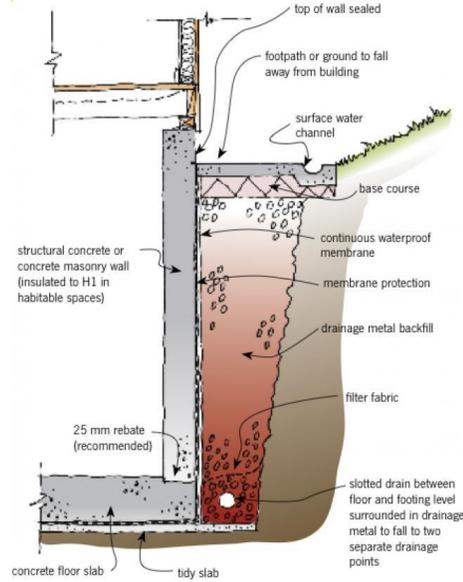
هي الجدران التي تحيط ببيت الدرج، وجدران المصاعد، وأحيانا في بعض المناطق في المبنى حسب ما تقتضي الحاجة ، ووظيفة جدران القص مقاومة قوى القص الأفقية التي قد يتعرض لها المنشأ نتيجة لأحمال الزلازل والرياح إضافة إلى كونها جدران حاملة، ويراعى توفرها في اتجاهين متعامدين في المبنى لتوفير ثبات كامل للمبنى .



الشكل (9-3) : جدران القص.

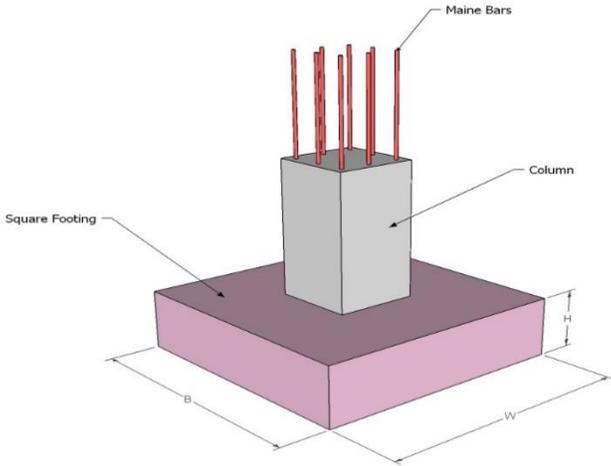
6-6-3 جدران التسوية:

بسبب الاختلاف في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لمنع التربة من الانهيار أو الانزلاق. وتنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة جدار يستخدم لتوفير الدعم للجدران الجانبية وكذلك للمبنى .



الشكل (10-3) : جدران التسوية.

7-6-3 الأساسات:



وهي العنصر الانشائي الأول الذي يتم تنفيذه ، لكنه يصمم بعد الانتهاء من كافة العناصر الانشائية ، حيث تنتقل الأحمال إلى التربة على شكل قوة ضغط مروراً بالأعمدة ثم الجدران الحاملة وصولاً إلى الأساسات .

وهي :-

1- أساسات منفصلة (Isolated footing)

2- أساسات مزدوجة (Compound footing)

3- أساسات شريطية (Strip footing)

4- Mat footing

الشكل (10-3) : الأساس

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

7-3 فواصل التمدد

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

- من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة .
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- وفي حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام فاصل تمدد واحد وذلك لان ابعاد المبنى تجاوزت الحد المسموح به بناء على الكود الأردني



الشكل (12-3) : فاصل تمدد .

8-3 النظام الميكانيكي للمبنى

تم تزويد المبنى بفتحة تهوية (Duct) داخلية , لأهداف عديدة منها :

1. التهوية (Ventilation) .
2. نظام التكييف (HVAC) : ويتم من خلاله توزيع الهواء البارد والتدفئة لجميع أرجاء المبنى .
3. التمديدات الكهربائية والميكانيكية (MEP Sheft) .
4. الصرف الصحي (Drainage) .

9-3 برامج الحاسوب التي تم استخدامها

1. AutoCAD (2007+2014+2017+201) for Drawings Structural and Architectural .
2. Microsoft Office (2010) For Text Edition .
3. Excel .
4. Atir 12 .
5. Etabs, Safe .

Chapter 4

Structural Analysis And Design

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4.4 Design of One Way-ribbed Slab (G,R-30).

4.5 Design of Beam (G,B-30).

4.5. Design of Column C143

4.6. Design of Shear Wall

4.7. Design of Basement Wall

4.8. Design of Basement Footing

4.9. Design of Isolated Footing F5

4.10. Design of Stairs

4.1 Introduction:

After finishing the structural planning of the building, in which the location of columns and beams was determined. A complete design for all elements was done for flexure, shear, and deflection.

In this chapter, the analysis and design procedure for a sample of each structural element in the building are explained in detail.

The following General considerations are taken throughout the analysis and design processes of this project:

1. All members were designed according to ACI 318-14 Building code.
2. Gravity loads were estimated using the Jordanian code.
3. (ASCE7-16) is used for the definition of lateral seismic loads.
4. The ultimate strength design method is used during the analysis and design of this project.
5. Working Stress Method is used for soil design.
6. The compressive strength of concrete for all elements is B300 which equals to $F_c' = 24$ MPa.

Yield strength of reinforcing rebars $F_y = 420$ MPa

4.2 Design method and requirements:

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

✓ **Strength design method:**

In ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring.

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

The strength design method is expressed by the following,

$$\text{Strength provided} \geq \text{strength required to carry factored loads.}$$

NOTE:

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

✓ **Code:** ACI 2008

UBC

✓ **Material:**

Concrete: B300.... $F_{cu} = 30 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ For circular section
but for rectangular section ($f_{c'} = 30 * 0.8 = 24 \text{ MPa}$).

Reinforcement steel: The specified yield strength of the reinforcement $\{f_y = 420 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}\}$

✓ **Factored loads:**

The factored loads for members in our project are determined by:

$$W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L \quad \text{ACI-code-318-08(9.2.1).}$$

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member:

TABLE (4.1) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11)

Minimum thickness (h)				
member	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
solid one way slabs	L/20	L/24	L/28	L/10
Beams or ribbed one-way slabs	L/16	L/18.5	L/21	L/8

FOR RIB:

$$H_{\min} \text{ for (one end)} = L/18.5 = 6.7/18.5 = \mathbf{36.2 \text{ cm}}$$

$$H_{\min} \text{ for (both end continuous)} = L/21 = 3.95/21 = \mathbf{18.8 \text{ cm}}$$

use h=35 cm

FOR BEAM:

$$H_{\min} \text{ for (both end continuous)} = L/21 = 6.7/21 = \mathbf{31.9 \text{ cm}}$$

$$H_{\min} \text{ for (one end)} = L/18.5 = 5.4/18.5 = \mathbf{29.18 \text{ cm}}$$

take h=35cm

∴ Select slab thickness = 35cm with 27cm block & 8cm topping.

4.4 Design of one-way ribbed slab

One way ribbed slab Design procedure is explained in the following steps :

4.4.1 Design of topping

Topping in One-way ribbed slab can be considered as a strip of 1-meter width and span of hollow block length with both ends fixed in the ribs.

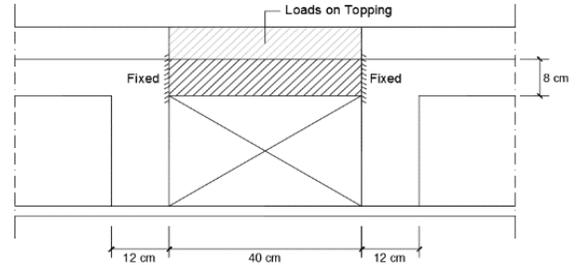


Figure (4- 1) : System of topping

4.4.1.1 Calculation of Loads on Topping

Dead loads that act on Topping can be calculated as shown in the following table:

→ Dead Load For 1m strip:

Table(4- 1): Dead Load Calculation for topping

Material	Quality Density (kN/m ³)	Calculation	Dead Load (kN/m)
Tiles	23	= 0.03×23×1	0.69
Mortar	22	= 0.02×22×1	0.44
Sand	16	= 0.07×16×1	1.12
Topping	25	= 0.08×25×1	2
Partitions		= 1.75×1	1.75
∴ Dead Load for 1m strip of topping = 6 kN/m			

→ Live Load For 1m strip = **5.0 × 1 = 5.0 kN/m**

→ Factored load (W_u) = 1.2 × D.L + 1.6 × L.L = 1.2 * 6 + 1.6 * 5.0 = **15.2 kN/m**

4.4.1.2 Analysis of topping

$$\begin{aligned}
 - \quad V_u &= \frac{W_u \times L}{2} = \frac{15.2 \times 0.4}{2} = \mathbf{3.04 \text{ kN}} \\
 - \quad M_u &= \frac{W_u \times L^2}{12} = \frac{15.2 \times 0.4^2}{12} = \mathbf{0.203 \text{ kN.m}}
 \end{aligned}$$

4.4.1.3 Design Strength of topping

→ Shear Design Strength:

For Plain concrete section one way shear is calculated using the following equation:

$$\Phi \cdot V_c = \Phi \times 0.11 \times \lambda \times \sqrt{F_c'} \times b_w \times h_t$$

$$\Phi \cdot V_c = 0.6 \times 0.11 \times 1 \times \sqrt{24'} \times 1000 \times 80 = 25.87 \text{ kN} > V_u \rightarrow \text{SAFE}$$

→ Moment Design Strength:

For Plain concrete section with “b = 1 m & h = 8 cm”

$$\Phi \cdot M_n = 0.6 \times 0.42 \times \sqrt{F_c'} \times \frac{b h^2}{6}$$

$$\Phi \cdot M_n = 0.6 \times 0.42 \times \sqrt{24'} \times \frac{1000 \times 80^2}{6} = 1.32 \text{ kN.m} > M_u \rightarrow \text{SAFE}$$

∴ Plain Concrete Section is SAFE #

But According to ACI , $A_{s_{min}}$ shall be provided for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$\rho_{\text{shrinkage}} = 0.0018$ According to ACI

Minimum (A_s) = $\rho_{\text{shrinkage}} \times A_g$

$$\begin{aligned} &= 0.0018 \times b \times h \\ &= 0.0018 \times 100 \times 8 \\ &= 1.44 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

Step (s) is the smallest of :

1. $3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm}$ « controlled

2. 450 mm.

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

$$\text{But } S \leq 300 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300 \text{ mm}$$

Take $S = 200 \text{ mm} < S_{max} = 240 \text{ mm}$

∴ **Select Mesh Ø8/20cm in both directions.**

$$\text{Provided } A_s = (\pi \times 8^2 / 4) \times (100 / 20) = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m} > \text{min } A_s = 1.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

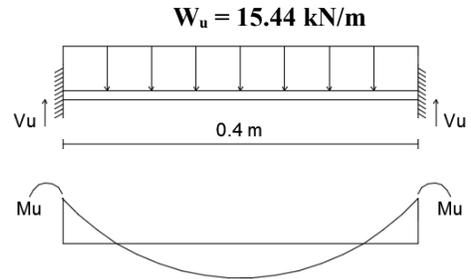


Figure (4-2): System and analysis of topping

4.4.2 Design of One-Way Ribbed Slab(G,R-30) :

Rib (G,R30) is selected to be designed , the following figure shows its location in first floor slab:

