

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية

مشروع التخرج

فندق وطن السياحي – حلحول

فريق العمل :-

نمر محمد شكارنة

معنص منار قفديشة

مجدى ماهر أبو غوش

إشراف :-

م. حمدي ادعيس

الخليل – فلسطين

2024 – 2025

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية

مشروع التخرج

فندق وطن السياحي – حلحول

فريق العمل :-

م. محمد شكارنة

م. معن منار قفدشة

م. مجدي ماهر أبو غوش

بناء على توجيهات الاستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع اعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع الى دائرة الهندسة المدنية في كلية الهندسة للوفاء بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع رئيس الدائرة

د. غادي زكارنة

توقيع المشرف

م. حمدي ادعيس

2024 – 2025

## ملخص المشروع

تم إعداد هذه الدراسة كمقدمة لمشروع التخرج، وهي مقدمة لمشروع التصميم الإنشائي لفندق وطن السياحي – حلحول. تتلخص فكرة المشروع في التصميم الإنشائي لفندق وطن السياحي في مدينة حلحول، مشتملاً على كافة المرافق التي يتطلبها أي فندق سياحي، الهدف الأساسي للمشروع هو عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من أساسات وجدران وأعمدة وجسور و عقدات والعديد من العناصر الإنشائية الأخرى في المبنى.

يتكون مبنى الفندق من 7 طوابق، طابق تسوية واحد (مواقف سيارات) وطابق أرضي مُعدّ للاستقبال ومكوّن من صالات متعددة الاستعمال، وطابق أول مكوّن من قاعة رياضية وبعض المتاجر، قاعة إنترنت وصالة استراحة، وطابق ثاني وثالث ورابع مكوّن من غرف نوم، وطابق خامس عبارة عن صالات طعام ومقهى.

حيث تبلغ المساحة الكلية للمشروع 12158 متر مربع، تم الاهتمام من قبل المهندس المصمم بكافة التفاصيل من حيث توزيع الفراغات بشكل متناسق ويتناسب مع الغاية الوظيفية لكل جزء في المبنى، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى.

أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI\_318\_14)، كما وسيتم اعتماد الكود الأردني للأحمال والقوى.

ولا بد من الإشارة الى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :-

Beamd, Microsoft Office, Etabs , Safe , Revit, Sp column , Autocad ,  
found

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

## Abstract

### The Structural design of Al-Watan Hotel - Halhoul

work team :-

**Majdi Maher Abu gosh**      **Mutasem Manar Qafeshah**  
**Nemer Jihad Shakarneh**

Supervisor :-

**Eng. Hamdi Idais**

2024 – 2025

This study was prepared as an introduction to the graduation project, and it is an introduction to the structural design project for Al-Watan Hotel - Halhoul. The idea of the project is summarized in the structural design of the Al-Watan Hotel in the city of Halhoul, including all the facilities required by any tourist hotel. The primary goal of the project is to make the structural design for all the structural elements that the project contains, from foundations, walls, columns, bridges, slabs, and many other structural elements in the Building.

The hotel building consists of 7 floors, one basement floor (parking), a ground floor consists of reception and multi-use halls, a first floor consisting of a sport hall and some shops, an internet hall and a lounge, a second, third and fourth floor consisting of bedrooms, and a fifth floor consisting of dining halls and a café.

For structural analysis and design, we will use the American code ( ACI\_318\_14) with the aid of some computer programs such as : AutoCAD , ATIR, Microsoft Office, and for loads and forces we will use the Jordanian Code.

The project will include a detailed structural study of defining and analyzing the structural elements and the various loads expected and preparing the executive plans for all structural elements of the ho

## الإهداء

إلى ... المعلم الأول ... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبد الله

إلى ... أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى ... أبي العزيز.

إلى ... نبع العطاء وسيل الحنان إلى ... أمي العزيزة .

إلى ... عنوان سعادتي إلى ... إخوتي الأعزاء .

إلى ... هبة السماء ... أصدقائي الأوفياء .

إلى ... الشموع التي احترقت لتنير الدرب ... إلى أساتذتي .

إلى ... من عرفتهم في هذا الصرح العلمي ... زملائي وزميلاتي .

إلى ... منهل العلم إلى ... جامعتي .

إلى ... من أحبني وأحبيته .

تقدم هذا البحث

## الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول ومنير الدروب لله عز وجل .

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى بانية الجيل الواعد .... جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية .... بطاقمها التدريسي و الإداري .

إلى من رافقنا رحلتنا وأنار لنا الطريق..... م. فيضي شبانة.

إلى المشرف على هذا البحث ..... م. حمدي أديس

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

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

# المحتويات

## فهرس المحتويات

رقم الصفحة	الموضوع
I	صفحة الغلاف.
II	تقييم مقدمة مشروع التخرج.
III	الملخص باللغة العربية.
IV	الملخص باللغة الانجليزية.
V	الاهداء
VI	الشكر والتقدير.
VII-VIII-IX-	فهرس المحتويات.
X	فهرس الجداول.
XI	فهرس الأشكال .
XII-XIII	LIST OF ABBREVIATIONS (قائمة الاختصارات)
XIV	

1	الفصل الأول: المقدمة
2	1.1 المقدمة.
2	1.2 أهداف المشروع.
3	1.3 مشكلة المشروع.
3	1.4 حدود مشكلة المشروع.
3	1.5 الكود المعتمد و البرامج المستخدمة.
3	1.6 فصول المشروع.
4	1.7 إجراءات المشروع.
5	الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع.
6	2.1 لمحة عامة عن المشروع.
7	2.2 موقع المشروع.
8	2.3 حركة الشمس والرياح.
8	2.4 الرطوبة.
	2.5 وصف المساقط الأفقية.
9	2.5.1 طابق التسوية ( الكراج).
10	2.5.2 الطابق الأرضي.
11	2.5.3 الطابق الأول.
12	2.5.4 الطابق الثاني والثالث مكرر.
13	2.5.5 الطابق الرابع
14	2.5.6 الطابق الخامس (روف).
15	2.6 وصف الواجهات.

15	2.6.1 الواجهة الغربية.
16	2.6.2 الواجهة الشرقية.
17	2.6.3 الواجهة الجنوبية.
18	2.6.4 الواجهة الشمالية.
19	2.6.5 مقطع A-A.
19	2.6.6 مقطع B-B.
20	2.7 وصف الحركة والمداخل.
21	الفصل الثالث: الوصف الإنشائي.
22	3.1 المقدمة.
22	3.2 هدف التصميم الإنشائي.
23	3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.
23	3.4 الأحمال.
23	3.4.1 الأحمال الميتة.
24	3.4.2 الأحمال الحية.
24	3.4.3 الأحمال البيئية.
25	3.5 العناصر الإنشائية.
26	3.5.1 العقدات.
26	3.5.1.1 العقدات المصمتة.
27	3.5.1.2 العقدات المسطحة.
28	3.5.1.3 عقدات العصب ذات الإتجاه الواحد.
29	3.5.1.4 عقدات العصب ذات الإتجاهين.
30	3.5.2 الجسور.
31	3.5.3 الأعمدة.
32	3.5.4 الجدران الحاملة ( جدران القص).

33	3.5.5 الأساسات.
34	3.5.6 الأدرج.
35	3.5.7 الجدران الإستنادية.
36	3.5.8 فواصل التمدد
37	3.5.9
42	<b>الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي .</b>
43	4.1 المقدمة.
43	4.2 المعاملات للاحمال. (Factored load)
44-46	4.3 تحديد سمك العقدة.
47-49	4.4 تصميم ال-توبينج-
49-55	4.5 تصميم عقدة اعصاب ذات اتجاه واحد (عصب رقم 1).
56-62	4.6 تصميم الجسر ( B-B 29).
63-70	4.7 تصميم عقدة اعصاب ذات اتجاهين
71-83	4.8 تصميم الدرج
84-89	4.9 تصميم عامود
90-92	4.10 تصميم جدار قص
93-96	4.11 تصميم جدار تسوية
97-104	4.12 تصميم الاساسات
105	<b>الفصل الخامس : نتائج وتوصيات .</b>
106	5.1 المقدمة
107	5.2 التوصيات
107	5.3 المراجع

## فهرس الجداول

رقم الصفحة	الجدول	رقم الجدول
4	الجدول الزمني للمشروع.	1.1
23	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	3-1
25	قيمة احمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	3-2
44	سمك لعقدة اعصاب ذات اتجاه واحد	9.5(a)
45	الاحمال الميتة لعقدة اعصاب ذات اتجاه واحد	4.1
65	<b>Dead load on topping</b>	4.2
67	<b>Dead load of flight</b>	4.6
77	<b>Dead load of mid- landing</b>	4.7

---

## فهرس الأشكال

رقم الصفحة	الشكل	رقم الشكل
6	رسم ثلاثي الأبعاد للمشروع	1-1
7	خارطة الموقع	1-2
8	صورة جوية لأرض المشروع المقترح ومخطط الوضعية	2-2
9	مخطط طابق التسوية	2-3
10	مخطط الطابق الأرضي	2-4
11	مخطط الطابق الأول	2-5
12	مخطط الطابق الثاني والثالث (مكرر )	2-6
13	مخطط الطابق الرابع	2-7
14	مخطط الطابق الخامس (الروف)	2-8
15	الواجهة الغربية	2-9
16	الواجهة الشرقية	2-10
17	الواجهة الجنوبية	2-11
18	الواجهة الشمالية	2-12
19	مقطع A-A	2-13
19	مقطع B-B	2-14
26	عقدة مسطحة	3-1
27	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	3-2
27	عقدات العصب ذات الإتجاهين	3-3
29	الجسور الناقطة والمسحورة	3-4
30	أحد أشكال الأعمدة	3-5
31	جدار القص	3-6
32	الأساسات	3-7
33	الدرج	3-8
34	جدار التسوية	3-9
36	فواصل التمدد	3-10
37	Frame deformation	33
38	Frame with no seismic design	34
38	Crakes in frame with no seismic design	35
39	Frame with seismic design	36
40	Frame deformation with seismic design	37

## LIST OF ABBREVIATIONS

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

- $W_c$  = weight of concrete.
- $W$  = width of beam or rib.
- $W_u$  = factored load per unit area.
- $\Phi$  = strength reduction factor.
- $\epsilon_c$  = compression strain of concrete = 0.003.
- $\epsilon_s$  = strain of tension steel.
- $\epsilon'_s$  = strain of compression steel.
- $\rho$  = ratio of steel area

## الفصل الأول

### المقدمة

# Chapter

# 1

---

المقدمة.	1.1
أهداف المشروع.	1.2
مشكلة المشروع.	1.3
حدود مشكلة المشروع.	1.4
الكود المعتمد و البرامج المستخدمة.	1.5
فصول المشروع.	1.6
إجراءات المشروع.	1.7

## 1.1 المقدمة:

الإنسان بطبيعته يحتاج إلى الترفيه عن نفسه والاهتمام بصحته ونفسيته ، وتتطلب بعض الأنشطة وجود مكان خاص للقيام بها، وهذا المكان يجب أن يحتوي على جميع الوسائل التي تؤمن له الراحة والأمان، وكيف لا عندما يكون هناك مبنى يضم جميع متطلبات الراحة والرفاهية للفرد وللعائلة ككل.

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدمية المختلفة ببعضها البعض، إذ يختلف تصميم المبنى السياحي عن غيره من أنواع المباني الأخرى مثل المباني السكنية أو التجارية أو الصناعية وغيرها، وأما من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار. كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى مكون من 7 طوابق وهو مشروع متنوع من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور و عدة انواع من العقود بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقود وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

## 1.2 أهداف المشروع:

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

1. اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2. القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3. تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.
5. تعزيز العمل ضمن فريق وتوزيع المهام لكل فرد بما يحقق مصلحة المشروع.

### 1.3 مشكلة المشروع:

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى فندق "وطن" السياحي وهو متعدد الطوابق، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات والجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

### 1.4 حدود مشكلة المشروع:

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني 2023-2024 والأول من السنة الدراسية 2024-2025 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني ومشروع التخرج في الفصل الأول. ويقع المبنى الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة حلحول – شعب حسن-.

### 1.5 الكود المعتمد والبرامج المستخدمة:

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل ( AutoCad, Atir... ) .
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point .

### 1.6 فصول المشروع:

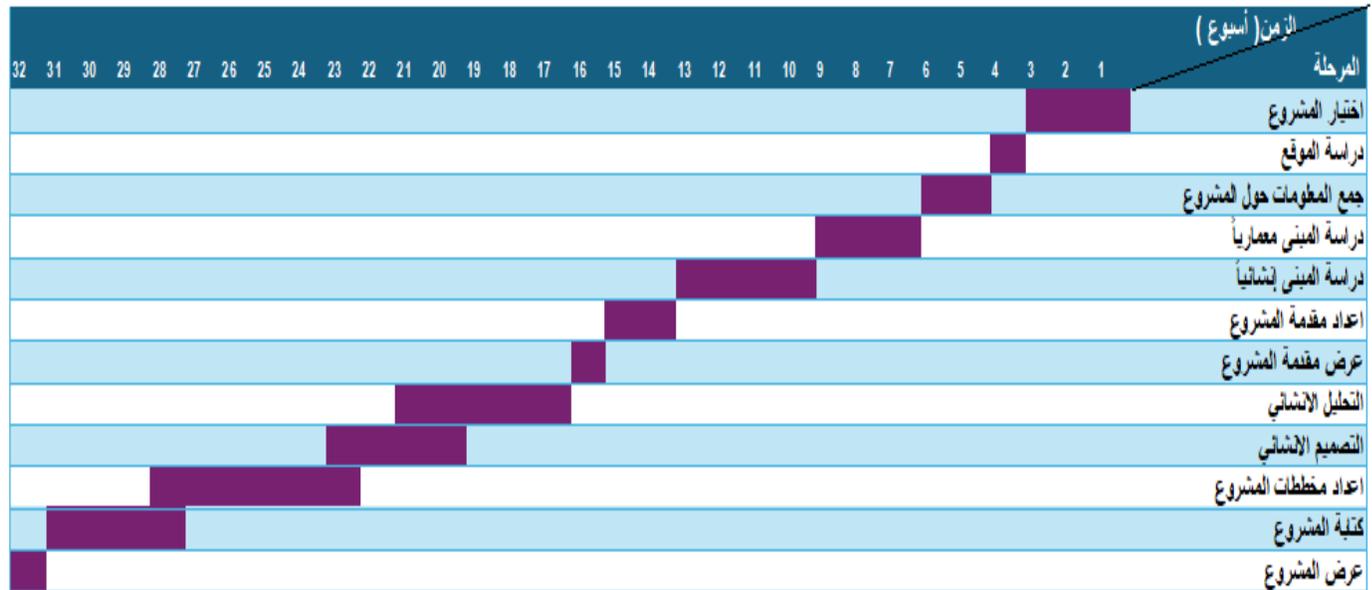
يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