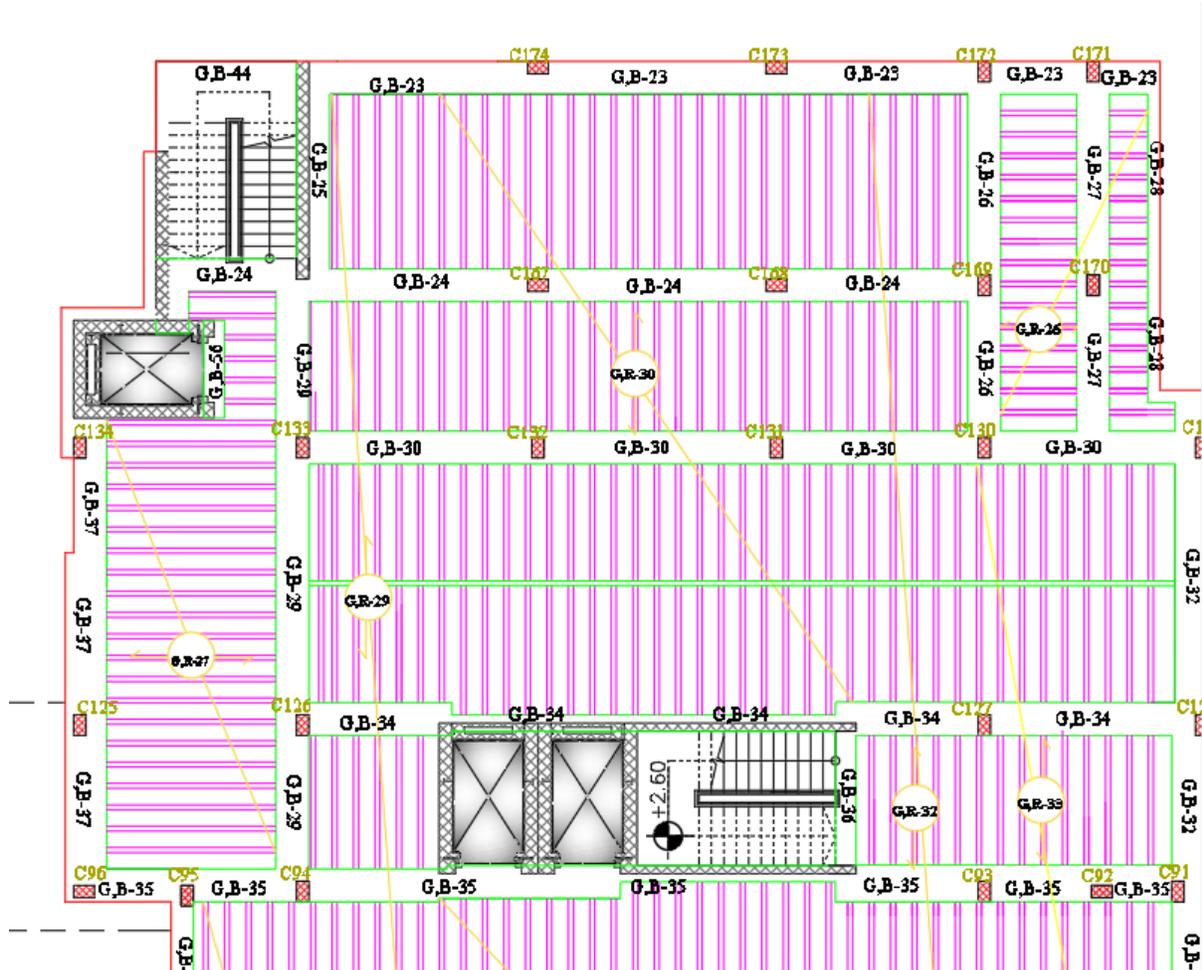


Figure (4- 1):Rib (G,R-30) Location in ground Slab

4.4.2.1 Rib geometry

Requirements for Ribbed Slab (T-Beam Consideration According to (ACI) are as follows :

- $bw \geq 10\text{cm} \rightarrow \text{select } bw = 12 \text{ cm}$
- $h \leq 3.5 bw = 3.5 \times 12 = 42\text{cm} \rightarrow \text{select } h = 35 \text{ cm}$
- $tf \geq \frac{L_n}{12} \geq 50 \text{ mm} \rightarrow \text{select } tf = 8\text{cm}$

✓ **Statically system and Dimensions**

4.4.2.2 Loads Calculation for Rib (G,R30)

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

Load calculations:

→ **Dead loads :**

Table(4- 2):3 Dead Load Calculation for rib (RF5)

Material	Quality Density (kN/m ³)	Calculation	Dead Load (kN/m/Rib)
Tiles	23	= 0.03×23×0.52	0.359
Mortar	22	= 0.02×22×0.52	0.229
Sand	16	= 0.07×16×0.52	0.582
Topping	25	= 0.08×25×0.52	1.040
Block	12	= 0.27×12×0.40	1.29
Rib	25	= 0.24 ×25×0.12	0.720
Plaster	22	= 0.02×22×0.52	0.229
Partitions		= 1.75×0.52	0.91
∴ Dead Load =5.36 kN/m/Rib			

→ **load /rib = 5.36KN/m**

→ **Live loads/rib** = 5.0 × 0.52 = **2.6 kN/m/rib**

→ **Factored Load (W_u)** = 1.2×D.L + 1.6×L.L

$$W_{uD} = 1.2 \times 5.36 = \mathbf{6.4 \text{ kN/m/rib}}$$

$$W_{uL} = 1.6 \times 2.6 = \mathbf{4.16 \text{ kN/m/rib}}$$

*The effective flange (be):

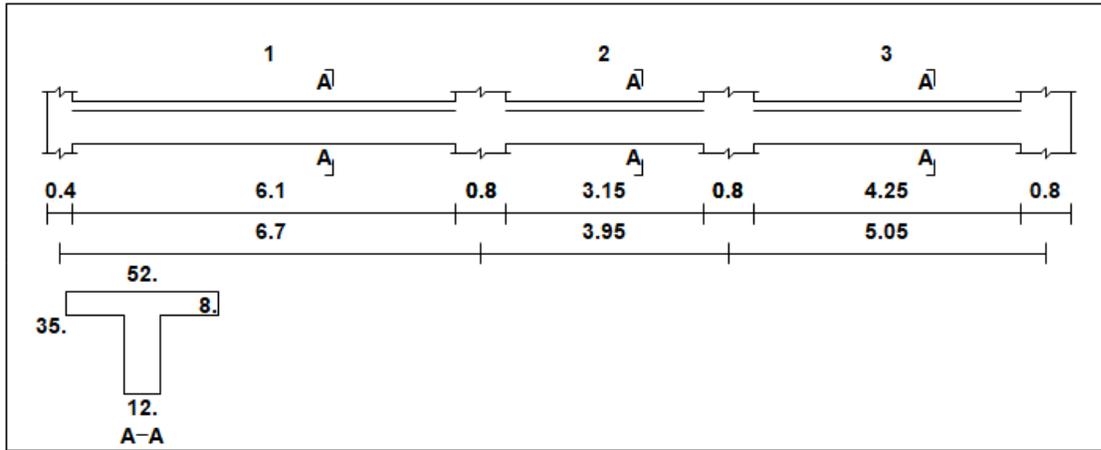
$$1) \text{ be} \leq \frac{L}{4} = \frac{5400}{4} = \mathbf{1350 \text{ mm}}$$

$$2) \text{ be} \leq b_w + 16hf = 120 + 16 \times 80 = \mathbf{1400 \text{ mm}}$$

$$3) \text{ be} \leq \text{center to center spacing between adjacent beam} = \frac{400}{2} + \frac{400}{2} + 120 = \mathbf{520 \text{ mm}}$$

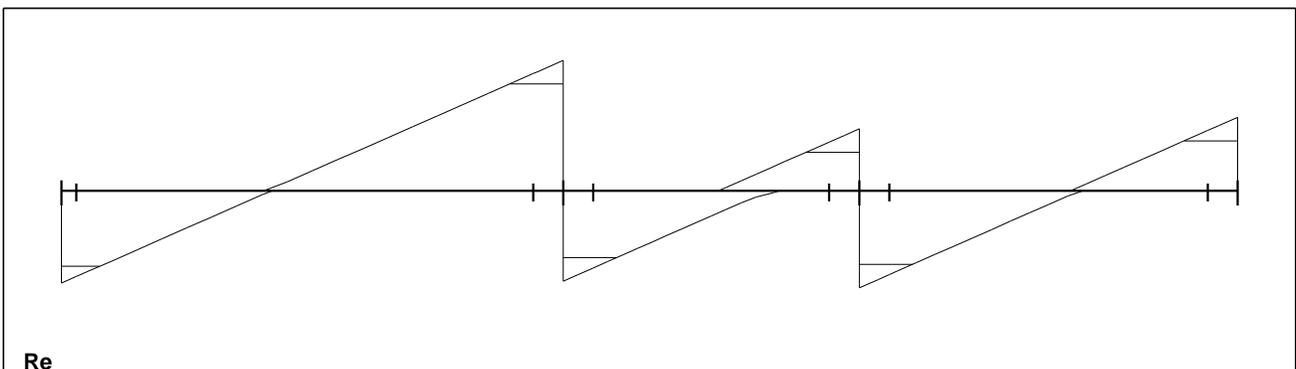
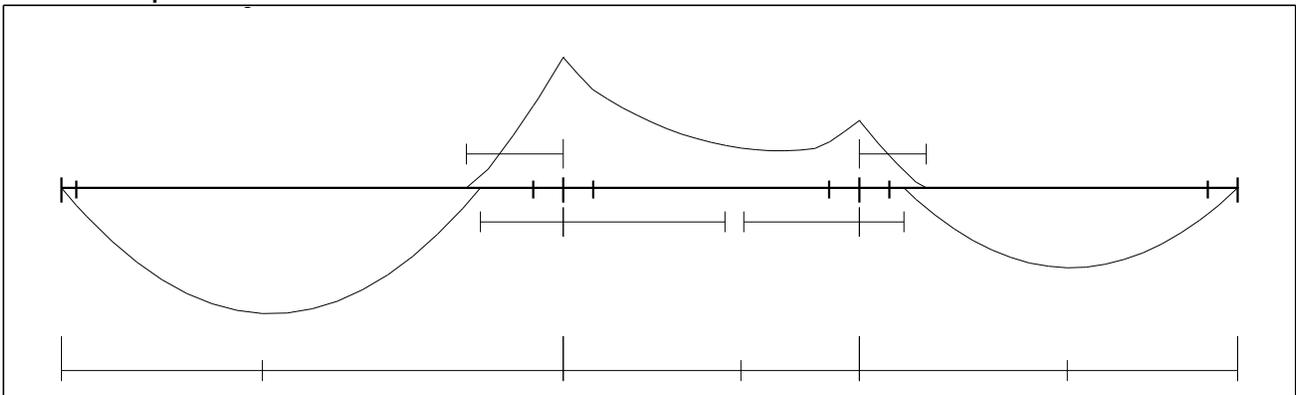
Take be=520 mm

Geometry Units: meter, cm



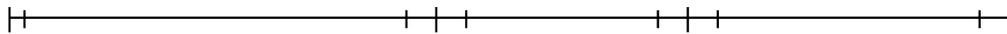
Moment/Shear Envelope (Factored) Units: kN, meter

Moments: spans 1 to



Re

F



S

Loading

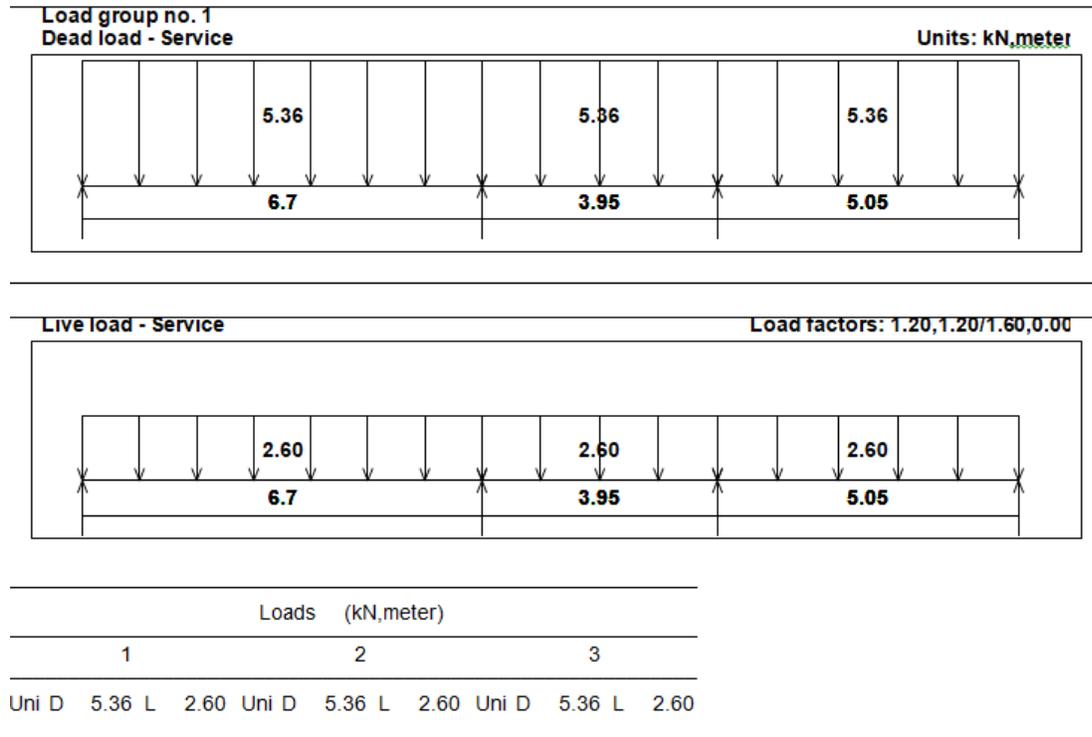


Fig 4.4: Shear & Moment Envelope Diagram (G,R-30)

***Design of positive moment:**

$M_u = 41.4 \text{ KN.m.}$

Assume bar diameter ϕ 16 for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{16}{2} = 314 \text{ mm.}$$

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

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

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 232.53 \text{ KN.m}$$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\phi} = \frac{41.4}{0.9} = 46 \text{ KN.m}$, the section will be designed as **rectangular section** with $b_e = 520 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{41.4 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 314^2} = 0.897 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.897}{420}}\right) = 0.0022$$

$$A_{s,req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0022 \times 520 \times 314 = 359.2 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min}$ is the maximum of :-

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

$$1. \quad A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 314 = 109.88 \text{ mm}^2$$

$$2. \quad A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 314 = 125.6 \text{ mm}^2 \text{ Control}$$

$$A_{s,req} = 359.2 \text{ mm}^2 \geq A_{s,min} = 125.6 \text{ mm}^2$$

Use 2Ø16, $A_{s,provided} = 402.1 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 359.2 \text{ mm}^2$ Ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{402.1 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 15.92 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.92}{0.85} = 18.73 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c}\right) = 0.003 \left(\frac{314 - 18.73}{18.73}\right) = 0.0473 > 0.005 \quad Ok$$

$M_u = 26.3 \text{ KN.m}$.