- 1- الفصل الأول: المقدمة العامة
- 2- الفصل الثاني: الوصف المعماري للمشروع.
- 3- الفصل الثالث: الوصف الإنشائي للمشروع .
- 4- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
- 5- الفصل الخامس: النتائج و التوصيات

## 1.7 إجراءات المشروع:

- 1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
  - 2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري ويحقق الجانب الاقتصادي و معامل الأمان.
  - 3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
  - 4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
  - 5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
  - 6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.
- والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصلين الدراسيين



## الفصل الثاني

### الوصف المعماري للمشروع

## Chapter

## 2

لمحة عامة عن المشروع	2.1
موقع المشروع	2.2
حركة الشمس والرياح	2.3
الرطوبة	2.4
وصف طوابق المشروع	2.5
الواجهات	2.6
وصف الحركة والمداخل	2.7

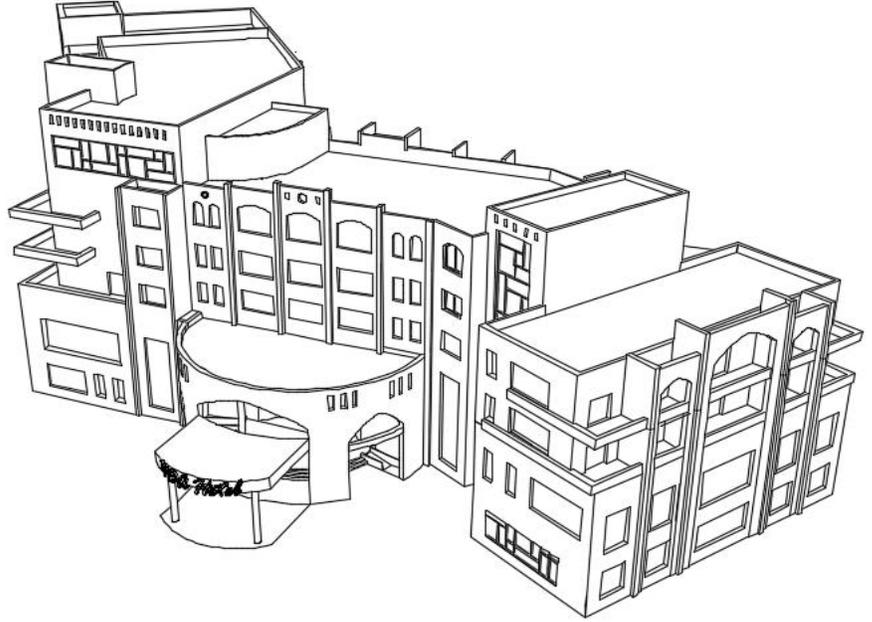
## 2 المقدمة:

لأداء أي عمل لا بدّ أن يتم إنجازه على أكمل وجه، ولإقامة أي بناء لا بدّ أن يتم تصميمه من جميع النواحي التي توفر الراحة والأمان لمستخدميه، حيث يبدأ أولاً التصميم المعماري للمبنى بما يتلاءم مع وظيفته والغاية من تنفيذه بأن يتم تحديد شكل المنشأ مع الأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة، إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات و الأبعاد المطلوبة، ويتم بهذه العملية دراسة الإنارة و العزل و التهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

## 2.1 لمحة عن المشروع:

المشروع عبارة عن مبنى فندق سياحي من تصميم جامعة بوليتكنيك فلسطين – دائرة الهندسة المعمارية، ويقوم المشروع على فكرة استغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة النزلاء بشكل يوفّر لهم الشعور بالفخامة والراحة.

يتكون المبنى من طابق تسوية وأرضي وأول حتى الرابع وطابق خامس روف على قطعة أرض مساحتها قرابة 13500 متر مربع.



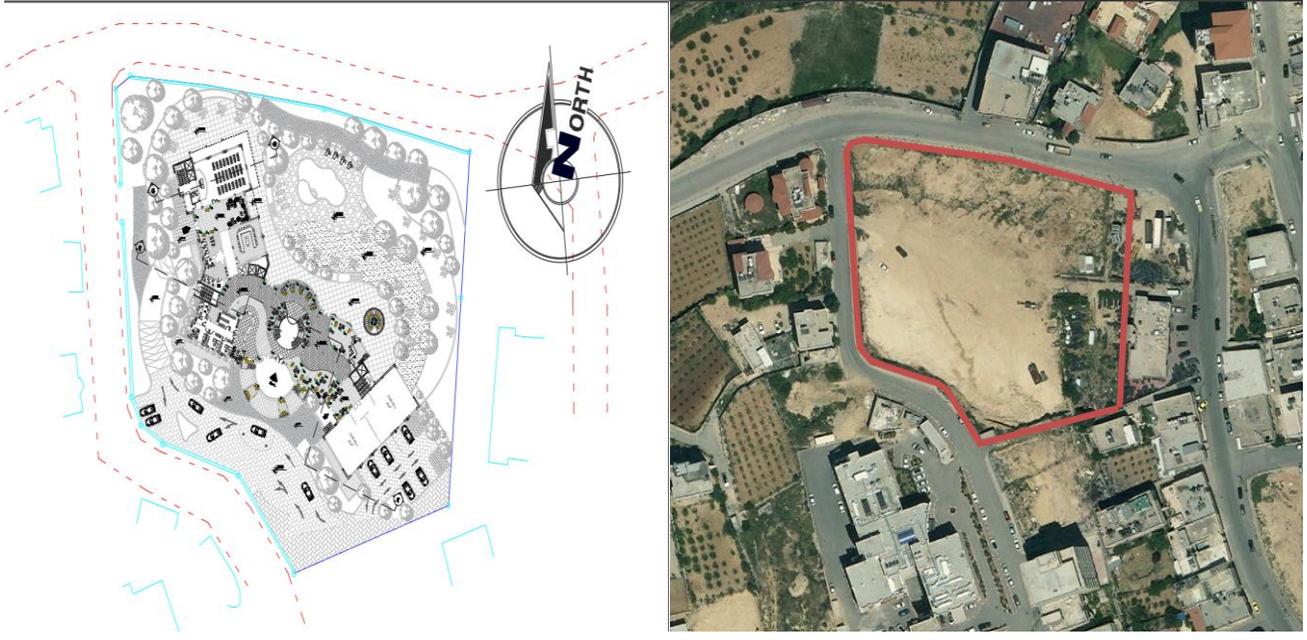
الشكل (1-1) رسم ثلاثي الأبعاد للمشروع

## 2.2 موقع المشروع:

المشروع مقترح في محافظة الخليل - حلحول - في منطقة (شعب حسن - الحي 2) حوض رقم (34936) قطعة رقم (175) كما هو مبين في الصورة الجوية التالية .



الشكل (1-2) تصوير جوي لموقع المشروع



الشكل (2-2) صورة جوية لأرض المشروع المقترح ومخطط الوضعية

### 2.3 حركة الشمس والرياح:

تتعرض محافظة الخليل بشكل عام إلى الرياح الجنوبية الغربية التي تجلب الامطار واليهما يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الشرقية التي تكون باردة شتاء، ونظرا لموقعها الجغرافي فإن الرياح الجنوبية الغربية تهب عليها وتصطم بتيارات دافئة، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما، إذ تجعل الهواء معتدلا جافاً، كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية.

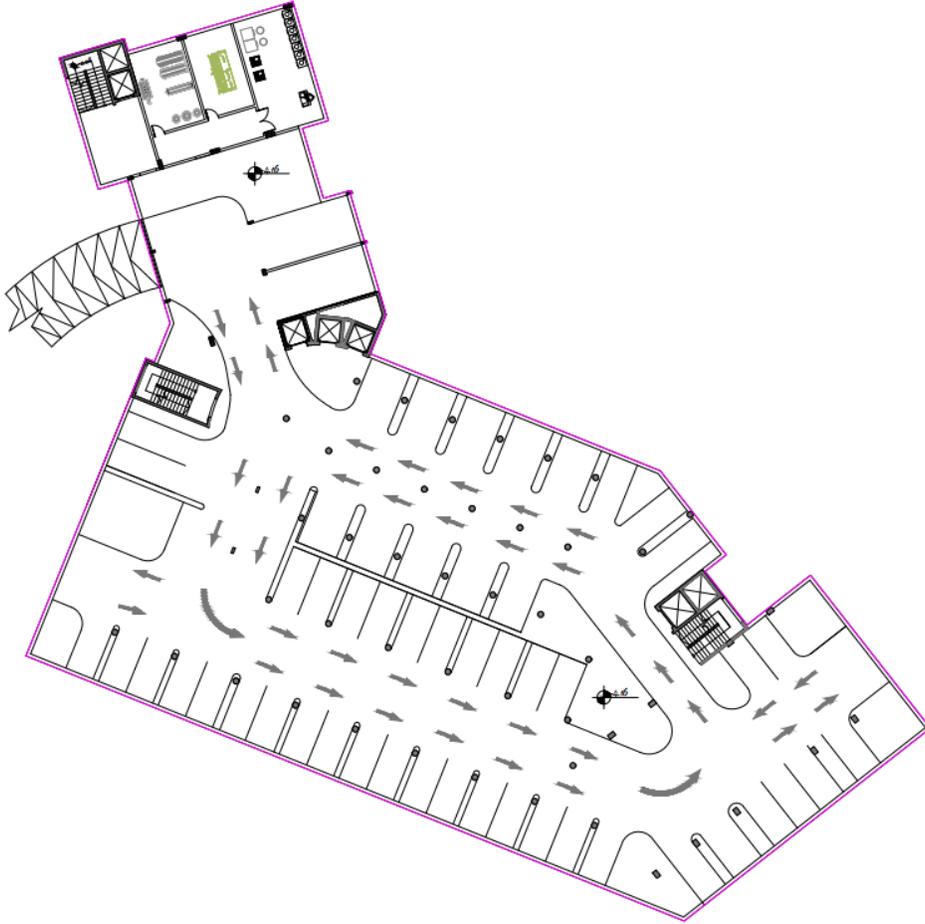
### 2.4 الرطوبة:

يتراوح معدل الرطوبة في مدينة حلحول من 65-69% في فصل الشتاء، وارتفاع المدينة عن سطح البحر أثر في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر، حيث يقدر ارتفاع مدينة حلحول حوالي 1027 متر عن سطح البحر.

## 2.5 وصف المساقط الأفقية:

### 2.5.1 طابق التسوية:

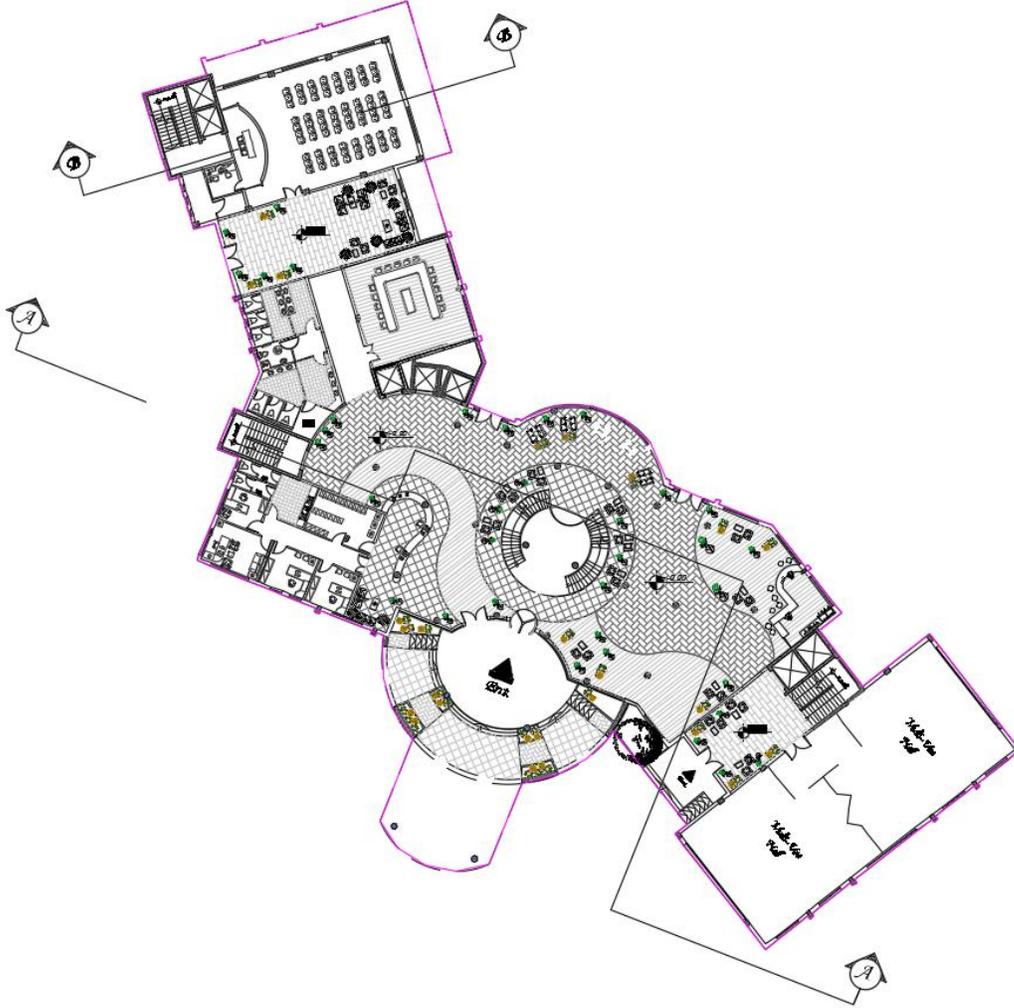
هو عبارة عن مكان لركن المركبات الخاصة بالزوّار والموظفين بالإضافة الى غرفة لمحول الكهرباء وتقدر مساحته بحوالي (2710 متر مربع )



الشكل (2-3) مخطط طابق التسوية – مواقف للمركبات.

## 2.5.2 الطابق الأرضي:

يحتوي هذا الطابق على المدخل الرئيسي المؤدي إلى قاعة الاستقبال والاستعلامات وإلى صالات متعددة الاستخدام وقاعة اجتماعات وملحقاتها ووحدات صحية وبعض المكاتب للموظفين ومساحته ( 2154متر مربع )

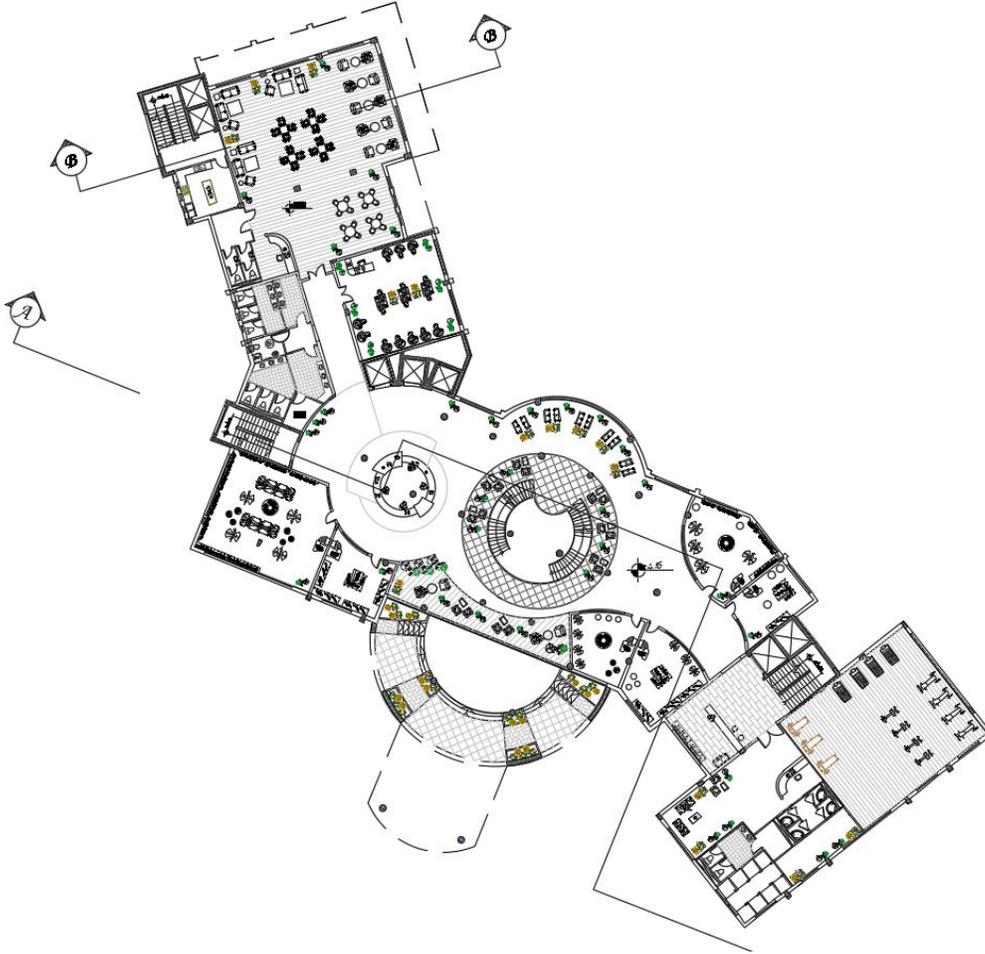


الشكل (2-4) مخطط الطابق الأرضي.

### 2.5.3 الطابق الاول :

يحتوي الطابق الاول على قسم مكون من قاعة رياضية مع وحدات صحية ومجهز باعلى وسائل الراحة ومكون من قاعة حاسوب و بعض المتاجر واستراحة .

و مساحته ( 2036 متر مربع )



الشكل (2-5) المخطط الطابق الاول .

#### 2.5.4 الطابق الثاني والثالث مكرّر:

يتكون الطابق الثاني كله من غرف نوم مفردة ومزدوجة مع ملحقاتها من حمام وشرفة وغيرها .

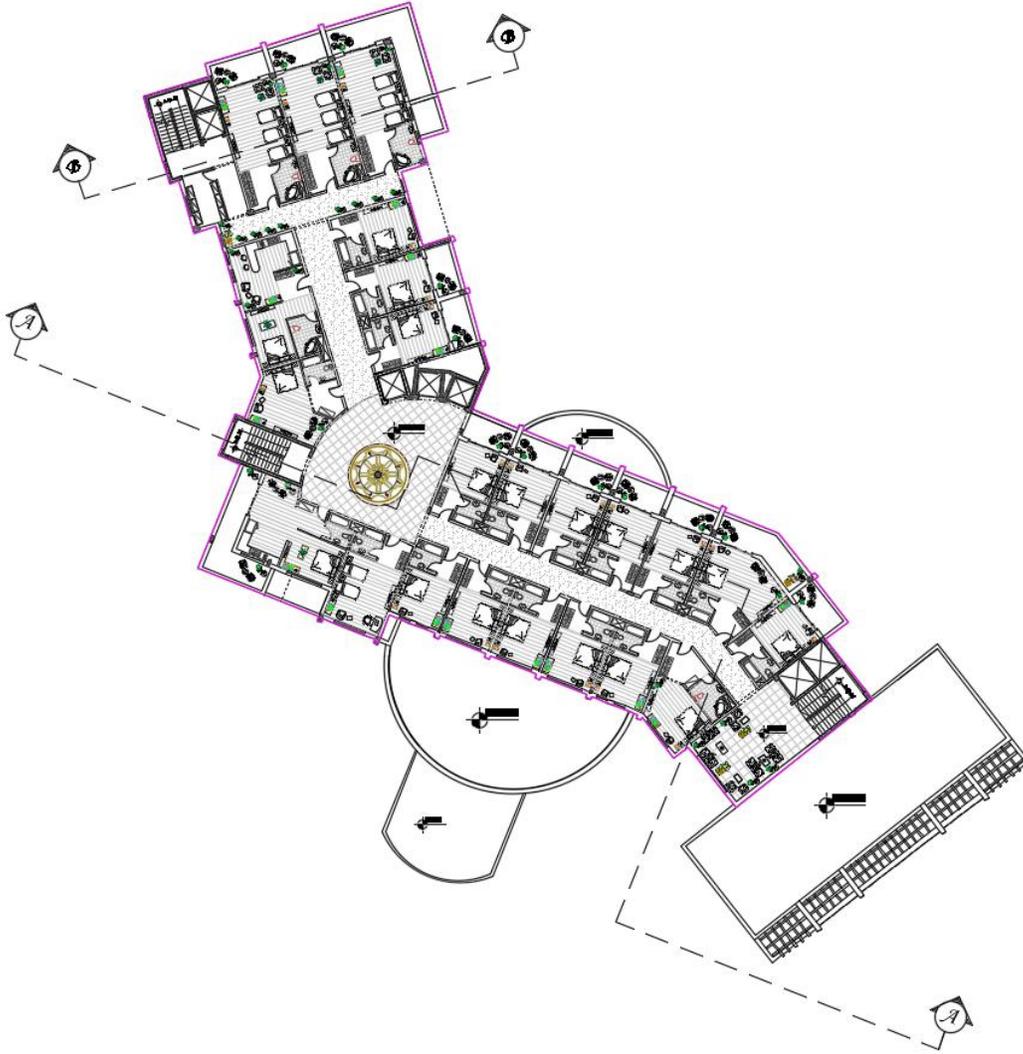
و مساحته ( 1835 متر مربع )



الشكل (2-6) مخطط الطابق الثاني والثالث (مكرّر) .

## 2.5.5 الطابق الرابع :

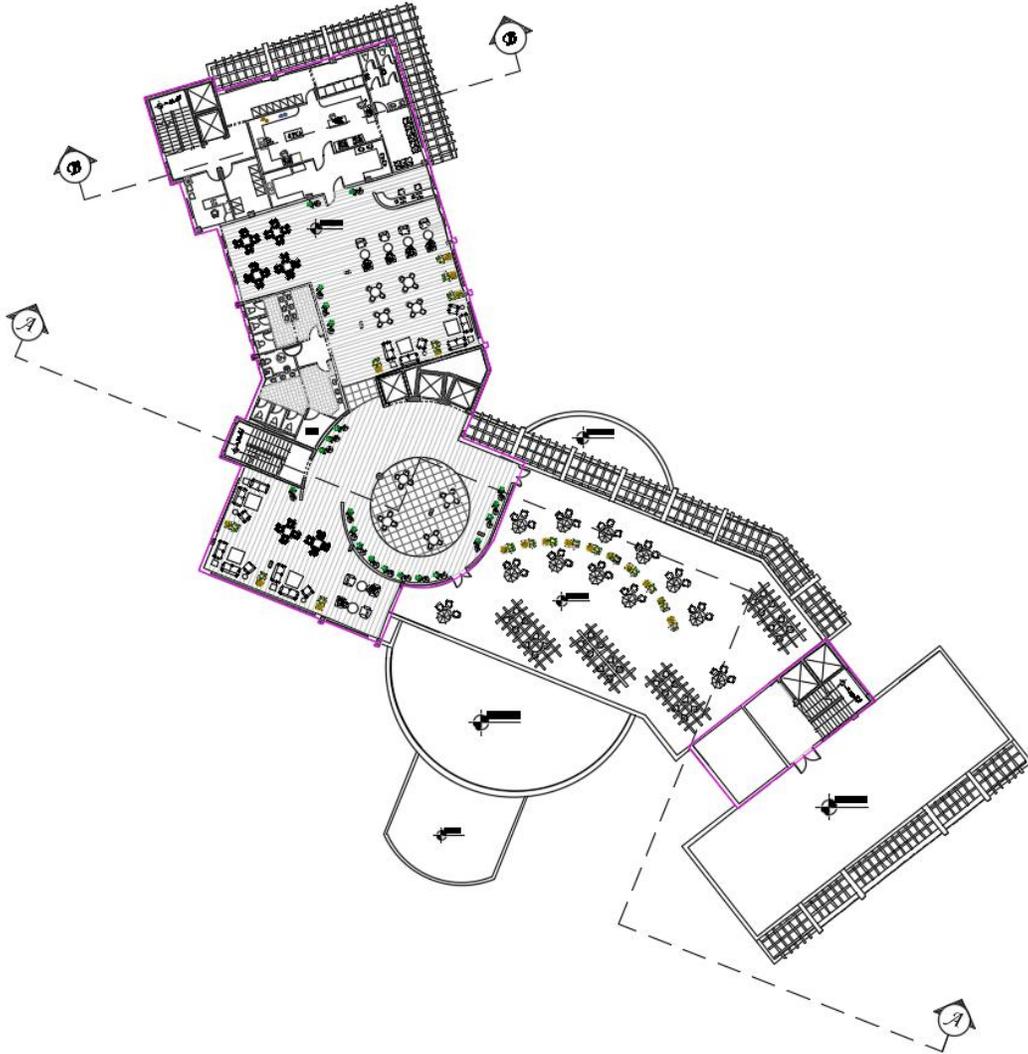
يتكون الطابق الرابع كله من غرف نوم لشخص او اثنين او اكثر مع ملحقاتها من حمام وشرفة وغيرها مع وجود تراجع في احدى الواجهات حيث تبلغ مساحته ( 1510 متر مربع )



الشكل (2-7) مخطط الطابق الرابع.

## 2.5.6 الطابق الخامس (الروف):

يحتوي هذا الطابق على مطعم وقاعة واسعة وكبيرة ويوجد قسم كبير للمطبخ وجلسات رائعة حيث تبلغ مساحته ( 965 متر مربع )



الشكل (2-8) مخطط الطابق الخامس.

2.6.1 الواجهة الغربية:

الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعليها شرفات وشبابيك، و تحتوي على اكثر من نوع حجر مع و بهذا تعطي الواجهة جمالا معماريا يعكس رونق المبنى.



الشكل (2-9) الواجهة الغربية .

## 2.6.2 الواجهة الشرقية :

تشبه هذه الواجهة الواجهة الغربية بشكل كبير ، النوافذ كبيرة وفيها شرفات واغلب الواجهة حجر كما في الشكل التالي:



الشكل (2-10) الواجهة الشرقية .

### 2.6.3 الواجهة الجنوبية :

تحتوي على شرفات و جمال خضاري على المبنى بأكمله معماريا جميلاً لمبنى فندق سياحي ، النوافذ كبيرة نوعاً ما في حجمها والشرفات .



الشكل (2-11) الواجهة الجنوبية

## 2.6.4 الواجهة الشمالية :

هذه الواجهة تماثل الواجهة الشمالية فهي تتكون من كتلة واحدة تعطي منظرا معماريا جميلاً لمبنى فندق سياحي .



الشكل (2-12) الواجهة الشمالية.



## 7.2 وصف الحركة و المداخل :

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المبنى وداخليا بالحركة الأفقية والعمودية، بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممرات بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق المصاعد والأدراج المختلفة .

## الفصل الثالث

### الوصف الإنشائي

3

---

3.1 المقدمة

3.2 هدف التصميم الإنشائي

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى .

3.4 الاحمال

3.5 العناصر الإنشائية

### 3.1 مقدمة :

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار والمقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتمشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره.

### 3.2 هدف التصميم الإنشائي :

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

**الأمان (Safety):** يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.

**تحديد البنية الأساسية:** يساعد التصميم الإنشائي المبدئي في تحديد البنية الأساسية للمشروع وتحديد المواد المستخدمة وترتيبها وأبعادها العامة. هذا يساعد في تحقيق الاستقرار والمتانة في الهيكل.

**التوقعات المبكرة للتكاليف:** يساعد التصميم الإنشائي المبدئي في توقع التكاليف المرتبطة بالمشروع وذلك من خلال تحديد المواد المستخدمة والأبعاد العامة للهيكل. يساعد هذا في تحديد ميزانية المشروع والتخطيط المالي المبكر.

**حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability):** من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.

### 3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى :

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

### 3.4 الاحمال (loads) :

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

#### 3.4.1 الأحمال الميتة (dead loads) :

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m <sup>3</sup> )
1	البلاط	22
2	المونة	22
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	القضارة	22
6	الرمال	16

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

#### 3.4.2 الأحمال الحية (live loads) :

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة , أو استعمالات جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة, وهي تشمل :

- أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
- الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
- الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات،

نوع المبنى	الوصف	الاحمال الحية كن/م <sup>2</sup>
المباني السكنية والخاصة ( الفنادق )	غرف المراجل والمحركات والمرابح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات	4
	القاعات والمداخل	5
	الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج.	4
	غرف تبديل الملابس وغرف النوم في الفندق.	2

سنقوم بإدخال الحمل الحي للعقدات كل حسب استعماله

### 3.4.3 الأحمال البيئية (environmental loads) :

هي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

#### 1. الرياح (wind load) :

عبارة عن قوى تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، وتصمم جدران القص .