Assume bar diameter $\phi 12$ for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{12}{2} = 316 \text{ mm.}$$

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

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

$$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(316 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 234.22 \text{ KN.m}$$

$M_{nf} \gg \frac{M_u}{\phi} = \frac{26.3}{0.9} = 29.22 \text{ KN.m}$, the section will be designed as **rectangular section** with $b_e = 520 \text{ mm}$.

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{26.3 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 316^2} = 0.563 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.563}{420}}\right) = 0.00136$$

$$A_{s,req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00136 \times 520 \times 316 = 223.47 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min}$ is the maximum of :-

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

$$3. A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 316 = 110.6 \text{ mm}^2$$

$$4. A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 316 = 126.4 \text{ mm}^2 \text{ Control}$$

$$A_s = 223.47 \text{ mm}^2 \geq A_{s,min} = 126.4 \text{ mm}^2$$

Use 2Ø12, $A_s, provided = 226.19 \text{ mm}^2 > A_s, required = 223.47 \text{ mm}^2$. Ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226.19 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 8.95 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c}\right) = 0.003 \left(\frac{316 - 10.53}{10.53}\right) = 0.0870 > 0.005 \quad Ok$$

***Design of negative moment:**

$M_u = -43 \text{ KN.m}$.

Assume bar diameter Ø 18 for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{18}{2} = 313 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{43 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 313^2} = 4.06 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 4.06}{420}} \right) = 0.011$$

$$A_{s,\text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.011 \times 120 \times 313 = 413.16 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s,\text{min}}$.

$A_{s,\text{min}}$ is the maximum of :-

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

$$1. A_{s,\text{min}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 313 = 109.53 \text{ mm}^2$$

$$2. A_{s,\text{min}} = \frac{1.4}{420} 120 \times 313 = 125.2 \text{ mm}^2 \text{ Control}$$

$$A_{s,\text{required}} = 413.16 \text{ mm}^2.$$

Use 2 $\phi 18$, $A_{s,\text{provided}} = 508.9 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 413.16 \text{ mm}^2$. Ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{413.16 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 70.88 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{70.88}{0.85} = 83.4 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{313 - 83.4}{83.4} \right) = 0.00826 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

$$M_u = -22.3 \text{ KN.m.}$$

Assume bar diameter $\phi 12$ for main positive reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 8 - \frac{14}{2} = 316 \text{ mm.}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{22.3 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 316^2} = 2.07 \text{ Mpa.}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.07}{420}} \right) = 0.00521$$

$$A_{s,req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00521 \times 120 \times 316 = 197.6 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s,min}$.

$A_{s,min}$ is the maximum of :-

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

$$1. A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 120 \times 316 = 110.6 \text{ mm}^2$$

$$2. A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 120 \times 316 = 126.4 \text{ mm}^2 \text{ Control}$$

$$A_{s,required} = 197.6 \text{ mm}^2.$$

Use 2 $\phi 12$, $A_{s,provided} = 226.2 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 197.6 \text{ mm}^2$. Ok

Check for strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 38.8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.65 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{316 - 45.65}{45.65} \right) = 0.0177 > 0.005 \quad Ok$$

✓ Shear Design for (G,R-30):

V_u at distance d from support = 34.4 KN

Shear strength V_c , provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs. (ACI, 8.13.8).

$$V_c = \frac{1.1}{6} \lambda \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 34.05 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 34.05 = 25.53 \text{ KN.}$$

$$0.5 \phi V_c = 0.5 \times 25.53 = 12.76 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \quad \dots \dots \dots \text{ NO}$$

So

$$v_s = \frac{vu}{\phi} - vc = \frac{28}{0.75} - 34.05 = 3.28 \text{ KN}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{fc'} b_w d = \frac{1}{16} \sqrt{24} * 120 * 316 = 11.65$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} 120 * 316 = 12.64 \text{ KN} \dots \dots \text{control}$$

$$v_{s,min} = 12.64 \text{ KN} > v_s = 3.28 \text{ KN}$$

shear reinforcement are required.

$$\text{Take } v_s = v_{s,min} = 12.64 \text{ KN}$$

Use 2 leg $\Phi 8$.

$$A_v = 100.5 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v * d * f_y}{v_s}$$

$$s = \frac{100.5 * 316 * 420}{12.64 * 10^3} = 1055.25 \text{ mm}$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{316}{2} = 158 \text{ mm} \quad \text{or} \quad s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 2 leg $\Phi 8$ @ 150 mm.

- Check Deflection

The value of Deflection should not exceed Δ limit, Which according to ACI Code = $\frac{L}{240}$. The following Table shows values of Δ limit compared with deflection calculated by Atir software .

Table(4- 2):Deflection Check for rib (R17)

Span No.	Span Length (mm)	Δ limit (mm)	Δ Calculated (mm)	Check
Span 1	6700	6700/240 =27.9	6700/243 =27.5	Δ Calculated < Δ limit (OK)
Span 2	3950	3950/240 =16.46	3950/1187 =3.32	

a. Design of Beam(G,B-30) :

Beam (B30) is selected to be designed; the following figure shows its location in ground floor slab:

✓ **Load calculations:**

Load calculations for G,B-30:

Dead Load Calculations for Beam (G,B-30):

1. Own weight of the beam :
Own wt. = $25 \times 0.45 \times 0.8 = 9 \text{ kN/m}$

2. Reactions of ribs that acting on it .

The following table shows calculation of loads that act on GB30 from ribs

Table(4- 3):Loads on GB30 from ribs

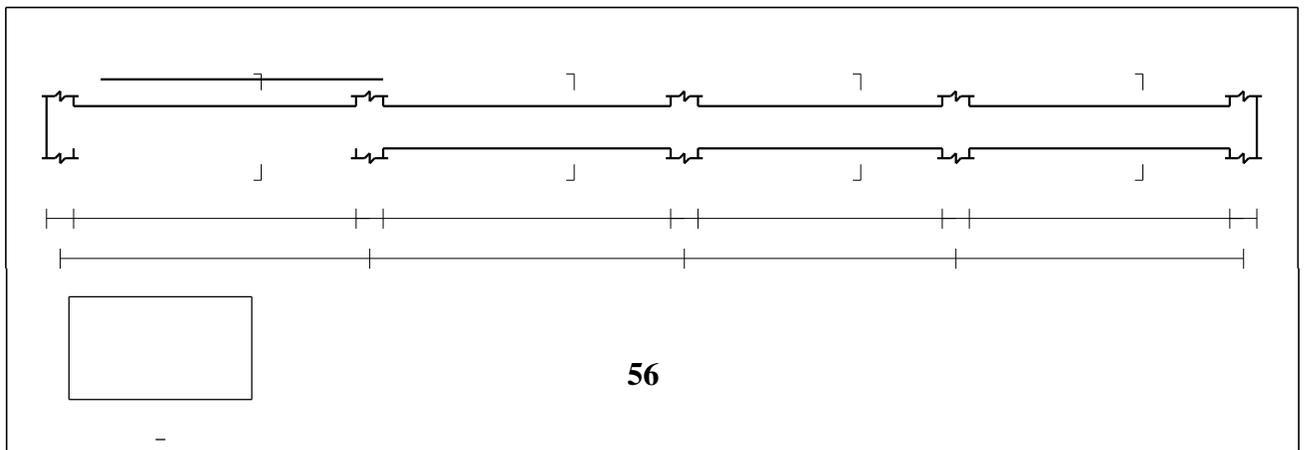
Rib(G,R-30)	
qu D(kN/m)	$34.58/0.52=66.5$
quL (kN/m)	$18.36/0.52 = 35.31$
Rib(G,R-33)	
qu D(kN/m)	$14.84/0.52=28.54$
qu D(kN/m)	$7.44/0.52=14.31$

Table(4- 4):Loads on GB30 from beams

Beam(G,b-27)	
pu D(kN/m)	73.04
Pu L(kN/m)	29.88

Fig 4.3: G,B-30

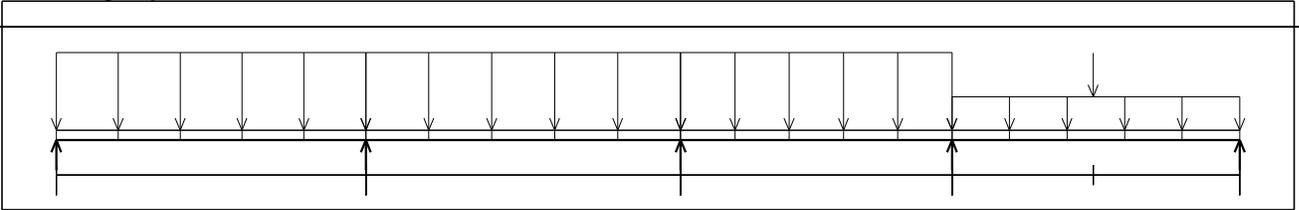
Geometry Units: meter,cm



load group
Dead load -

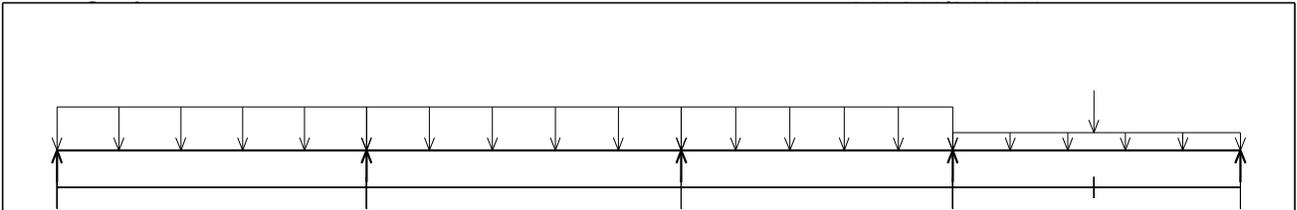
Loading

Units:kN,



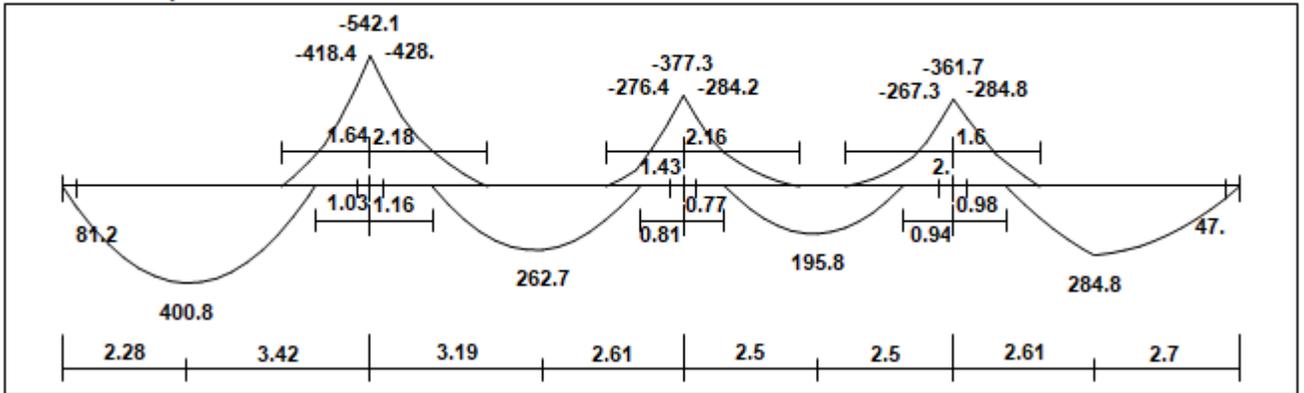
Live load -

Load factors:

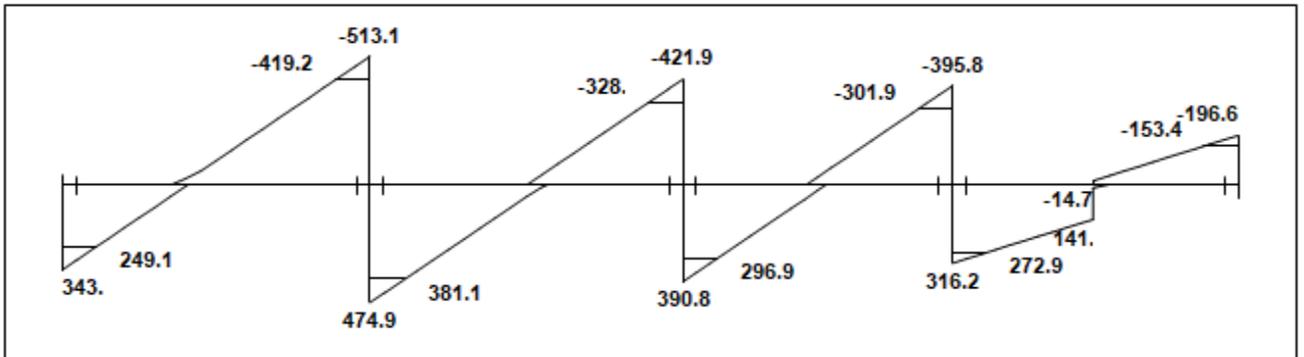


Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN, meter

Moments: spans 1 to 4



Shear



Reactions

Factored

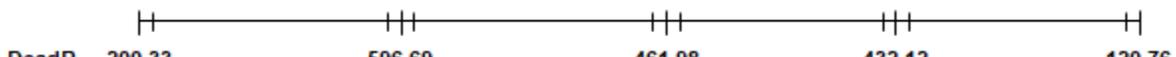


Fig 4.5: Shear & Moment Envelope Diagram (GB30)

✓ Flexural Design for (GB30):

Determine of $M_{n,max}$:

$$d = 450 - 40 - 8 - \frac{18}{2} = 293mm$$

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7} * 293 = 126.43 mm$$

$$a = \beta_1 c = 0.85 * 126.43 = 107.47 mm$$

$$M_{n,max} = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 * 24 * 107.47 * 1000 * \left(293 - \frac{107.47}{2} \right) * 10^{-6} = 938.69 KN.m$$

$$\phi M_{n,max} = 0.82 * 938.69 = 769.73 KN.m > 400.8 KN.m$$

Design as singly reinforcement

Design for positive moment:

$\phi = 0.9$ for flexural

1) $M_u = 400.8 KN/m$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{400.8 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 293^2} = 2.88 Mpa.$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 2.88}{420}} \right) = 0.00742$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00742 \times 1000 \times 393 = 2917.76 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,\min}$.

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

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 1000 \times 393 = 1146.01 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 1000 \times 393 = 1310 \text{ mm}^2 \text{ Control.}$$

$$A_{s,\min} = 1146.01 \text{ mm}^2 < A_s = 2917.76 \text{ mm}^2$$

Use 12Ø 18 Bottom, $A_{s,\text{provided}} = 3053 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 2721.36 \text{ mm}^2$ Ok

Check spacing :

$$S = \frac{8000 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - (12 \times 18)}{11} = 62.18 \text{ mm} > 25 \dots \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2917.76 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 60.07 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{60.07}{0.85} = 70.67 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{393 - 70.67}{70.67} \right) = 0.0136 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

2) $M_u = 511.5 \text{ KN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{511.5 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 493^2} = 2.33 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 2.33}{420}} \right) = 0.00590$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00590 \times 1000 \times 493 = 2908.7 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,\min}$.

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

$$A_{s,\min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 1000 \times 493 = 1437.61 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1.4}{420} 1000 \times 493 = 1643.33 \text{ mm}^2 \text{ Control.}$$

$$A_{s,\min} = 1643.33 \text{ mm}^2 > A_s = 2908.7 \text{ mm}^2$$

Use 12ø 18 Bottom, $A_{s,\text{provided}} = 3054 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 2908.7 \text{ mm}^2$. Ok

Check spacing:

$$S = \frac{8000 - 40 \cdot 2 - 10 \cdot 2 - (12 \times 18)}{11} = 62.18 \text{ mm} > 25 \dots \text{OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{2721.36 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 56.028 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{56.028}{0.85} = 65.91 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{493 - 65.91}{65.91} \right) = 0.0194 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

Design for Negative moment:

1) $M_u = -428 \text{ KN.m}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{428 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 393^2} = 3.079 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.58 \times 3.07}{420}} \right) = 0.00798$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00798 \times 1000 \times 393 = 3139.11 \text{ mm}^2.$$

Check for $A_{s,min}$.

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

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} 1000 \times 393 = 1146.01 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} 1000 \times 393 = 1300 \text{ mm}^2 \text{ Control}$$

$$A_{s,min} = 1300 \text{ mm}^2 < A_s = 3139.11 \text{ mm}^2$$

Use 13 ϕ 18 Top, $A_{s,provided} = 3308.09 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 3139.11 \text{ mm}^2$. Ok

Check spacing:

$$S = \frac{1000 - 40 \cdot 2 - 2 \cdot 10 - (13 \cdot 18)}{12} = 55.5 \text{ m} > 25 \dots \text{ OK}$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{3139.11 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 64.62 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{64.62}{0.85} = 76.03 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{393-76.03}{76.03} \right) = 0.0125 > 0.005 \quad \text{Ok}$$

✓ **Shear Design for (GB30):**

1. $V_u = 419.2 \text{ KN}$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 393 * 10^{-3} = 320.8 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 320.8 = 240 \text{ KN}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} 1000 * 393 * 10^{-3} = 131 \text{ KN}$$

$$v_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 393 * 10^{-3} = 120.18 \text{ KN control}$$

$$v_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 1000 * 393 * 10^{-3} = 641.766$$

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

$$0.75(320.8+120.18) < 419.2 < 0.75(320.8+641.766)$$

$$330.73 < 419.2 < 721.8 \dots \text{ok}$$

shear reinforcement are required.

Use 4leg Φ 10 .

$$A_v = 314.2 \text{ mm}^2 .$$

$$V_s = V_n - V_c = \frac{419.2}{0.75} - 320.8 = 238.133 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{314.2 * 420 * 393}{238.133 * 1000} = 217.785 \text{ mm} \quad (\text{control})$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{393}{2} = 196.5 \text{ mm}$$

$$\text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 4leg Φ 10 @150 mm.

Note :

Assume Φ 10 stirrups with 4 legs are used ,

$$\text{then } A_v = 4 * \frac{\pi * 10^2}{4} = 314.2 \text{ mm}^2$$

$$2. \quad V_u = 381.1 \text{ KN}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 393 * 10^{-3} = 320.88 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 320.88 = 240.6 \text{ KN}$$

$$v_{s,\min} = \frac{1}{3} b_w d = \frac{1}{3} * 1000 * 393 * 10^{-3} = 131 \text{ KN}$$

$$v_{s,\min} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 393 * 10^{-3} = 120.33 \text{ KN control}$$

$$v_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 1000 * 393 * 10^{-3} = 641.76$$

$$\frac{1}{2} \phi v_c < v_u \leq \phi v_c$$

$$0.5 * 0.75(240.6) < 381.1 > 0.75(402.53)$$

$$90.225 < 280.1 > 240.6 \dots \text{NOT OK}$$

Case 3

$$\phi v_c < v_u \leq \phi(v_c + v_s \text{ min})$$

$$240.6 < 381.1 > 330.8 \dots \dots \dots \text{NOT OK}$$

• Case 4

$$\phi(v_{c+v_s \text{ min}}) < v_u \leq \phi(v_c + v_s')$$

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

$$v_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 1000 \text{ 393}$$

$$v_{s'} = 641.77$$

$$\phi(v_{c+v_s \text{ min}}) < v_u \leq \phi(v_c + v_s')$$

$$330.8 < 381.1 \leq 721.35$$

$A_{v, \text{min}}$ Is Required

$$\frac{A_{v \text{ min}}}{s} = \frac{1 * \sqrt{f_c'} b_w}{16 * f_y t} = 0.729 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{v \text{ min}}}{s} = \frac{1 * b_w}{3 * f_y t} = 0.793 \quad (\text{control})$$

Use 4leg Φ 10 .

$$A_v = 314.2 \text{ mm}^2.$$

$$\frac{314.2}{s} = 0.793$$

S=252.33 mm

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{393}{2} = 196.5 \text{ mm}$$

$$\text{or } s_{max} \leq 600 \text{ mm}$$

Use 4 leg Φ 10 @200 mm .

4.6 Design of Column (C143)

4.6.1 Calculation of Loads act on Column (C143)

Loads acting on columns are obtained from support reaction when analyzing the supported beams.

Loads acting on column (C143) are as follows:

Table (4 - 6): Loads acting on column (C66) from Beam

Floor number	Beam number	Service Dead reaction from Beam (KN)	Service Live reaction from Beam (KN)	Self-weight of the column (KN)
Second basement	B46	858	568	$(0.80 \times 0.75 \times 7 \times 25) = 60$
The first basement	B6	483.6	360	60
ground	B11	533	370	60
first	B12	394.29	319.85	60
second	B15	539.76	367.7	60
third	B17	466.65	336	60
Forth	B18	464.16	332.64	60
Total		3307.05	1553.3	420

Dead Load = Total Service Dead reaction from Beam+ Total Self weight of the column
 = 3307 + 420 = 3727 kN

Live Load = Total Service Live reaction from Beam
 = 1553.3 kN

Factored loads (Pu) = 1.4 DL = 1.4 x 3727= 5217.8 kN.

OR Pu = 1.2 DL + 1.6 LL = 1.2 x 3727+ 1.6 x 1553. 3 = 6757.7 kN.

<< Cont.

4.6.2 Calculation of Required Dimension of Column (C143)

Total load $P_u = 6757.7 \text{ kN}$

$$P_n = 6757.7 / (0.65) = 10704.12 \text{ KN}$$

Assume $\rho_g = 2.0 \%$

$$P_n = 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$10704.12 * 10^{-3} = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$$

$$A_g = 0.4865 \text{ m}^2$$

∴ Select 80*75cm with $A_g = 60000 \text{ cm}^2$.

⇒ **Check Slenderness Effect:**

For braced system if $\lambda \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$, then column is classified as short column and slenderness effect shall not be considered.

$$\lambda = \frac{K l_u}{r}$$

Where:

l_u : Actual unsupported (unbraced) length = 3.65 m

K : effective length factor ($K = 1$ for braced frame).

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

System about x

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.65}{0.3 * 0.65} = 18.72$$

$$\lambda \leq 34 - 12(1) = 22 \leq 40$$

$$\lambda = 18.72 > 22 \therefore \text{Short about X}$$

System about Y

$$\rightarrow \lambda = \frac{1 * 3.65}{0.3 * 0.65} = 18.72$$

$$\lambda \leq 34 - 12(1) = 22 \leq 40$$

$$\lambda = 18.72 > 22 \therefore \text{Short about Y}$$

∴ **Column is Short**, So Slenderness effect will not be considered.

4.6.3 Calculation of Required Reinforcement Ratio

Since Column is short and slenderness effect will not be considered, then Design Strength of column can be calculated using the following equation:

$$\phi P_n = 0.65 * 0.8 * A_g \{0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

Where, $P_u = 6757.7$ KN

$$6757.7 * 10^3 = 0.65 * 0.8 * 750 * 800 \{0.85 * 24 + \rho_g (420 - 0.85 * 24)\}$$

$$\Rightarrow \rho_g = 0.0296 > \rho_{min} = 0.01 \text{ \& } < \rho_{max} = 0.08$$

$$A_{s \text{ req}} = 0.029 * 750 * 800 = 17760 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 25 \gg \# \text{ of bar} = \frac{17760}{490.8} = 23.19$$

\therefore Use 24 $\Phi 25$ with $A_s = 1871.45 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 17760 \text{ mm}^2$

\Rightarrow Check spacing between the bars:

$$S = \frac{750 - 2 * 40 - 2 * 10 - 12 * 25}{11} = 38.1 \text{ mm}$$

$$S = 31.8 \text{ mm} \geq \frac{4}{3} \text{ M.A.S}$$

$$\geq 40 \text{ mm}$$

$$\geq 1.5 d_b = 37.5 \text{ mm}$$

\Rightarrow Determination of Stirrups Spacing

According to ACI:

$$S \leq 16 d_b \text{ (longitudinal bar diameter)}$$

$$S \leq 48 d_t \text{ (tie bar diameter).}$$

$$S \leq \text{Least dimension.}$$

$$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b \text{ (Longitudinal bar diameter)} = 16 \times 2.5 = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Spacing} \leq 48 \times d_t \text{ (tie bar diameter)} = 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm.}$$

$$\text{Spacing} \leq \text{Least dimension} = 75 \text{ cm}$$

\therefore Select $\Phi 10/20 \text{ cm}$

Column (C143) Section is shown in figure (4-6) where bars arrangement and stirrups detailing appear:

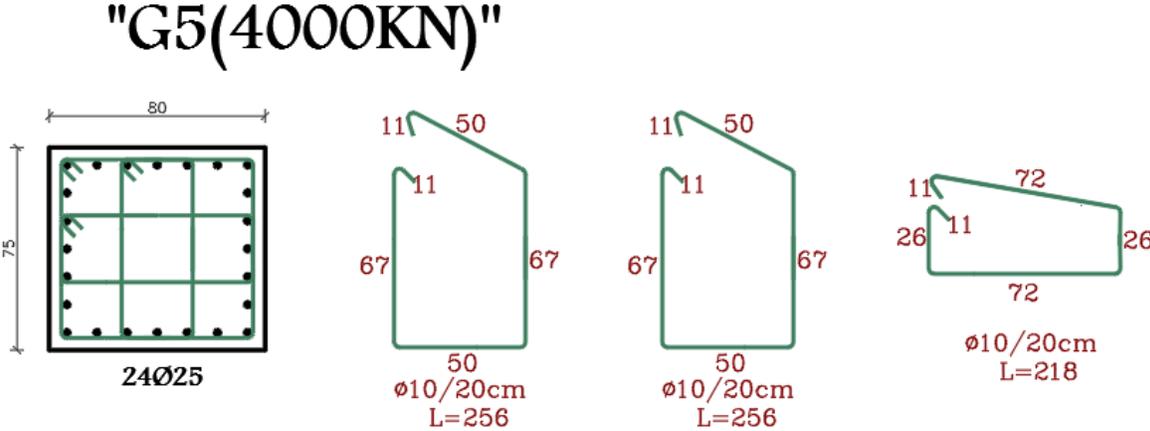


Figure (4 - 7): C143 Reinforcement Details

4.7 Design of Shear Wall

Analysis and design were done using ETABS program in which the seismic loads were taken into account. The following is a sample calculation for one of the walls, S.W2.[For detailed information see appendix C]

The following data that used in design:

- Shear Wall thickness = $h = 20$ cm
- Shear Wall length $L_w = 5.7$ m
- Building height $H_w = 28$ m
- Critical section shear : $L_w < h_w \rightarrow d = 0.8 * L_w = 0.8 * 5.7 = 4.56$ m

4.7.1 Design of Horizontal Reinforcement

Calculation of Shear Strength Provided by concrete V_c :

- Shear Strength of Concrete is the smallest of :

- 1- $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d$
 $= \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 200 \times 4560 = \mathbf{744.64 \text{ kN}} \ll \text{Controlled}$

- 2- $V_c = \frac{\sqrt{f_c'} \times b \times d}{4} + \frac{N_u \times d}{4L_w}$
 $= \frac{\sqrt{24} \times 200 \times 4560}{4} + 0 = 1116.96 \text{ kN}$

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

Where:

- $M_{u1} = 445.5$ kN.m

- $\frac{M_{u1}}{V_u} - \frac{L_w}{2} = \frac{445.5}{690.52} - \frac{2.73}{2} = -0.719 < 0 \rightarrow \text{This equation is not applicable.}$

$\therefore V_c = 356.65$ kN $\rightarrow \phi V_c < V_{u \max}^1 = 690.52$ kN \rightarrow Horizontal Reinforcement is Required.

$$\rightarrow V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{690.52}{0.75} - 356.65 = 564.05 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \frac{A_{vh}}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{564.05 * 10^3}{420 * 2184} = 0.615$$

$$\text{but } \left(\frac{A_{vh}}{s} \right)_{\min} = 0.0025 * h = 0.0025 * 200 = \mathbf{0.5} \ll \text{Controlled.}$$

→ A_{vh} : For 2 layers of Horizontal Reinforcement

Select $\emptyset 10$:

$$A_{vh} = 2 * 79 = 158 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vh}}{s} = 0.5 \rightarrow S_{req} = \frac{158}{0.5} = 316 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = L_w / 5 = 2730 / 5 = 546 \text{ mm}$$

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

$$= 45 \text{ cm} \ll \text{Controlled.}$$

∴ Select $\emptyset 10$ @ 200 mm at each side.

4.7.2 Design of Vertical Reinforcement

$$\rightarrow A_{vv} = [0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hw}{lw} \right) \left(\frac{A_{vh}}{S_{hor} * h} - 0.0025 \right)] * h * S_{ver}$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{28}{2.73} = 10.25 > 2.50$$

$$\rightarrow \frac{A_{vv}}{S_{ver}} = [0.0025 + 0.5 (0) \left(\frac{2 * 79}{250 * 200} - 0.0025 \right)] * 200$$

$$\therefore \frac{A_{vv}}{S_{ver}} = 0.5$$

$$S_{\max} = L_w / 3 = 2730 / 3 = 910 \text{ mm}$$

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

$$= 450 \text{ mm} \ll \text{Controlled.}$$

Select $\emptyset 12$:

$$A_{vv} = 2 * 113 = 226 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{vv}}{s} = 0.5 \rightarrow S_{req} = \frac{226}{0.5} = 452 \text{ mm}$$

∴ Select $\emptyset 12$ @ 150 mm at each side.

4.7.3 Design of Bending Moment

- Max Mu = 2059.7 kN.m
- Part of Moment that resisted through Avv :

$$M_{uv} = 0.9 \left[0.5 \cdot A_{sv} \cdot f_y \cdot L_w \left(1 - \frac{Z}{2L_w} \right) \right]$$

Where:

$$- A_{sv} = 2 \cdot 113 \cdot \frac{2730}{200} = 3084.9 \text{ mm}^2$$

$$- \frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot L_w \cdot h}{A_{sv} \cdot f_y}} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 24 \cdot 2730 \cdot 200}{3054.9 \cdot 420}} = 0.107$$

$$\therefore M_{uv} = 0.9 \left[0.5 \cdot 3084.9 \cdot 420 \cdot 3400 \left(1 - \frac{0.107}{2} \right) \right] = 2336.78 \text{ kN.m}$$

$$M_{uv} = 2336.78 \text{ kN.m} > M_u = 2059.7 \text{ kN.m}$$

So, Boundary Element is not required. #

from ETABS

∴ Select Ø16 @ 150 mm at each side.

4.8 Design of Basement Wall

The wall spans vertically and it is considered to be pinned at both ends as shown in figure (4-

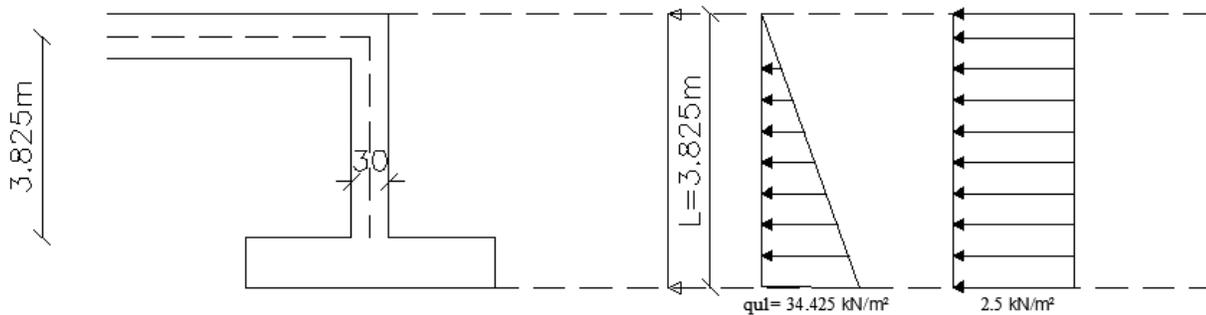


Figure (4 - 8): Basement Wall system and loads

The different lateral pressures on a 1m length of the wall are calculated as follows:

$$k_o = 1 - \sin 30 = 0.5$$

$$\text{Due to soil pressure at rest: } qu1 = k_o \cdot \gamma \cdot h = 0.5 \cdot 18 \cdot 3.825 = 34.425 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Due to surcharge: } qu2 = 5 \cdot 0.5 = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

The following are shear and moment diagrams that obtained from Atir Software.

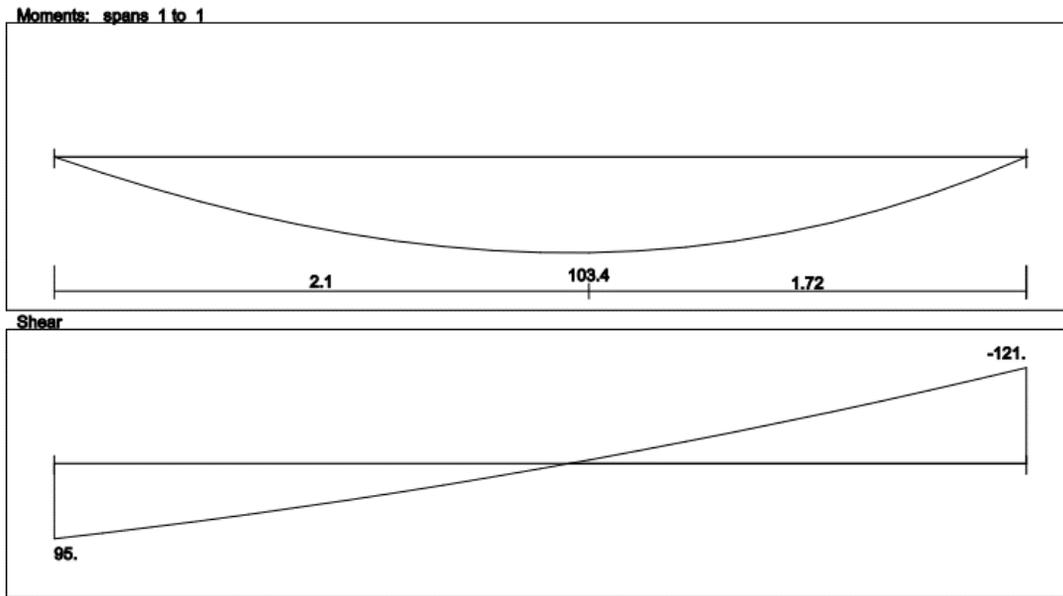


Figure (4 - 9): Moment and Shear Envelope of Basement wall

4.8.1 Design of Shear Force

Max value shear force is obtained from figure (4-13), $V_u = 121 \text{ kN}$

$$d = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

$$\phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 260 = 159 \text{ kN} > V_u$$

∴ h=30cm is correct.

4.8.2 Design of Wall Reinforcement

1. Design of Vertical Reinforcement at Tension Side:

Max value Moment is obtained from figure (4-13) , $Mu = 103.4$ kN.m

$$\rightarrow m = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.6$$

$$\rightarrow Mn = 103.4/0.9 = 114.9 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{114.9 \cdot 10^6}{1000 \cdot 260^2} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1.69 \cdot 20.6}{420}}\right) = 0.0042$$

$$\rightarrow Asreq = \rho * b * d = 0.0042 * 1000 * 260 = 1093.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\rightarrow As (\text{min}) = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 360 \text{ mm}^2 / \text{m} < As \text{ req}$$

∴ Select Ø16/15cm with As = 1206.37 mm²/m > As min

2. Design of Vertical Reinforcement Compression Side:

$$\rightarrow As = As (\text{min}) = 360 \text{ mm}^2$$

∴ Select Ø10/20cm with As = 632 mm²/m

3. Design of Horizontal Reinforcement:

$$\rightarrow As = As (\text{min}) = 0.001 * 1000 * 300 = 300 \text{ mm}^2 / \text{m} \text{ for one layer}$$

∴ Select Ø10/20cm with As = 632 mm²/m

4.9 Design of Basement Footing

⇒ Loads that act on Wall footing is obtained from ETABS where:

- $qD=210.45$ kN/m & $qL=46.47$ kN.m
- Total Service Loads: $qtot = 210.45 + 46.47 = 256.92$ kN/m
- Total Factored Loads: $qu = 1.4 * 210.45 = 294.63$ kN/m

4.9.1 Check if footing width is correct

$$\sigma_b = \frac{q_{tot}}{A_{req}} \leq \sigma_{b(allow.net)}$$

$$\therefore \frac{256.92}{1.0 * 1.0} = 256.92 < \sigma_{b(allow.net)} = 400 \text{ kN/m}^2$$

$\therefore a=1.0\text{m}$ is correct#

4.9.2 Design of one-way shear

→ Assume $h = 30\text{cm}$

→ $d = 300 - 50 - 20 = 230 \text{ mm}$

→ $V_u = 294.63 * 0.12 * 1\text{m} = 35.35 \text{ Kn}$

→ $\phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 230 = 140.8 \text{ kN} > V_u$