( لم تؤخذ بالحسابات )

#### 2. الثلوج (snow load) :

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

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

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

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

احمال الثلوج لن يتم استعمال الاحمال عند التصميم

قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر. الجدول (2-3)

### • الوزن النوعي للثلج :

(أ) يعتبر الوزن النوعي للثلج بأنه يتراوح ما بين (0.1-0.4) ، أي ما متوسطه (0.25) وذلك اعتماداً على نوعية الثلج .

(ب) يؤخذ بعين الاعتبار امكانية تصلب الثلج في بعض الاحيان. إذ قد ينتج عن الثلج أحياناً طبقة من الجليد ذات سماكة قد تبلغ 50 ملمترا ، ويعتبر الوزن النوعي للجليد مساوياً (1.0)، وهو الوزن النوعي للماء.

### 3. الزلازل (earthquakes) :

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء و عزم الانقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود المستخدم. ( حيث قمنا بتصميم المشروع لمقاومة الزلازل)

### 3.5 العناصر الإنشائية (structural members) :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

#### 3.5.1 العقدات (slabs) :

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

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

البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاه واحد وآخر باتجاهين.

البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

• عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)

• عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)

#### 3.5.1.1 العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

ومنها ما هو باتجاه أو باتجاهين وتستخدم هذه العقدات عندما تتوفر في المبنى عدة ظروف كأن تكون الأحمال عالية والمسافات بين الركائز "الأعمدة والجدران" كبيرة أو كبيرة نسبيا .

وهناك أنواع :

- عقدات مصممة باتجاه واحد (one way Solid slab).
- عقدات مصممة باتجاهين (two way Solid slab) .

### 3.5.1.2 العقدات المسطحة (flat slab) :

وهي بلاطة مرتكزة مباشرة على الأعمدة بدون كمرات (جسور) و يطلق عليها البلاطة اللاكمرية



وهنا يتم انتقال الحمل من البلاطة إلى الأعمدة مباشرة مما يسبب حدوث عزم دوران على الأعمدة. الشكل المجاور يبين عقدة مسطحة بدون جسور :

**الشكل (3-1)**

من أهم مزايا البلاطات المسطحة :

- 1- إعطاء مرونة معمارية بسبب اختفاء الكمرات.
- 2- تقليل أعمال النجارة والحدادة مقارنة بالبلاطات الكمرية.
- 3- تقليل زمن تركيب الشدة .
- 4- يمكن أن يعمل على توفير (تقليل) الارتفاع الكلي للمبنى.
- 5- هذا النظام يعتبر اقتصادي ( توفير الوقت) إذا كانت الأحمال الحية تزيد عن  $500 \text{ kg/m}^2$  في حين أن الأحمال الحية لو كانت أقل من  $500 \text{ kg/m}^2$  يعتبر غير اقتصادي.

ومن عيوب البلاطات المسطحة :

- نسب الحديد فيها تكون عالية جدا للمتر المكعب من الخرسانة مقارنة بالبلاطات الكمرية مما يسبب زيادة وزن البلاطة على الأساسات.

وتكون البلاطة ذات سماكة متساوية لكامل مساحتها وبدون كمرات ساقطة، لكن تكون قضبان التسليح متقاربة أكثر على امتداد الخطوط بين الأعمدة الساندة من أجل مقاومة ضغوط القص

- Shear stresses – وهذا هو ما يسبب زيادة نسبة الحديد في هذا النوع.

ويتم هناك أيضا وضع تيجان للأعمدة يمكن استخدامها في حالة الأحمال العالية لتجنب وقوع فشل في قوى القص ومنع اختراق العمود للعقدة كما ويتم تكثيف الحديد في محيط العمود ويمنع عمل فتحات حول العمود.

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

حيث تتميز هذه العقدات بخفة وزنها وفعاليتها ويتم ملأ الفراغات فيها بواسطة الطوب او قوالب بلاستيكية وغيرها .



الشكل (2-3) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد

#### 3.5.1.4 عقدات العصب ذات الإتجاهين ( Two way ribbed slab ) :

الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الإنشائي.



الشكل (3-3) عقدات العصب ذات الإتجاهين

#### 3.5.2 الجسور (Beams):

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

- جسور مسحورة ( مخفية داخل العقدات ) (Hidden beams)
- والجسور الساقطة " Dropped Beams " : وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل أو الأعلى ، وسوف يتم اختيار أحد النوعين بناء على المسافات بين الركائز واطوال، فضلاً عن الأحمال الواقعة ، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون إما جسور مسحورة أو ساقطة حسب الحاجة وحسب عمق الجسر .

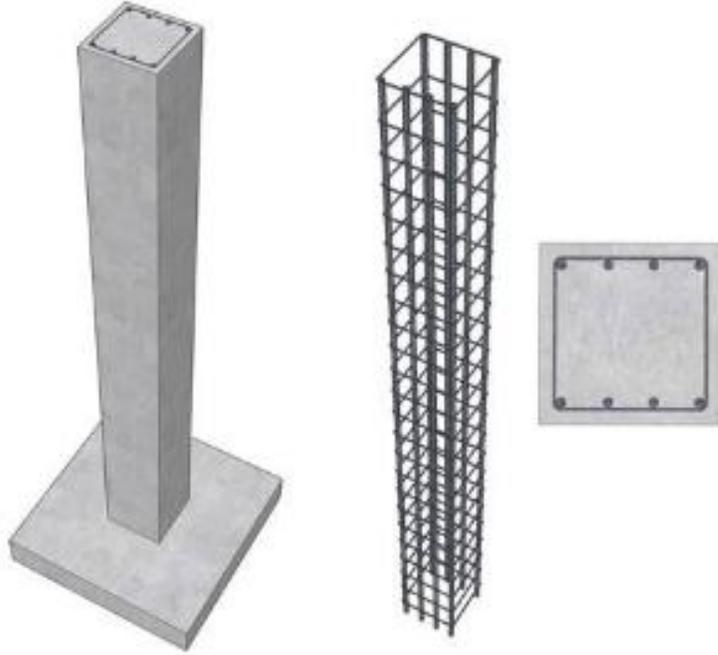
## Drop beam



الشكل (3-4) أشكال الجسور الساقطة و المسحورة

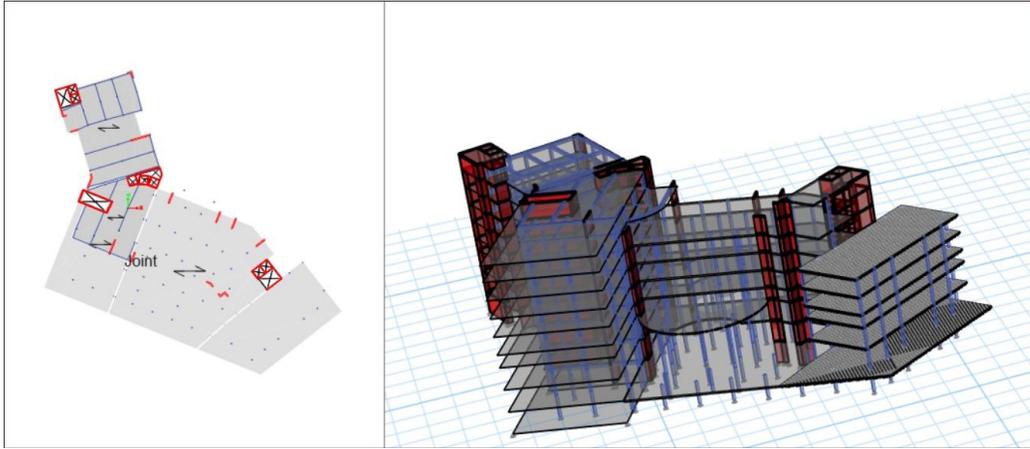
### 3.5.3 الأعمدة (coloumns):

تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي حساس وضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.

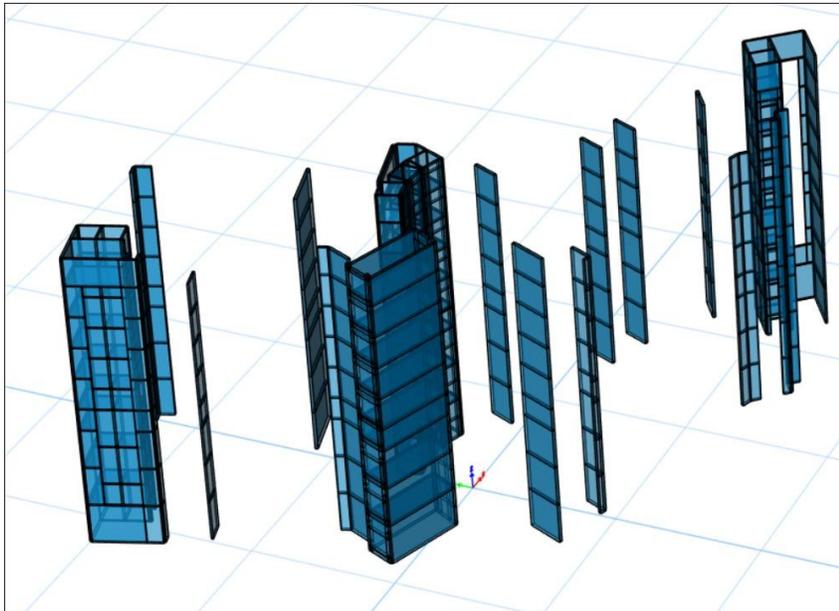


الشكل (3-5) أحد أشكال الأعمدة

### 3.5.4 الجدران الحاملة (جدران القص)(shear walls):



وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وأثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (3-6): جدار القص.

### 3.5.5 الأساسات (Foundations) :

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

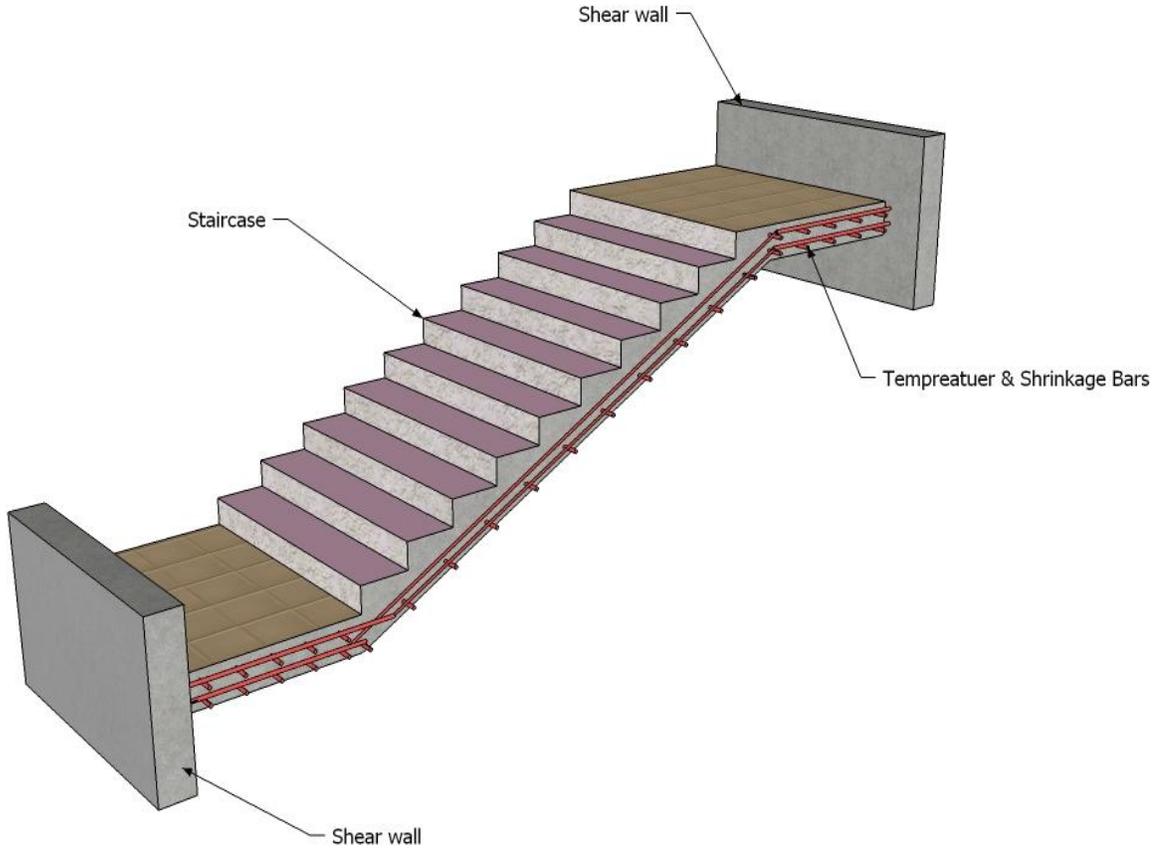


الشكل ( 3-7 ) : الأساسات

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم مع طبوغرافية الأرض.

### 3.5.6 الأدرج (stairs) :

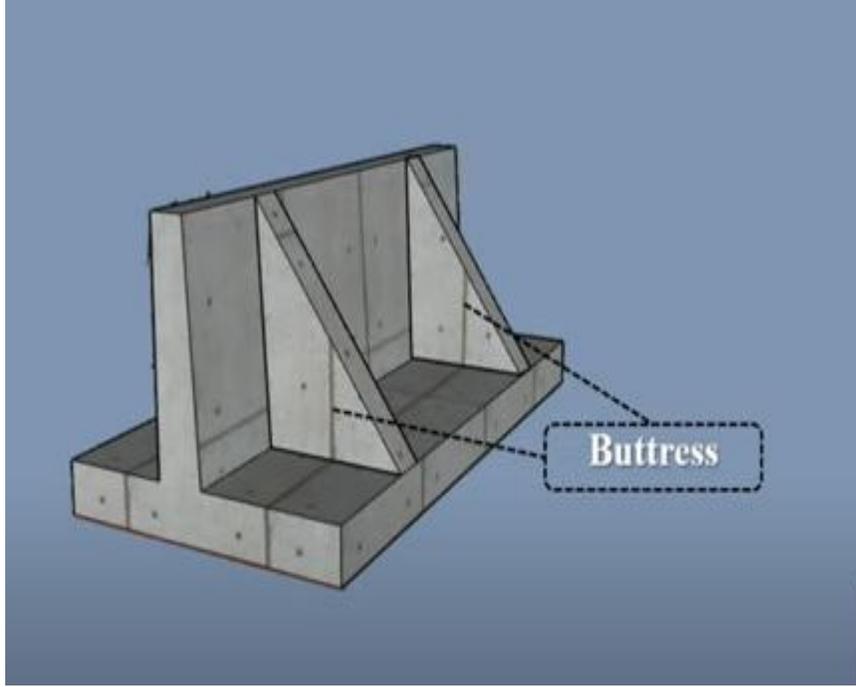
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسب، والشكل (3-8) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (3-8): الدرج .