$\therefore h = 30 \text{ cm (SAFE) .}$

4.9.3 Design of Bending Moment

➤ **Main Steel:**

$$M_u = 294.63 * 0.35 * 1 * (0.35/2) = 18.04 \text{ kN.m}$$

→ $M_n = 18.04 / 0.9 = 20.05 \text{ kN.m}$

→ $k_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{20.05 * 10^6}{1000 * 230^2} = 0.38 \text{ MPa}$

→ $\rho = \frac{1}{20.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.38 * 20.6}{420}}) = 0.000913$

→ $A_{sreq} = 0.000913 * 1000 * 230 = 210.07 \text{ mm}^2/\text{m}$

→ $A_s(\text{min}) = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2/\text{m}$

\therefore Select $\text{Ø}12/20\text{cm}$ $5\text{Ø}12/1\text{m}$ with $A_s = 565 \text{ mm}^2 > A_{smin}$

➤ **Secondary Steel:**

→ $A_s(\text{min}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2$

\therefore Select $\text{Ø}12/20\text{cm}$ $5\text{Ø}12/1\text{m}$ with $A_s = 565 \text{ mm}^2 > A_{smin}$

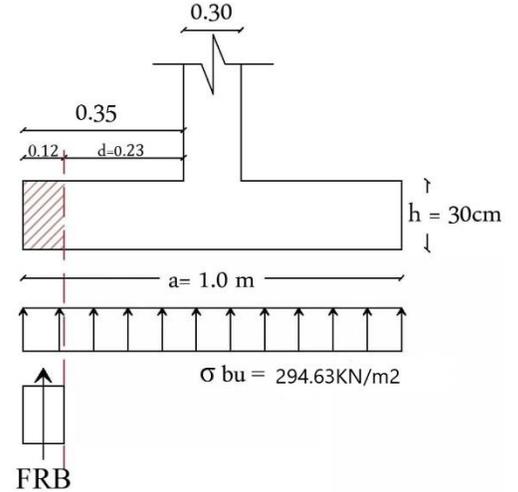


Figure (4 - 10): Critical Section of

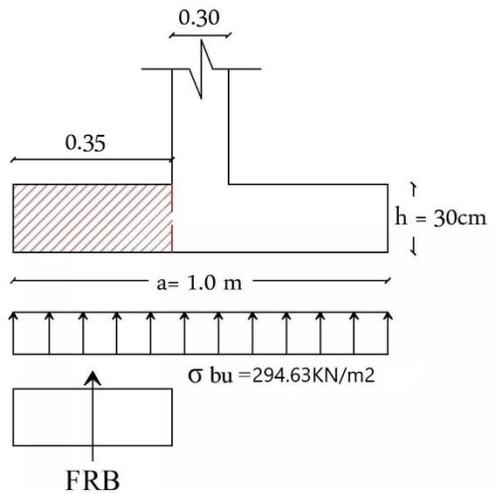


Figure (4 - 11): Critical Section of Bending Moment

The Following figure shows details of a section taken in a basement wall and its footing.

Strip Footing 1 Detail

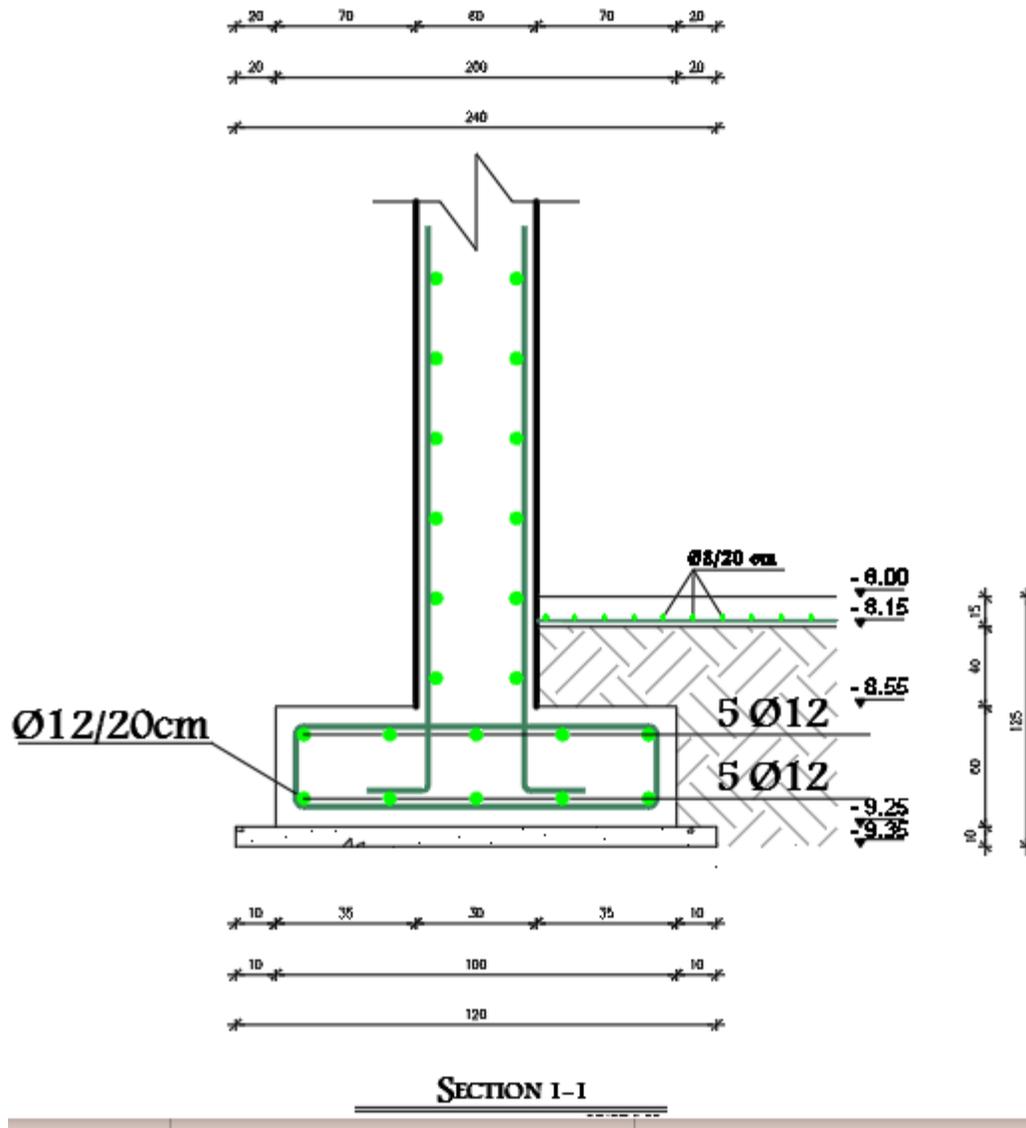


Figure (4 - 12): Basement wall Reinforcement Details

4.10 Design of Isolated Footing (G1)

Loads that act on footing G1 are:

$$- \text{PD} = 667.7 \text{ kN}, \text{PL} = 237.5 \text{ kN} \rightarrow \text{Pu} = 1.2 * 667.7 + 1.6 * 237.5 = 1180 \text{ kN}$$

The following parameters are used in design:

- $\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_{\text{soil}} = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\sigma_{\text{allow}} = 400 \text{ kN/m}^2$
- clear cover = 5cm

4.10.1 Determination of footing dimension (a)

Footing dimension can be determined by designing the soil against bearing pressure.

- Assume $h = 45 \text{ cm}$
- $\sigma_{b(\text{allow})_{\text{net}}} = 400 - 25 * 0.45 - 0.4 * 18 = 381.55 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{bu}(\text{allow} \cdot \text{net})} = 1.4 * 381.55 = 534.17 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{bu}} = \frac{\text{Pu}}{\text{A}_{\text{req}}} \leq \sigma_{\text{bu}(\text{allow} \cdot \text{net})}$

$$\therefore \frac{1180}{a^2} = 534.17 \rightarrow a = 1.48 \text{ m} \rightarrow \text{Select } a = 1.55 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{Bearing Pressure } \sigma_{\text{bu}} = \frac{\text{Pu}}{\text{A}} = \frac{1180}{1.55 * 1.55} = 222.34 \text{ kN/m}^2 \leq 534.17 \text{ kN/m}^2 \dots (\text{SAFE})$$

4.10.2 Determination of footing depth (h)

To determine depth of footing both of one- and two-way shear must be designed.

4.10.2.1 Design of one-way shear

- $d = h - \text{cover} - \phi = 450 - 50 - 12 = 388 \text{ mm}$
- V_u at distance d from the face of column:

$$V_u = FRB = \sigma_{\text{bu}} \times 0.541 \times b$$

$$= 498.60 \times 0.541 \times 1.55 = 418.1 \text{ kN}$$
- $\phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b * d$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 4200 * 388 = 997.92 \text{ kN} > V_u$$

$$\therefore \underline{h = 0.45 \text{ m is correct}} \checkmark$$

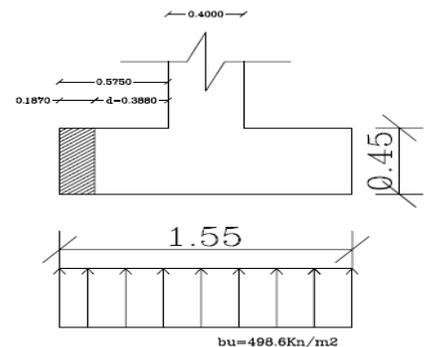


Figure (4- 13): Critical Section of Shear Force

4.10.2.2 Design of Punching (two-way shear)

- $d = 388 \text{ mm}$
- $b_o = 2*(0.45+0.388)+2*(0.4+0.388) = 3252 \text{ mm}$
- $B_c = 1$
 - $\alpha_s = 40$ (interior column)

$$V_u = 534.17*(1.55*1.55 - (0.45+0.388)(0.4+0.388)) = 930.6 \text{ kN}$$

$\phi \times V_c$ is the smallest of:

$$\begin{aligned} 1. \quad V_c &= \left(2 + \frac{4}{B_c}\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= \left(2 + \frac{4}{1}\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3252 \times 388 \\ &= 3090.70 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \quad V_c &= \left(\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2\right) \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= \left(\frac{40 \times 388}{3252} + 2\right) \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3252 \times 388 \\ &= 3298.22 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \quad V_c &= 4 \times \frac{\sqrt{f_c'}}{12} \times b_o \times d \\ &= 4 \times \frac{\sqrt{24}}{12} \times 3252 \times 388 = 2060.47 \text{ kN} \dots \leftarrow \text{cont.} \end{aligned}$$

$$\rightarrow \phi \times V_c = 0.75 \times 2060.47 = 1545.35 \text{ kN} > V_u = 930.6 \text{ kN}$$

$\therefore h = 0.45 \text{ cm}$ is correct ✓

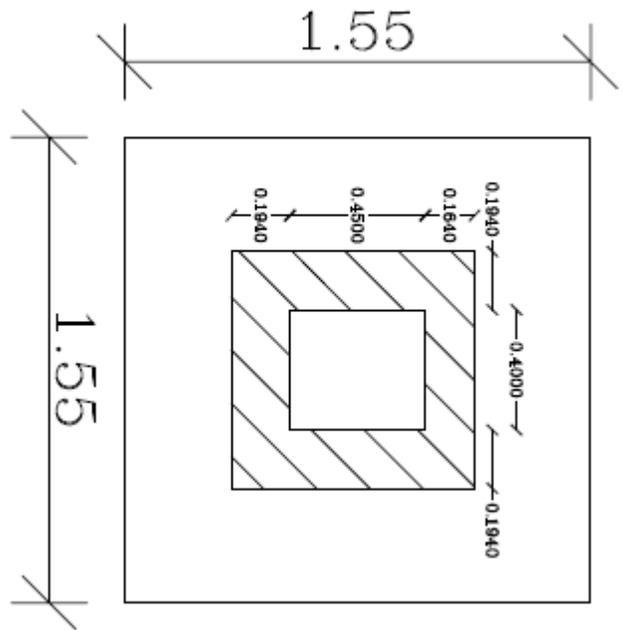


Figure (4 - 14): Punching Shear Critical Section

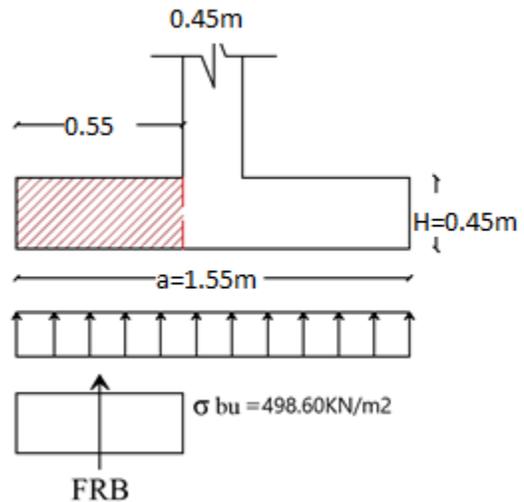


Figure (4 - 15): Critical Section of Bending Moment

4.10.3 Design of Reinforcement

$$M_u = 498.60 * 0.575 * 1.55 * (0.575/2) = 127.76 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rightarrow M_n = 127.76 / 0.9 = 142 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow kn = \frac{M_n / \phi}{b * d^2} = \frac{142 * 10^6}{1550 * 388^2} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * KN * m}{F_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.61 * 20.6}{420}} \right) = 0.00147$$

$$\rightarrow A_{sreq} = \rho * b * d = 0.00147 * 1550 * 388 = 884.058 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s (\text{min}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1550 * 450 = 1255.5 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{sreq} > A_s (\text{min})$$

\therefore Select for both directions: 13Ø12 with $A_s = 1470.26 \text{ mm}^2 > A_{min} \dots$ (ok)

4.10.4 Design the Connection between Column & Footing

→ Design of bearing pressure at section of column:

$$\begin{aligned}\emptyset \times Pnb &= 0.65 \times 0.85 \times f_c' \times A1 \geq Pu \\ &= 0.65 \times 0.85 \times 24 \times 400 \times 450 = 2386.8 \text{ kN} > Pu = 1180 \text{ kN}\end{aligned}$$

∴ **Dowels are required to transfer the load between column and footing**

→ **Design of Dowels:**

The dowels will carry the difference between ($\emptyset \times Pn$) and (Pu) .

- $F_y \cdot Asreq = \Delta P$
- $420 \cdot Asreq = \frac{(4011.8 - 2386.8)}{0.65}$
- $Asreq = 2500 \text{ mm}^2$
- $As \text{ min for dowels} = 0.005 \times A1 = 0.005 \times 400 \times 450 = 900 \text{ mm}^2$
- $Asreq > As \text{ min}$

∴ **Select 10Ø18 which is just like the reinforcement of column.**

→ **Check Compression lap splice between steel of column and dowels (Lsc):**

$$Lsc \text{ req} = 0.071 \times f_y \times db = 0.071 \times 420 \times 18 = 536.76 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

∴ **Select Lsc = 57.5 cm > Lsc req = 53.6 cm**

→ **Design of compression development length (Ldc):**

- $Ldc = 0.24 \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times db = 0.24 \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times 18 = 370.36 \text{ mm} \dots \checkmark \text{ cont.}$
- $Ldc = 0.043 \times f_y \times db = 0.043 \times 420 \times 18 = 325.08 \text{ mm}$
- ∴ **Ldc req = 370.36 mm**
- $Available \ Ldc = 450 - 50 - 12 - 12 = 376 \text{ mm} > Ldc \text{ req} = 370.36 \text{ mm} \dots \text{ok}$

→ **Check tension development length using simplified method (Ldt):**

Since we have a footing, it must satisfy two conditions to be considered under category A, otherwise it will be considered as category B:

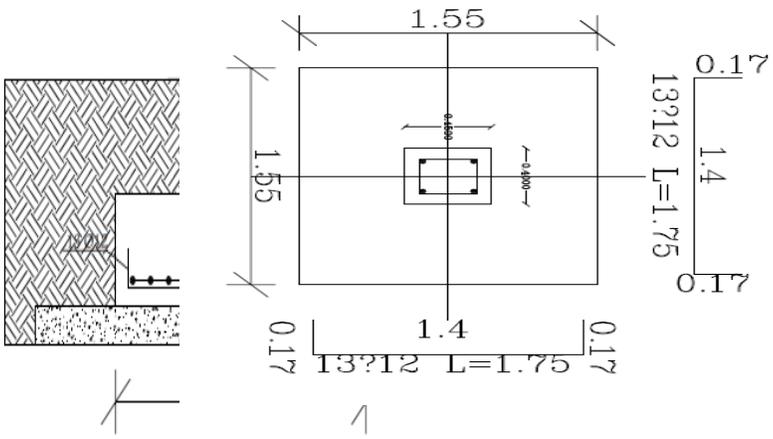
$$1- \text{Clear lateral spacing} = \frac{1550 - (2 \times 50) - (27 \times 112)}{26} = 129.53 \text{ mm} > 2db = 24 \text{ mm} \checkmark$$

$$2- \text{Clear cover} = 50 \text{ mm} > 1 \text{ db} = 12 \text{ mm} \checkmark$$

⇒ Category A

Design of tension development length (Ldt):

- $Ld, \text{ req} = \frac{12}{20} \times \frac{f_y}{f_c'} \times \frac{\phi_t \times \phi_e}{\lambda} \times db = \frac{12}{20} \times \frac{420}{24} \times \frac{1 \times 1}{1} \times 18 = 189 \text{ mm}$
- $Ld, \text{ available} = \frac{1550 - 600}{2} - 50 = 425 \text{ mm} > Ld, \text{ req} \dots \text{(ok)}$

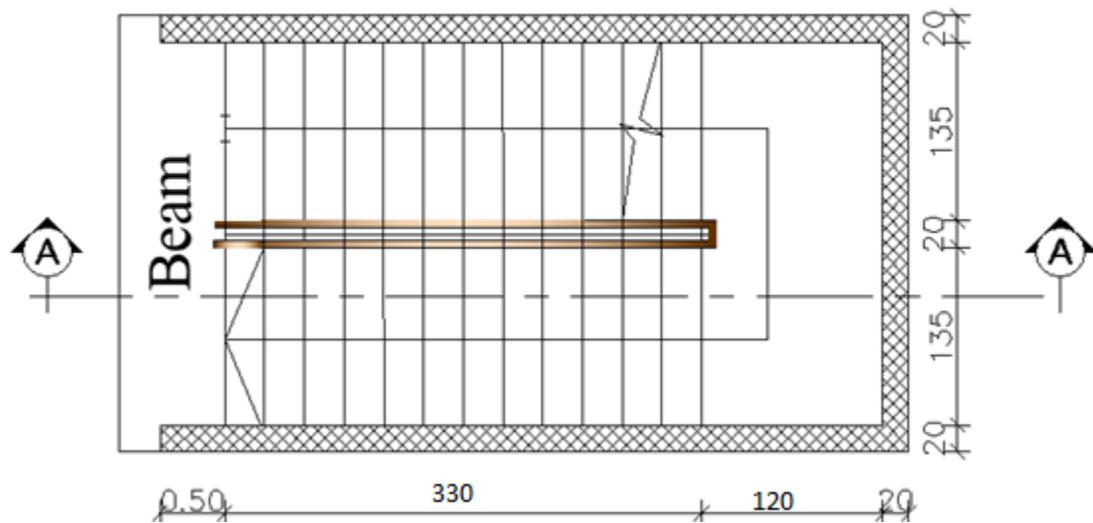


Reinforcement

Figure (4 - 16): F7 Details

4.11 Design of Stairs

The following figure shows a top view of the stairs:



4.11.1 Design of flight

The structural system of the flight is shown in figure (4-22) and the following steps explain the design procedure of the flight:

1. Determination of flight thickness:

Limitation of deflection: $h \geq \text{minimum } h$

$$h (\text{min}) = L/20 = 310/20 = 15.5\text{cm}$$

\therefore Select $h = 15 \text{ cm}$, but shear and deflection must be checked

$$\text{Angle } (\alpha): \tan(\alpha) = 16.7/30 \rightarrow \alpha = 29^\circ$$

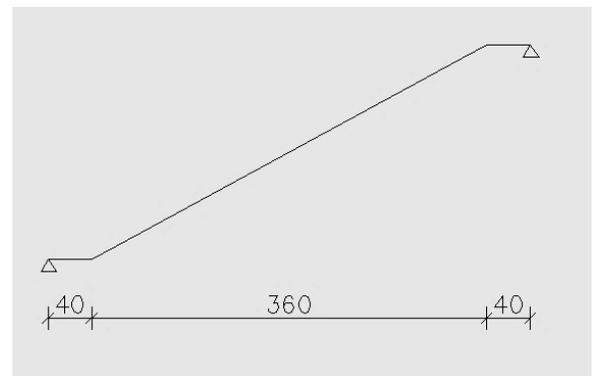


Figure (4 - 17): Structural system of flight

2. Loads calculation:

Figure (4-23) shows a section in the flight in which the layers carried by the flight appear.

Table (4 - 7): Calculation of Dead Loads that act on Flight

Flight Dead Loads
Flight = $(0.15 * 25 * 1) / \cos (29) = 4.28 \text{ kN/m}$
Plaster = $(0.03 * 22 * 1) / \cos (29) = 0.75 \text{ kN/m}$
Hor.Mortar = $0.03 * 22 * 1 = 0.66 \text{ kN/m}$
Ver.Mortar = $0.03 * 22 * (\frac{0.167}{0.3}) = 0.36 \text{ kN/m}$
Hor.Tiles = $0.04 * 23 * (\frac{33}{30}) = 1 \text{ kN/m}$
Ver.Tiles = $0.03 * 23 * (\frac{0.167}{0.3}) = 0.38 \text{ kN/m}$
Triangle = $0.5 * 0.167 * 25 = 2.08 \text{ kN/m}$
Sum=9.51 kN/m

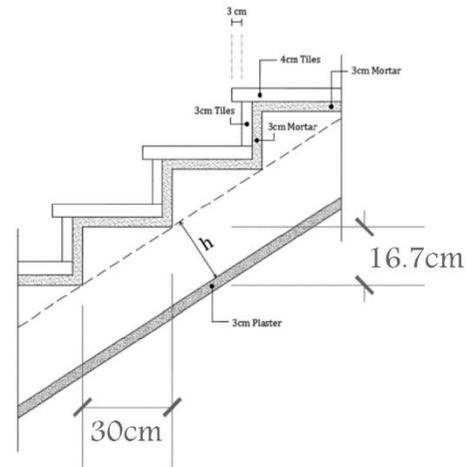


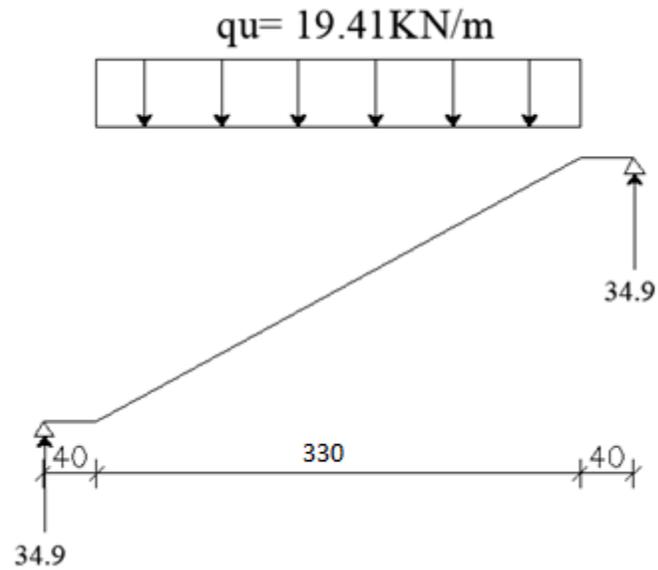
Figure (4 - 18): Section of The Flight

Factored Loads:

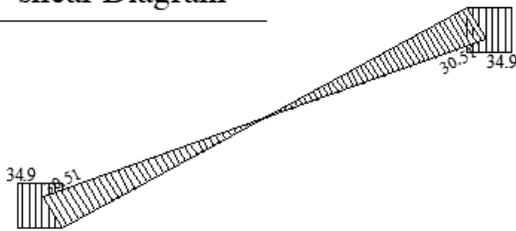
$$q_u = 1.2 * 9.51 + 1.6 * 5 = 19.41 \text{ kN/m}$$

$$A_u = 19.41 * 3.6 / 2 = 34.9 \text{ kN}$$

3. Analysis: The following figures show shear and moment Diagrams resulted from analysis of the flight



shear Diagram



Moment Diagram

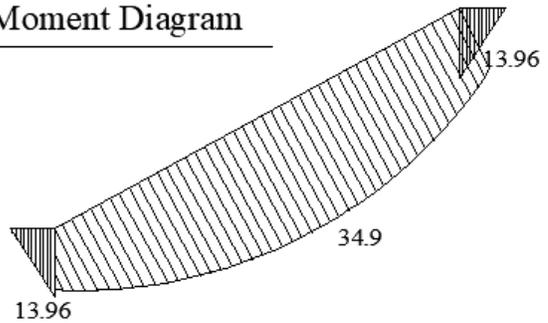


Figure (4 - 19): Analysis of the flight

4. Design:

- Design of Shear Force:

$$\begin{aligned}
 d &= 150 - 20 - (12/2) = 124 \text{ mm} \\
 \phi \times V_c &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{F_c'} * b_w * d \\
 &= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 124 \\
 &= 75.9 \text{ kN} > V_u \text{ max} = 34.9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