### 3.5.7 الجدران الاستنادية :

بسبب الانخفاض في منسوب قطعة أرض المشروع عن المجاورين ، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار وذلك لاسناد جوانب الحفر وحماية المشروع والعمال على المدى الطويل. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .



الشكل (3-9) جدار استنادي.

### 3.5.8 فواصل التمدد

في كتل البناء ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والظروف الخاصة، يتم تنفيذ فواصل التمدد الحراري أو فواصل الانخفاض. يمكن أن تكون فواصل لأغراض متعددة. عند تحليل المنشآت لدراستها كمقاومة لعمليات الزلزال، يُشار إليها هذه الفواصل فواصل زلزالية. تتضمن هذه الفواصل بعض المتطلبات والتوصيات، ويجب أيضًا استخدام فواصل التمدد الحراري في كتل البناء وفقًا للكود المعتمد، شريطة أن تصل هذه الفواصل إلى الوجه العلوي للأساسات دون اختراقها، وأقصى المسافات لأبعاد كتل البناء على النحو التالي:

➤ 40 مترًا في المناطق ذات الرطوبة العالية.

➤ (36 مترًا) في المناطق ذات الرطوبة العادية.

➤ (32 مترًا) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.

➤ (28 مترًا) في المناطق الجافة.

## Frames 3.5.9

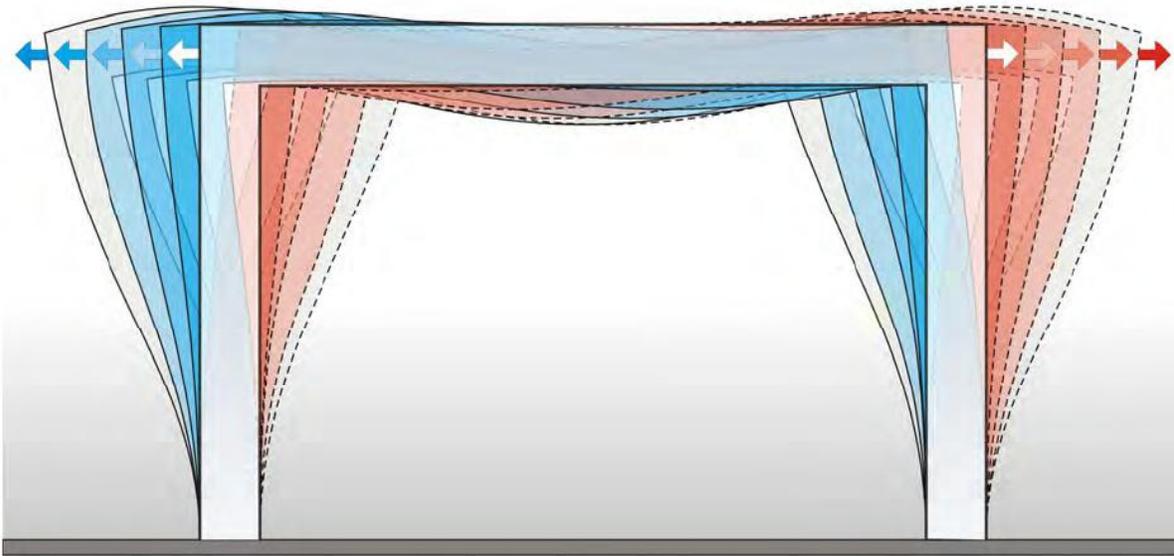


Figure 1: Frame deformation due to seismic loads

Frame structures are constructions having a blend of columns, beams & slabs to bear the adjacent and gravity loads. These structures are generally used to overcome the large moments emerging owing to the applied loading.

the structural frame must be able to withstand not only the gravity loads but also the loads imposed in a few vital cases during its life span such as the cases of earthquakes.

The figure below shows the deformation of a frame due to seismic action:

In a quick look to the difference between:

1- FRAMES WHERE NO SEISMIC DESIGN IS REQUIRED:

The following frame is composed of two columns and one beam and it bears only gravity loads i.e. no seismic loading is applied.

The following figure shows the concrete deformations and cracks. They are presented in a very

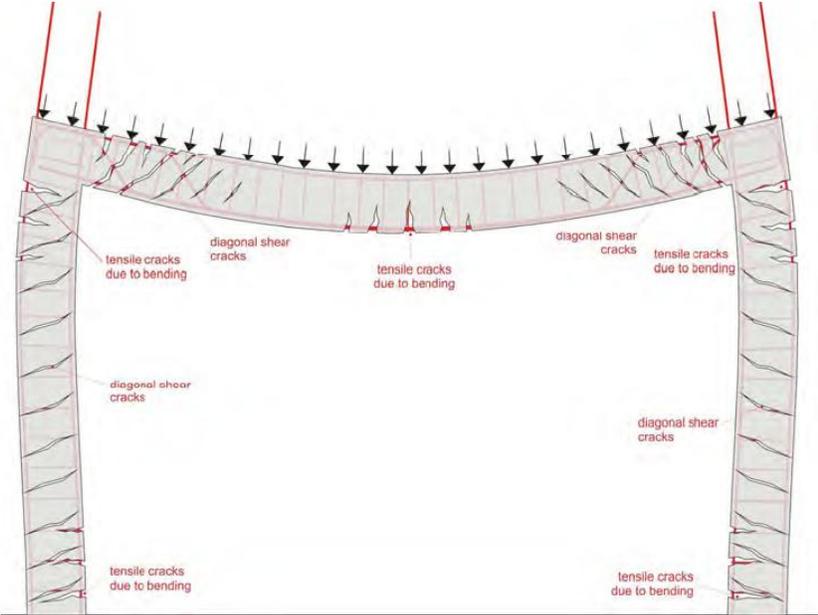


Figure 2: Frames without seismic design

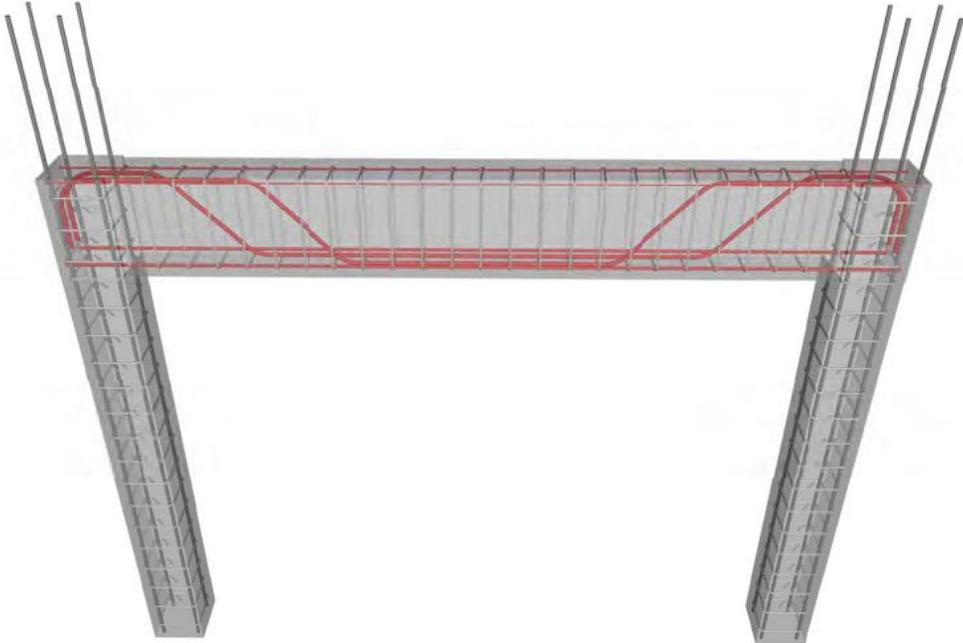


Figure 3: Cracks in frames without seismic design

large scale so as to thoroughly comprehend the way the members behave. In reality they are so small that they are not visible to the human eye, that they are not visible to the human eye

The tensile stresses applied to some areas of concrete cause the formation of cracks; therefore in those areas the necessary reinforcement is placed. When the cracks are perpendicular to the axis of the member, longitudinal reinforcement is placed

i.e., rebars that prevent the expansion of the hairline cracking.

When the cracks are diagonal, transverse reinforcement i.e. stirrups is placed to control them In the case where the

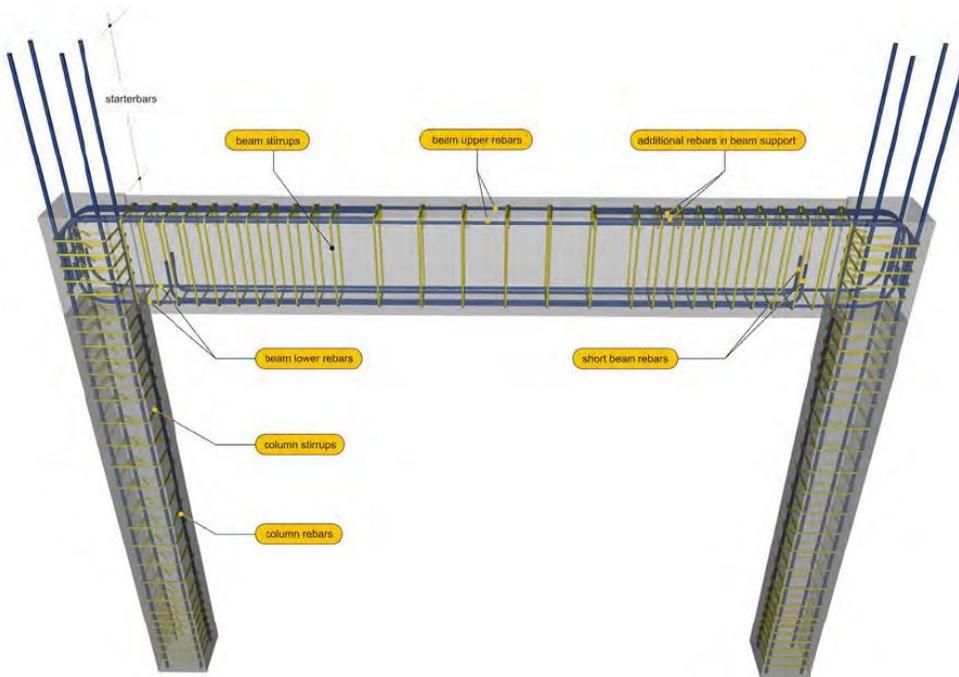
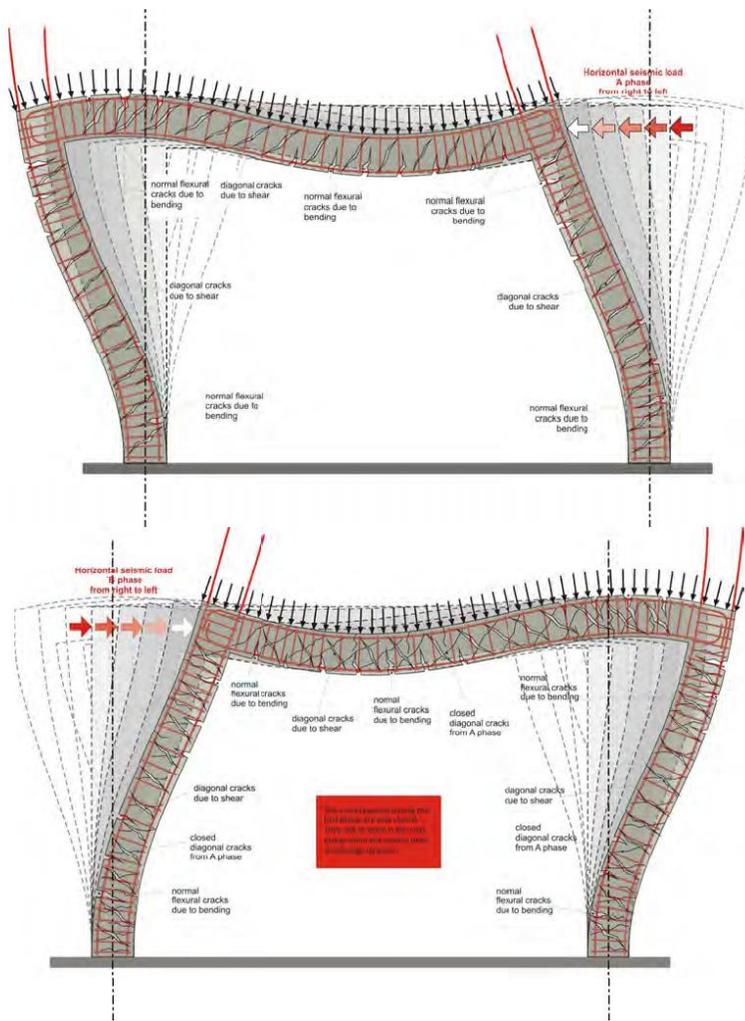


Figure 4: Frame with seismic design

frame is subjected to gravity loads only and seismic forces are not supposed to be applied to it, the diagonal cracking could be controlled with the use of diagonal reinforcement.

## 2- FRAMES WHERE SEISMIC DESIGN IS REQUIRED

The following frame is exactly the same with the frame mentioned above. Both frames will behave in exactly the same way through their lifetime except in those few seconds during an earthquake. An earthquake ground motion causes horizontal displacements that in their turn cause horizontal inertia forces, forces created by the sudden change in the kinetic state of the body.



During the seismic action, the applied horizontal forces constantly shift direction. This results in a continuous change in the frame's behavior, consequently the tensile stresses and thus the inclined cracking appears in different positions directions. This

position-direction alteration is the reason why earthquake design and reinforcement detailing are so critical in areas with high seismic activity.

Fundamental rules in the reinforcement of antiseismic structural systems:

The following needs – rules regarding the proper placement of reinforcement, derive from the behavior of structures:

Figure 5: deformation in seismic designed frames

- Columns:

( $\alpha$ ) Rebars must be symmetrically placed around the perimeter of the cross-section since the tensile forces and therefore the inclined cracking constantly changes direction.

( $\beta$ ) There must be enough, high-strength and properly anchored stirrups. This reinforcement protects the member from the large diagonal cracks of alternating direction, caused by the diagonal stressing or otherwise called shear.

## CHAPTER 4

# STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN (By Calculations)

## 4

---

4.1 Introduction

4.2 Factored load

4.3 Determination of slab thickness

4.4 Design of topping

4.5 Design of one-way ribbed slab (Rib 1)

4.6 Design of Beam B-B-29

4.7 Design of Two-way ribbed slab (1<sup>st</sup> Floor)

4.8 Design of stair

4.9 Design of column

4.10 Design of shear wall

4.11 design of basement wall

4.12 design of footing

## 4.1 Introduction:

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

A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components. The design strength provided by a member flexure, and load, and shear is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI-code.

### NOTE:

B300,  $\{f'_c = 24 \text{ MPa for rectangular and L section}\}$ .      \*Concrete

B350,  $\{f'_c = 28 \text{ MPa for columns and frame structural systems}\}$ .

\*The specified yield strength of the reinforcement  $\{f_y = 420 \text{ MPa}\}$ .

## 4.2 Factored load

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use. The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$q_u = 1.2DL + 1.6L$$

*ACI – 318 – 14 (9.2.1)*

## 4.3 Determination of slab thickness

### 4.3.1 Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-14, the minimum thickness of no prestressed beams or one-way slabs unless deflections are computed as follow:

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

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

Notes:  
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:  
a) For lightweight concrete having equilibrium density,  $w_c$ , in the range of 1440 to 1840 kg/m<sup>3</sup>, the values shall be multiplied by  $(1.65 - 0.0003w_c)$  but not less than 1.09.  
b) For  $f_y$  other than 420 MPa, the values shall be multiplied by  $(0.4 + f_y/700)$ .

The maximum span length for one- end continuous (for ribs):

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = L/18.5$$

$$h_{\min} = \frac{5.15}{18.5} = 27.84 - \text{take } 24 + 8 = 32 \text{ cm}$$

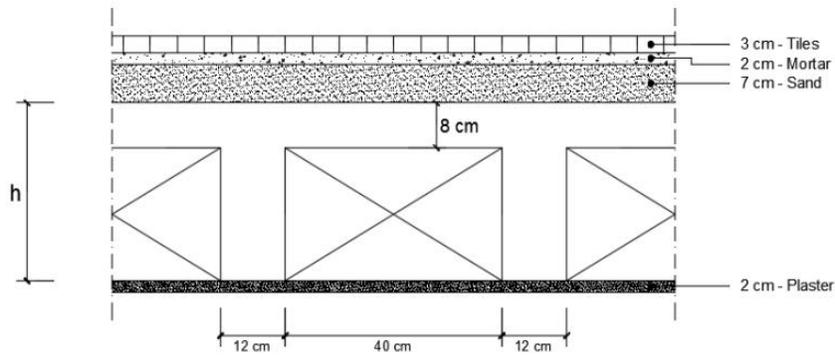
The maximum span length for both ends continuous (for ribs):

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = L/21$$

$$h_{\min} = \frac{4.55}{21} = 21.67 - \text{take } 24 + 8 = 32 \text{ cm}$$

The maximum span length for one-end continuous (for Beams):

$$h_{\min} = \frac{5.05}{18.5} = 27.3 \text{ cm}$$



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

Figure 4-1: Rib Section

Load calculations:

One-way ribbed slab:

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

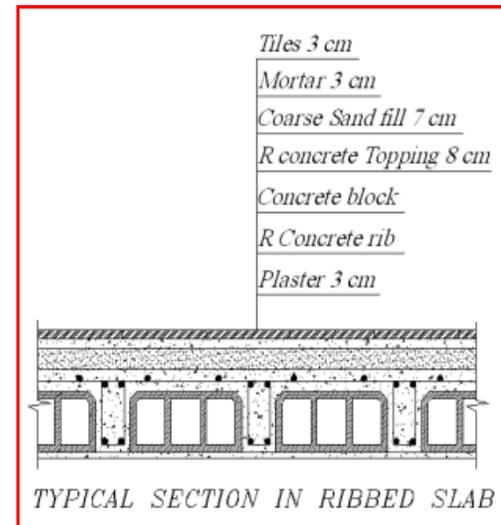
Table 4. 1: Calculation of the total dead load for one-way rib slab.

Parts of Rib	Density	Calculation
RC. Rib	25	$0.24 \times 0.12 \times 25 = 0.72$
Top Slab	25	$0.08 \times 0.52 \times 25 = 1.04$
Plaster	22	$0.02 \times 0.52 \times 22 = 0.229$
Block	10	$0.4 \times 0.24 \times 10 = 0.96$
Sand Fill	16	$0.07 \times 0.52 \times 16 = 0.582$
Tile	22	$0.03 \times 0.52 \times 22 = 0.343$
Mortar	22	$0.02 \times 0.52 \times 22 = 0.229$
partition	-	$2.00 \times 0.52 = 1.04$

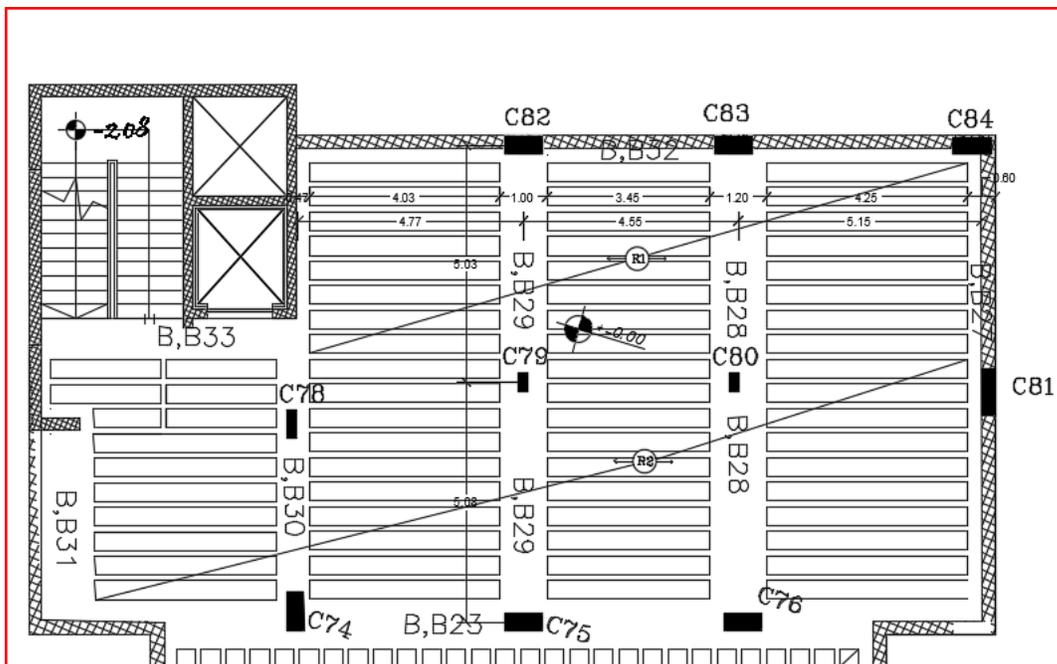
Nominal Total Dead Load = 5.06 KN/m of rib

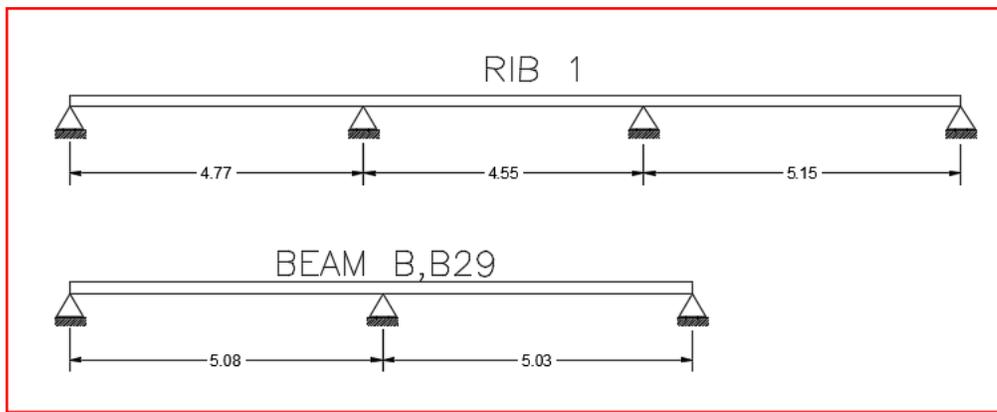
Nominal Total Live Load (halls & entrance) =  $5 \times 0.52 = 2.60$  KN/m of rib

Nominal Total Live Load (bedrooms) =  $2 \times 0.52 = 1.04$  KN/m of rib



#### 4.3.1 Determination of Thickness for One-Way Ribbed Slab:





#### 4.4 Topping Design.

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

Dead Load calculations:

Table 4. 2: Calculation of the total dead load on topping

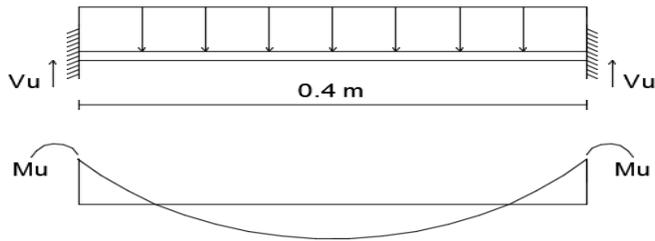
No.	Material	Calculation
1	Tile	$0.03 \times 22 \times 1 = 0.66 \text{ KN/m}$
2	mortar	$0.02 \times 22 \times 1 = 0.44 \text{ KN/m}$
3	Coarse sand	$0.07 \times 16 \times 1 = 1.12 \text{ KN/m}$
4	topping	$0.08 \times 25 \times 1 = 2.0 \text{ KN/m}$
5	Interior partitions	$2.0 \times 1 = 2.0 \text{ KN/m}$
Sum		<b>6.22 KN/m</b>

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

$$= 1.2 * 6.22 + 1.6 * 4 = 13.864 \text{ KN/m}^2. \text{ (Total Factored Load)}$$

Analysis of topping

$$W_u = 13.864 \text{ kN/m}$$



Design Strength of topping

$$- V_u = \frac{W_u \times L}{2} = \frac{13.864 \times 0.4}{2} = 2.77 \text{ kN}$$

$$- M_u = \frac{W_u \times L^2}{12} = \frac{13.864 \times 0.4^2}{12} = 0.18 \text{ kN.m}$$

For Plain concrete section with "b = 1 m' & h = 8cm of slab "

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

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

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

$$= 0.0018 \times b \times h$$

$$= 0.0018 \times 100 * 8$$

$$= 1.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Step (s) is the smallest of :

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

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

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

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

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

**Select Mesh Ø8@200mm in both directions.**

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

## 4.5 Design of one-way Ribbed slab

**Rib 1 :**

**Material:**

concrete B30  $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$

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

**Section: -**

$b = 12 \text{ cm}$   $b_f = 52 \text{ cm}$

$h = 32 \text{ cm}$   $T_f = 8 \text{ cm}$

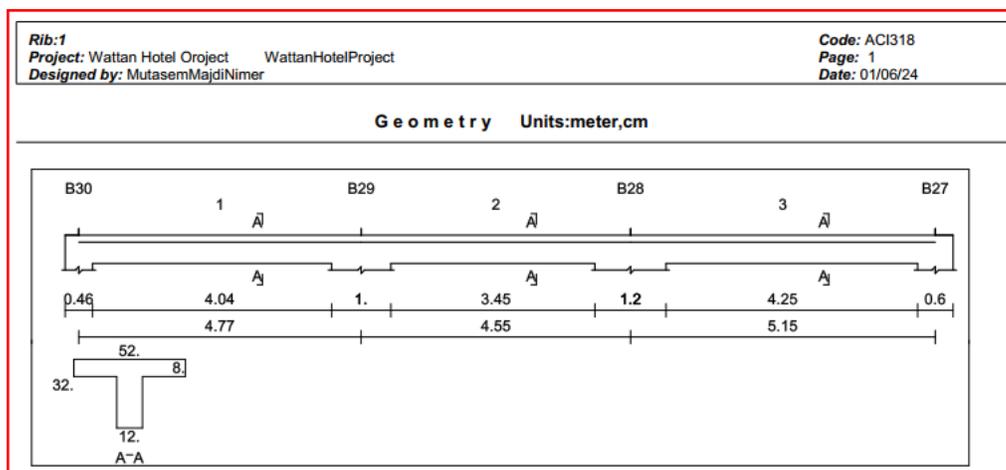


Figure 4-2: Rib 1 geometry.