∴ No Shear Reinforcement is Required

- **Design of Bending Moment:**

$$\rightarrow m = \frac{F_y}{0.85 * F_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rightarrow kn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{34.9 * 10^6 / 0.9}{1000 * 124^2} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * KN * m}{F_y}}\right) = \frac{1}{19.6} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.50 * 20.6}{400}}\right) = 0.0061$$

$$\rightarrow A_{sreq} = \rho * b * d = 0.0061 * 1000 * 124 = 756.4 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_{s \text{ min}} = 0.0018 * 1000 * 16.7 = 300.6 \text{ mm}^2$$

∴ **Select Ø14/20 with $A_s = 769 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}}$ For Main Reinforcement**

For secondary Reinforcement select Ø10 /20 with $A_s = 395 \text{ mm}^2 = A_{s \text{ min}}$

→ **Check Spacing:**

$$20\text{cm} > S \text{ min} = 2.5 + 1.0 = 3.5 \text{ cm or } 2 * (1.0) = 2.0 \text{ cm ... ok}$$

$$20\text{cm} < S \text{ max} = 3 * 15 = 45 \text{ cm ... ok}$$

→ **Check Strain:**

$$C = T$$

$$0.85 * f_c' * a * b = A_s * f_y$$

$$0.85 * 24 * a * 1000 = 300.6 * 420$$

$$a = 5.89 \text{ mm} \rightarrow X = a/\beta = 5.89/0.85 = 6.18 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.003 * d}{x} - 0.003 = \frac{0.003 * 124}{6.18} - 0.003$$

$$\therefore \epsilon_s = 0.057 > 0.005 \text{ } \phi = 0.9 \text{ (OK)}$$

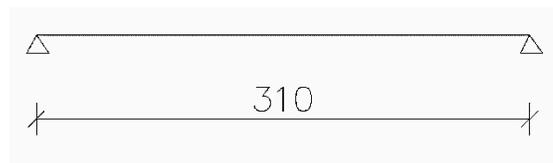
4.11.2 Design of Landing

The structural system of the landing is shown in figure (4-25) and the following steps explain the design procedure of it :

- **Determination of Landing thickness :**

Limitation of deflection:

$$h \geq \text{minimum } h$$



$$h \text{ (min)} = L/20 = 310/20 = 15.5 \text{ cm}$$

Figure (4- 20): Structural system of landing

∴ Select $h = 15 \text{ cm}$, but shear and deflection must be checked.

• **Loads calculation:**

Figure (4-26) shows a section in the landing in which the layers carried by the landing appear.

Table (4 - 8): Calculation of Dead Loads that act on Landing

Landing Dead Loads
Tiles = $0.03 \times 23 \times 1 = 0.7 \text{ kN/m}$
Mortar = $0.03 \times 22 \times 1 = 0.4 \text{ kN/m}$
Sand = $0.07 \times 16 \times 1 = 1.1 \text{ kN/m}$
Slab = $0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ kN/m}$
Plaster = $0.02 \times 22 \times 1 = 0.4 \text{ kN/m}$
Sum = 6.35 kN/m

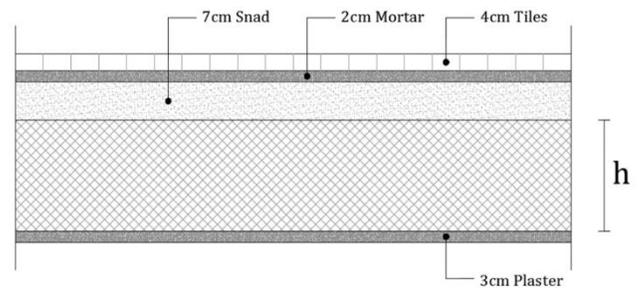


Figure (4 - 21): Section of The Landing

Factored Loads:

$$q_u = 1.2 \times 6.35 + 1.6 \times 5 = 15.62 \text{ kN/m}$$

The landing carries (dead load & live load of landing + support reaction resulted from the

flight)

$$q_u = 15.62 + \text{Support reaction of flight} = 15.62 + 34.9 = 50.52 \text{ kN/m}$$

→ **Analysis:**

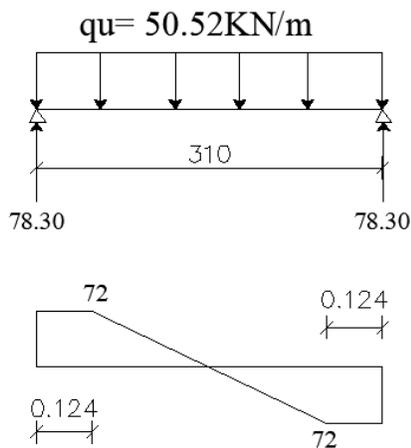


Figure (4 - 22): Analysis of Landing

$$d = 150 - 20 - (12/2) = 124 \text{ mm}$$

$$V_{u \max} = 78.30 - (50.52 \times 0.124) = 72 \text{ kN}$$

$$M_{u \max} = \frac{50.52 \times 3.1^2}{8} = 60.68 \text{ kN.m}$$

→ **Shear Force Design:**

$$d = 124 \text{ mm} \ \& \ V_{u \max} = 72 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 124 = 75.9 \text{ kN} > V_u \text{ max} = 72 \text{ kN}$$

∴ No Shear Reinforcement is Required #

→ **Bending Moment Design: (Mu max = 60.68 kN.m)**

- m = 20.6
- kn = $\frac{60.63 * 10^6 / 0.9}{1000 * 124^2} = 4.34 \text{ MPa}$
- $\rho = \frac{1}{19.6} * (1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 4.34 * 20.6}{420}}) = 0.012$
- Asreq = 0.012 * 1000 * 124 = 1488 mm²
- As min = 0.0018 * 1000 * 150 = 270 mm²

∴ Select Ø14 / 10cm with As = $\frac{\pi * 14^2}{4} * \frac{100}{10} = 1540 \text{ mm}^2 > \text{As req} \dots$ For Main Reinforcement

⇒ Check Spacing:

$$15 \text{ cm} > \mathbf{S \text{ min}} = 2.5 + 1.0 = \mathbf{3.5 \text{ cm}} \text{ or } 2 * (1.0) = \mathbf{2.0 \text{ cm}} \dots \text{ok}$$

$$15 \text{ cm} < \mathbf{S \text{ max}} = 3 * 15 = \mathbf{45 \text{ cm}} \dots \text{ok}$$

⇒ Check Strain:

$$C = T$$

$$0.85 * f_c' * a * b = A_s * f_y$$

$$0.85 * 24 * a * 1000 = 1026 * 420$$

$$a = 20.11 \text{ mm} \rightarrow X = a / \beta = 20.11 / 0.85 = 23.66 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.003 * 124}{23.66} = -0.003$$

∴ $\epsilon_s = 0.012 > 0.005 \dots \phi = 0.9 \text{ (OK)}$

The following figure shows section A-A of the stairs in which reinforcement detailing appears.

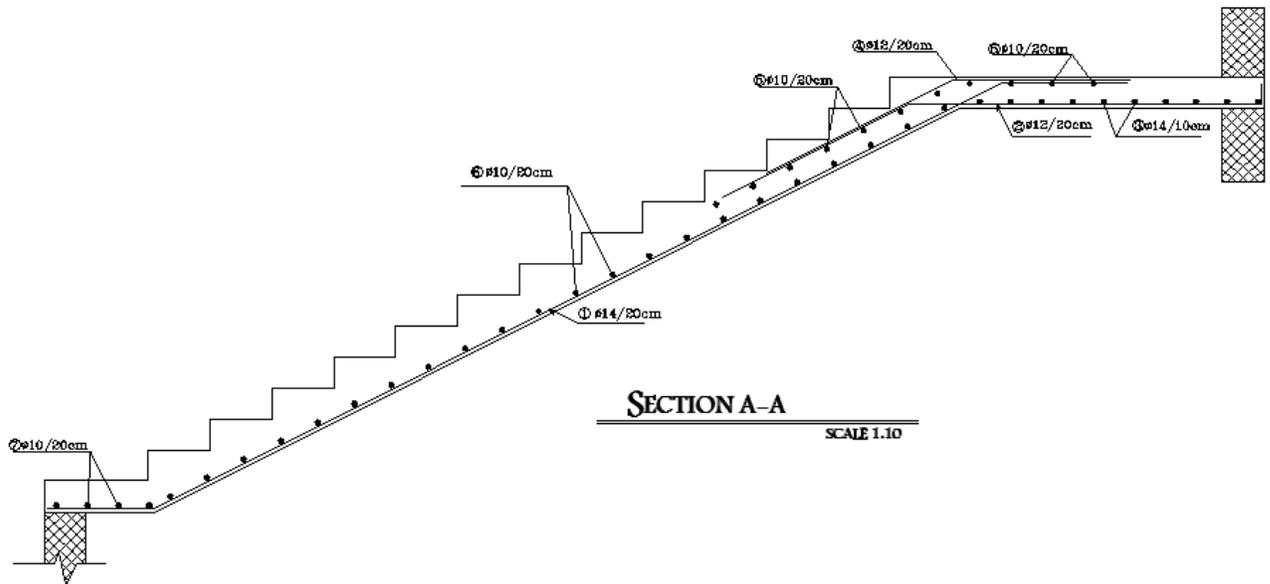


Figure (4 - 23): Reinforcement Details of Stairs

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات والمراجع

1-5 مقدمة.

2-5 النتائج.

3-5 توصيات.

4-5 المراجع.

1-5 مقدمة

بعد الانتهاء من المشروع والتعامل مع المشكلات التي تمت مواجهتها أثناء العمل عليه، من الضروري تلخيص النتائج التي تم التوصل إليها وإعطاء بعض التوصيات التي ستكون مفيدة للطلاب الذين سيعملون على مثل هذه المشاريع.

ومن أبرز هذه المشكلات تقوس الجسور التي تم حلها باستخدام جسور متدلية للأسفل. بعد التعامل مع هذه المشكلة، تم عمل تصميم كامل لجميع العناصر الإنشائية وعرضت نتائج التصميم على شكل مخططات.

3-3 النتائج :-

فيما يلي النتائج التي تم التوصل إليها أثناء العمل في هذا المشروع :-

1. أهم خطوة قبل البدء في التصميم هي دراسة المخططات المعمارية بعناية لتوزيع الأعمدة بشكل صحيح.
2. الخلفية النظرية مهمة ولكنها ليست كافية، والخبرة التي يتم التوصل إليها من خلال ممارسة التصميم هي الأهم، فهي تساعد المهندس على أن يكون قادرًا على حل أي مشكلة قد تظهر في المشروع.
3. اكتساب الخبرة في استخدام البرامج الإنشائية لا يمكن الوصول إليه دون فهم المفاهيم الأساسية للتصميم الإنشائي.
4. عند اختيار النظام الإنشائي، من الأفضل توزيع الأعصاب في الاتجاه الطويل والجسور في الاتجاه القصير لتقليل الأحمال التي على الجسور مما يؤدي إلى تقليل التسليح مما يعني تقليل التكاليف.

2-3 التوصيات

هذا المشروع له دور مهم في توسيع فهم مشاريع البناء، لذلك بعد الانتهاء من هذا المشروع، يجب ذكر بعض التوصيات التي قد تساعد الطلاب الذين سيعملون على مثل هذه المشاريع بعدنا.

بداية، كان لا بد من إعداد الرسومات المعمارية ودراستها بعناية لاختيار النظام الإنشائي الأنسب، يعد جمع البيانات عن المشروع خطوة مهمة حيث أن دراسة الموقع ونوع التربة مهمان في اختيار مواد البناء التي سيتم استخدامها. قبل البدء في تصميم المبنى، يجب عمل تخطيط إنشائي جيد لتحديد موقع الأعمدة والجسور وجدران القص لتتناسب مع المخططات المعمارية.

قبل التنفيذ يجب استكمال المخططات الكهربائية والميكانيكية للمشروع لإدخال أي تعديلات ممكنة على المخططات الإنشائية أو المعمارية، ويوصى بحضور مهندس مشرف أثناء تنفيذ المشروع، والالتزام بالمخططات والشروط، لإكمال المشروع بأفضل طريقة.

2-3 المراجع

- [1] Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE7-16).
- [2] Building code requirements for structural concrete (ACI-318-14), USA: American Concrete Institute, 2014.
- [3] كود البناء الأردني، كود الأحمال والقوى، عمان، الأردن: مجلس البناء الوطني الأردني، 2006م.