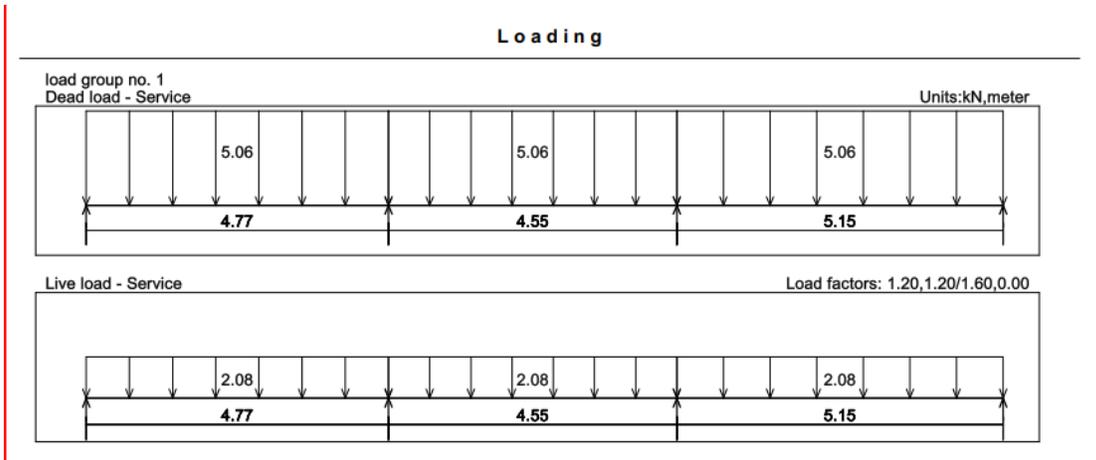


Figure 4-3: loading of rib (1)

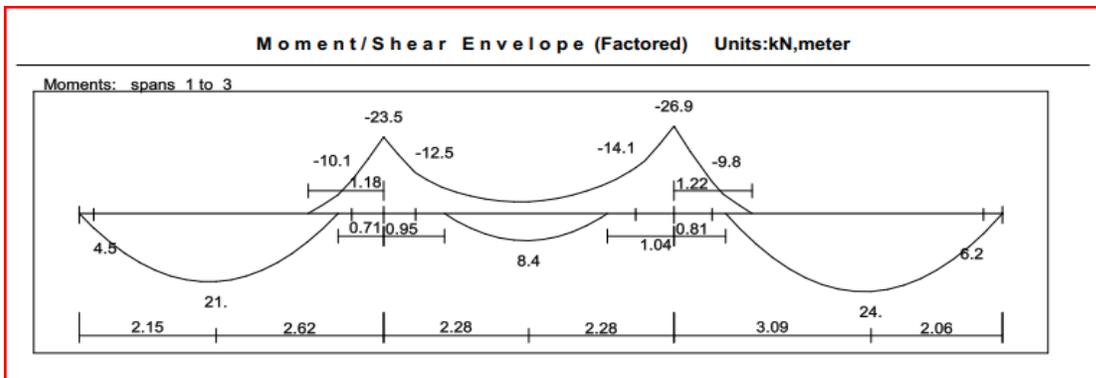


Figure 4-4: Moment Envelop of rib (1)

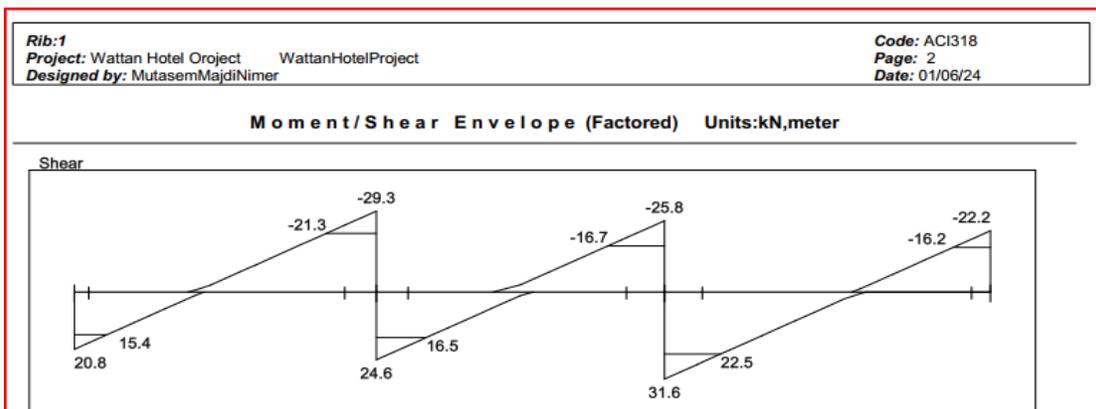


Figure 4-5: Shear Envelop of rib (1)

Reactions				
Factored				
DeadR	11.79	30.5	32.86	12.71
LiveR	8.97	23.42	24.55	9.5
MaxR	20.76	53.92	57.4	22.21
MinR	10.9	27.98	30.82	11.93
Service				
DeadR	9.83	25.42	27.38	10.59
LiveR	5.61	14.64	15.34	5.94
MaxR	15.43	40.05	42.72	16.53
MinR	9.27	23.84	26.11	10.1

Figure 4-6 : Reactions of rib (1)

#### 4.5.1 Design of flexure: -

##### Design of Positive moment of rib (RIB 1):

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

$$= 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284 \text{ mm.}$$

##### 1) Maximum positive moment $M_u^{(+)} = 24 \text{ KN.m}$

$$M_n = M_u / \phi = 24 / 0.9 = 26.67 \text{ KN.m}$$

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

$$\rightarrow R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{26.67 * 10^6}{520 * (284)^2} = 0.6359 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.6359 * 20.58}{420}} \right) = 0.00154$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b * d = 0,00154 * 520 * 284 = 227.43 \text{ mm}^2.$$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 120 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 284$$

$$= 99.38 \text{ mm}^2 < 113.6 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{\min}} = 113.6 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{req}}} = 227.43 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 227.43 \text{ mm}^2.$$

$$2 \Phi 14 = 307.88 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 227.43 \text{ mm}^2 \text{ OK.}$$

**$\therefore$  Use 2  $\Phi 14$**

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

Tension = Compression

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

$$307.88 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

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

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.82}{0.85} = 62.14 \text{ mm.}$$

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

$$= \frac{284-62.14}{62.14} * 0.003 = 0.0107 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK!}$$

**1) Maximum negative moment  $M_u^{(-)} = 14.1 \text{ KN.m}$**

$$M_n = M_u / \phi = 14.1 / 0.9 = 15.67 \text{ KN.m}$$

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{15.67 * 10^6}{120 * (284)^2} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.62 * 20.58}{420}} \right) = 0.00402$$

$$\rightarrow A_s = \rho * b * d = 0.00402 * 120 * 284 = 137 \text{ mm}^2.$$

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

$$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 284 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 284$$

$$= 99.38 \text{ mm}^2 < 113.6 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 113.6 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 137 \text{ mm}^2.$$

$$\therefore A_s = 137 \text{ mm}^2.$$

$$2 \Phi 14 = 308 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 137 \text{ mm}^2 \text{ OK.}$$

**$\therefore$  Use 2  $\Phi 14$**

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

Tension = Compression

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

$$137 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 23.50 \text{ mm.}$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.50}{0.85} = 27.65 \text{ mm.}$$

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

$$= \frac{284-27.65}{27.65} * 0.003 = 0.0278 > 0.005 \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK!}$$

#### 4.5.2 Design of shear of rib (RIB 1):

1)  $V_u = 22.5 \text{ KN}$ .

$$d = 320 - 20 - 10 - \frac{14}{2} = 283$$

$$V_c = 1.1 \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b_w * d$$

$$= 1.1 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.283 * 10^3 = 30.50 \text{ KN}.$$

$$\phi V_c = 0.75 * 30.50 = 22.87 \text{ KN}.$$

→ **Check for Cases: -**

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

$$22.5 \leq \frac{22.87}{2} = 11.44 \text{ KN}$$

**Case (1) is NOT satisfied.**

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

$$11.44 \leq 22.5 \leq 22.87$$

- ∴ **Case (2) is satisfied** → **Case 2**
- **Minimum shear Reinforcement is Required.**

Try  $\emptyset 8$  With 2 Legs with  $A_s = 100.53 \text{ mm}^2$

$$(A_v \text{ min}/S) \geq (1/3) * (120/420) * 10^{-3} = 9.52 * 10^{-5} \dots \dots \dots \text{Controlled}$$

$$\geq (1/16) * ((\sqrt{24} * 120)/420) = 8.75 * 10^{-5}.$$

$$S = 100.53 * 10^{-6} / (9.52 * 10^{-5}) = 1.056 \text{ m} = 1056 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max}} \leq (285/2) = 142.5 \text{ mm} \dots \dots \text{Controlled}$$

$$S_{\text{max}} \leq 600 \text{ mm}$$

$$S = 1056 \text{ mm} > 142.5 \text{ mm} \text{ Not Ok}$$

Take  $S = 100 \text{ mm}$ .

➤ Use  $\text{Ø } 8$  With 2 Legs /100mm.

## 4.6 Design of Beam B -29 (100/32)

### Material: -

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

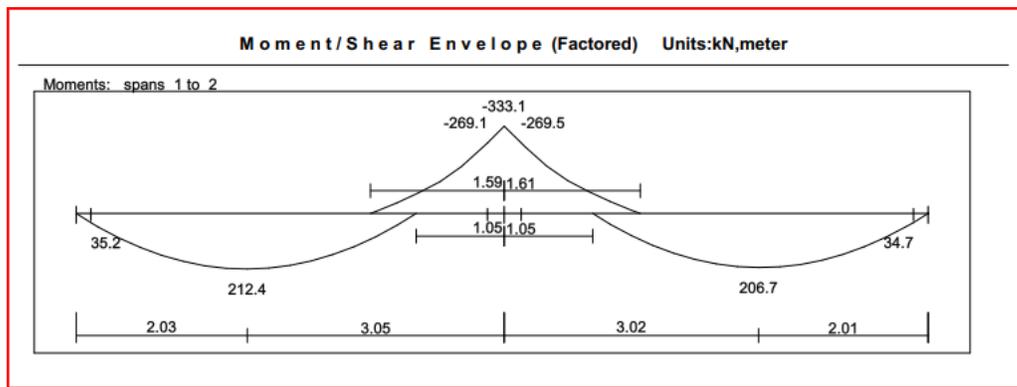
Reinforcement Steel  $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

### Section: -

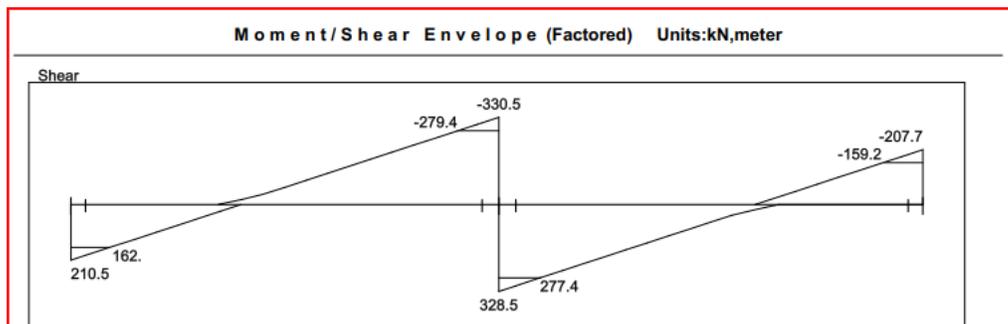
$B = 100 \text{ cm}$

$h = 32 \text{ cm}$  "choose  $h=32$  "





**Figure 4-9: Moment Envelop for Beam**



**Figure 4-10: Shear Envelop for Beam**

#### 4.6.1: Design of flexure: -

**Design of Positive moment: -**

**Maximum positive moment  $M_u^{(+)} = 212.4 \text{ KN.m}$**

Assume  $\phi 18 \text{ mm} \rightarrow A_s$  for one bar is  $254.34 \text{ mm}^2$

$$d = 320 - 20 - 10 - \frac{18}{2} = 281 \text{ mm}$$

$$M_n = M_u / \phi = 212.4 / 0.9 = 236 \text{ KN.m .}$$

$$\rightarrow m = \frac{f_y}{0.85 f_{c'}} = 20.58$$

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{236*10^6}{1000*(281)^2} = 2.99 \text{ Mpa}$$

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

$$= \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.99*20.58}{420}} \right) = 0.00773$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00773 * 1000 * 281 = 2172.58 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b * d$$

$$\frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 1000 * 281 \geq \frac{1.4}{420} * 1000 * 281$$

$$= 819.4 \text{ mm}^2 < 936 \text{ mm}^2 \dots \text{Larger value is CONTROL}$$

$$A_s = 2172.58 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \dots A_s = 254.34 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = (2172.58 / 254.34) = 8.5$$

$$\therefore \text{Use } 9 \Phi 18 \dots A_s = 2290 > 2172.58 \text{ mm}^2$$

→ Check for strain  $\epsilon_s \geq 0.005$

**Tension = Compression**

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

$$2290 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 47.15 \text{ mm.}$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{47.15}{0.85} = 55.5 \text{ mm.}$$

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

$$= \frac{281-55.5}{55.5} * 0.003 = 0.012 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK!}$$

**Maximum negative moment  $M_u^{(-)} = 269.5 \text{ KN.m}$**

$$M_n = M_u / \phi = 269.5 / 0.9 = 299.44 \text{ KN.m}$$

Assume  $\phi 22 \text{ mm} \rightarrow$  As for one bar is  $379.94 \text{ mm}^2$

$$d = 320 - 20 - 10 - \frac{22}{2} = 279 \text{ mm}$$

$$\rightarrow m = \frac{f_y}{0.85 F_c} = 20.58$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{299.44 * 10^6}{1000 * (279)^2} = 3.85 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.85 * 20.58}{420}} \right) = 0.01024$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.01024 * 1000 * 279 = 2856.48 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b * d$$

$$\frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 1000 * 279 \geq \frac{1.4}{420} * 1000 * 279$$

$$= 813 \text{ mm}^2 < 930 \text{ mm}^2 \dots \text{Larger value is CONTROL}$$

$$A_s = 2856.48 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 22 \dots A_s = 379.94 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = (2856.48 / 379.94) = 7.5$$

$$\therefore \text{Use } 8 \Phi 22 \dots A_s = 3039.52 > 2856.48 \text{ mm}^2$$

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

## Tension = Compression

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

$$3039.52 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 62.58 \text{ mm.}$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{62.58}{0.85} = 73.6 \text{ mm.}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c} * 0.003$$

$$= \frac{279-73.6}{73.6} * 0.003 = 0.0084 > 0.005 \quad \therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK!}$$

## 4.6.2 Design of shear: -

1)  $V_u = 279.4 \text{ kN}$  .

$$\phi V_c = \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 1000 * 279 * 10^{-3} = 170.85 \text{ kN.}$$

→ **Check For Cases:**

Case 1:

$$V_u \leq \frac{\phi V_c}{2} .$$

$$279.4 \leq \frac{170.85}{2} = 85.42 \text{ kN}$$

**Case (1) is NOT satisfied.∴**

Case 2:

$$\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$$

$$85.42 < 279.4 \leq 170.85$$

∴ **Case (2) is NOT satisfied**

3- Case 3:

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

$$\phi V_{s \min} \geq \frac{\phi}{16} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{0.75}{16} \sqrt{24} * 1.0 * 0.279 * 10^3 = 64.07 \text{ KN.}$$

$$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 1.0 * 0.279 * 10^3 = 69.75 \text{ kN} \quad \dots \text{ CONTROL.}$$

$$\therefore \phi V_{s \min} = 69.75 \text{ kN.}$$

$$\phi V_c + \phi V_{s \min} \rightarrow 170.85 + 69.75 = 240.6 \text{ kN}$$

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

∴ **Case (3) is NOT satisfied**

4- Case 4:

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

$$V_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 1.0 * 0.279 * 10^3 = 455.61 \text{ KN.}$$

$$0.75(227.8 + 93) < 279.4 \leq 0.75(227.8 + 455.61)$$

$$240.6 < 279.4 < 512.56$$

$$\therefore \text{Case (4) is satisfied} \rightarrow \left( \frac{Av}{S} \right) = \frac{V_s}{(f_{yt} * d)} .$$

$$V_s = \left( \frac{V_u}{\phi} - V_c \right)$$

$$V_s = \frac{279.4}{0.75} - 227.8 = 144.7 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{Try 4 } \Phi 10} = 4 * 78.5 = 314.16 \text{ mm}^2.$$

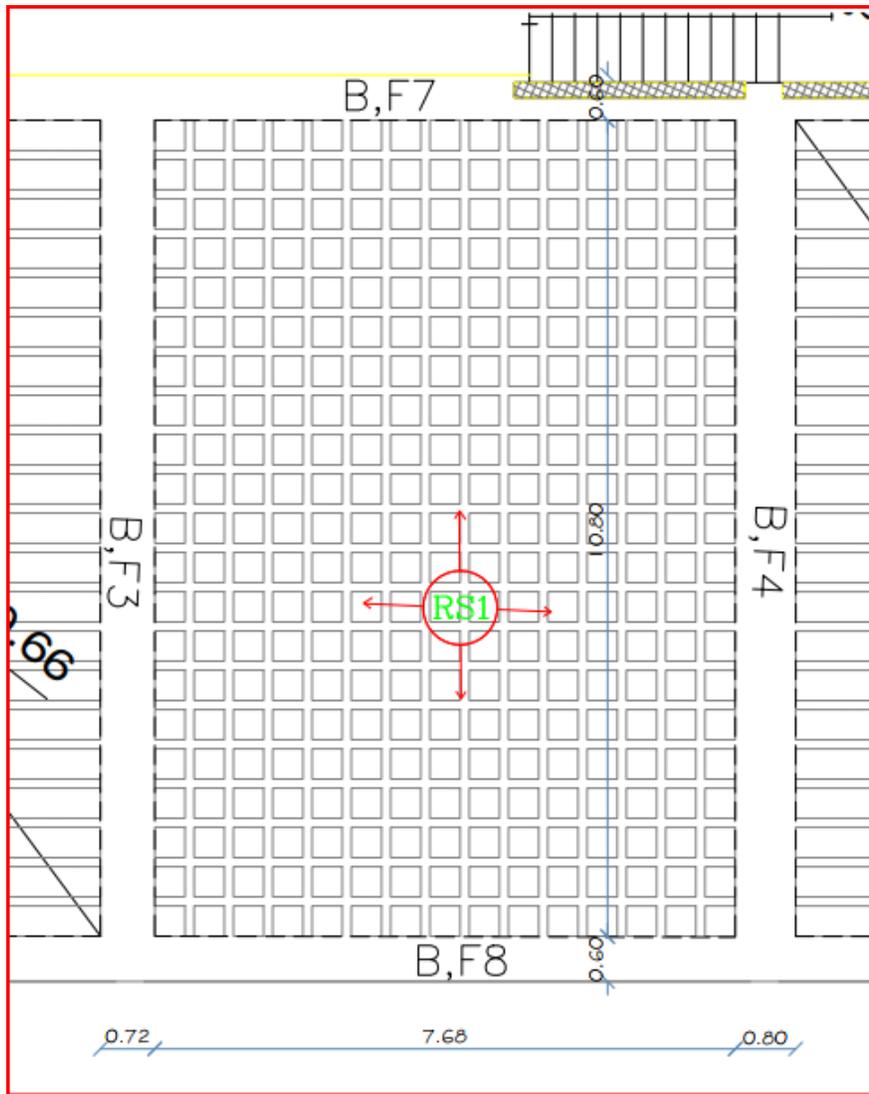
$$\frac{4*78.5}{S} = \frac{144.7 * 10^3}{(420 * 279)} \rightarrow s = 254.28 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{279}{2} = 139.5 \text{ mm} \quad \dots \text{ CONTROL}$$

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

**∴ Use 4 leg  $\Phi$  10 @ 100 mm (4Leg).**

#### 4.7 Design of Two way ribbed slab (1<sup>st</sup> Floor) :-



Assume the thickness for the shown ribbed slab  $h=32\text{ cm}$ .

- ✓ All Exterior and Interior beams have rectangular sections of 80 cm width and 70 cm

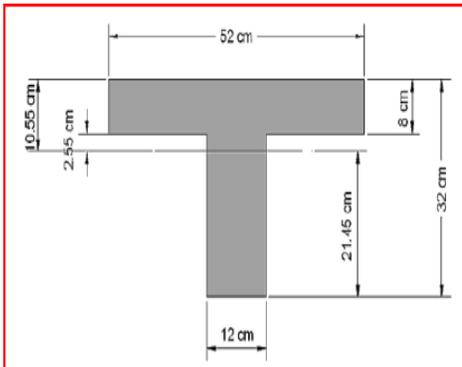
depth:

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{80 \times 70^3}{12} = 2286666.67\text{ cm}^4$$

- ✓ Slab section for Exterior beam:

The moment of inertia for the ribbed slab is the sum of section ribs within a distance  $(l/2 + bw)$

$bf = 52\text{ cm}$  was defined as in one-way ribbed slab



moment of inertia of T-design ( $bf = be$ )

$$y_c = \frac{40 \cdot 8 \cdot 4 + 32 \cdot 12 \cdot 16}{40 \cdot 8 + 32 \cdot 12} = 10.55\text{ cm}$$

$$I_{rib} = \frac{40 * 52 * 10.55^3 - 40 * 25.5^3 + 12 * 21.45^3}{3} = 59609 \text{ cm}^4$$

✓ Short direction:  $l=7.68\text{m} = 768 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{I_{rib} \left( \frac{l}{2} + bw \right)}{bf} = \frac{59609 \left( \frac{768}{2} + 12 \right)}{52} = 453945.46 \text{ cm}^4$$

✓ Long direction:  $l=10.81\text{m} = 1081 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{I_{rib} \left( \frac{l}{2} + bw \right)}{bf} = \frac{59609 \left( \frac{1081}{2} + 12 \right)}{52} = 633345.63 \text{ cm}^4$$

• Slab section for Interior beam:

✓ Short direction:  $l=7.68\text{m} = 768 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{I_{rib} \left( \frac{l_{right}}{2} + \frac{l_{left}}{2} + bw \right)}{bf} = \frac{59609 \left( \frac{360}{2} + \frac{360}{2} \right)}{52} = 21459240 \text{ cm}^4$$

✓ Long direction:  $l=10.81\text{m} = 1081 \text{ cm}$

$$I_s = \frac{I_{flat\ slab} \left( \frac{l_{right}}{2} + \frac{l_{left}}{2} + bw \right)}{bf} = \frac{100 * 32^3}{12} x \left( 0 + \frac{663}{2} + 60 \right)}{52} = 2055876.92 \text{ cm}^4$$

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

$$af1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{2286666.67}{2055876.92} = 1.11$$

$$af2 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{2286666.67}{453945.46} = 5.04$$

$$af3 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{2286666.67}{633345.63} = 3.61$$

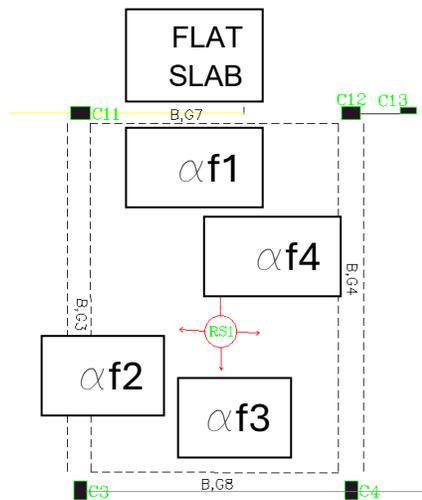
$$af4 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{2286666.67}{453945.46} = 5.04$$

$$afm = \frac{\sum af}{4} = \frac{1.11 + 5.04 + 3.61 + 5.04}{4} = 3.70 > 2.0$$

For slabs with  $afm > 2.0$  then thickness  $> 90 \text{ mm}$ .

$$h = \frac{\ln \left( 0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} = \frac{1080 \left( 0.8 + \frac{420}{1400} \right)}{36 + 9x1.406} = 24.42 \text{ cm} < 32 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{\ln, long}{\ln, short} = \frac{10.80}{7.68} = 1.406$$



First trial thickness .h=32 cm>24.42 cm – O.K.

Take slab thicknes So h<sub>slab</sub>=32 cm, 8cm-topping, 24 cm concrete block

**Table 4. 3:** Calculation of the total dead load on topping

No.	Material	Calculation
1	Tiles	$0.03*22*0.52*0.52= 0.18 \text{ KN/m}$
2	mortar	$0.02*22*0.52*0.52= 0.12 \text{ KN/m}$
3	Coarse sand	$0.07*16*0.52*0.52= 0.3 \text{ KN/m}$
4	Reinforced Concrete Topping	$0.08*25*0.52*0.52= 0.54 \text{ KN/m}$
5	Reinforced Concrete Rib	$0.12*0.24*25*(0.52+0.40) = 0.66 \text{ KN/m}$
6	Concrete Block	$10*0.24*0.4*0.4 = 0.38$
6	Palster	$22*0.02*0.52*0.52 = 0.12$
5	Interior partitions	$2.0 *0.52*0.52 = 0.406 \text{ KN/m}$
Sum		2.71 KN/m

Dead Load of slab :

$$DL = \frac{2.71}{0.52 \times 0.52} = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$W_D = 1.2 DL = 1.2 * 10 = 12 \text{ kN/m}^2$$

Live Load of slab :

$$LL=2 \text{ kN/m}^2$$

$$W_L = 1.6 LL = 1.6 \times 2 = 3.20 \text{ kN/m}^2$$

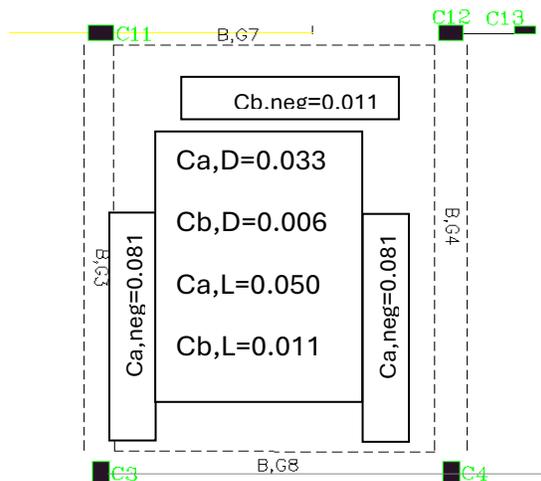
$$W = 12 + 3.20 = 15.20 \text{ kN/m}^2. \text{ (Total Factored Load)}$$

Moments calculations:

$$M_a = C_a w l^2 a \quad \text{and} \quad M_b = C_b w l^2 b$$

All negative and positive coefficients are shown on the slab plane Negative moments at Discontinuous edges ( $\frac{1}{3}$  x positive moments ):

$$m = \frac{l_n, \text{short}}{l_n, \text{long}} = \frac{7.68}{10.80} = 0.71 - \text{case 9}$$



Note that all moments  $M_a$  and  $M_b$  are for 1 m strip. For one rib (moment x bf)

$$M_{a, \text{neg, rib}} = C_a w l^2 a b f = 0.081 \times 15.20 \times 10.80^2 \times 0.52 = 74.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{b, \text{neg, rib}} = C_b w l^2 b b f = 0.011 \times 15.20 \times 7.68^2 \times 0.52 = 5.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{D, \text{positive, rib}} = C_a w l^2 a b f = 0.033 \times 15.20 \times 10.80^2 \times 0.52 = 30.42$$

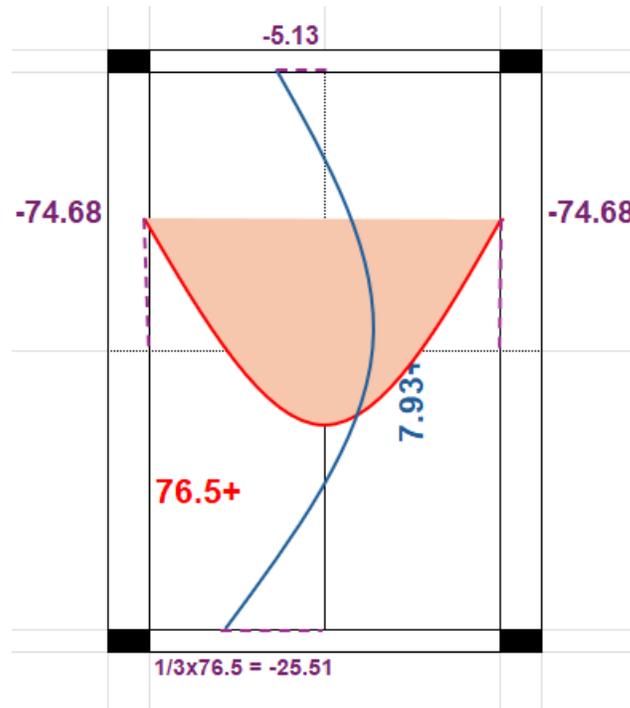
$$M_{L, \text{positive, rib}} = C_a w l^2 a b f = 0.050 \times 15.20 \times 10.80^2 \times 0.52 = 46.10$$

**76.5 kN.m**

$$M_{bD, \text{ positive, rib}} = C_b w l^2 b b f = 0.006 \times 15.20 \times 7.68^2 \times 0.52 = 2.80$$

7.93 kN.m

$$M_{bL, \text{ positive, rib}} = C_b w l^2 b b f = 0.011 \times 15.20 \times 7.68^2 \times 0.52 = 5.13$$



1 - Moment Diagram for Two Way Ribbed Slab

Slab reinforcement:

The design can be done directly for the negative moment or through section analysis with assumed bar diameter and step.

**Design for negative moment  $M_u = -74.68$  KN.m/rib**

$$M_n = M_u / \phi = 74.68 / 0.9 = 82.98 \text{ KN.m .}$$

Assume  $\phi 22$  mm  $\rightarrow$  As for one bar is 379.94 mm<sup>2</sup>

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{22}{2} = 279 \text{ mm}$$

$$\rightarrow m = \frac{f_y}{0.85 F_c} = 20.58$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{82.98 * 10^6}{120 * (279)^2} = 8.88 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 8.88 * 20.58}{420}} \right) = 0.03112$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.03112 * 120 * 279 = 1041.90 \text{ mm}^2$$

Check for  $A_{s,min}$

$$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} * b * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b * d$$

$$0.25 \frac{\sqrt{24}}{420} * 120 * 279 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 279$$

$$= 97.63 \text{ mm}^2 < 111.60 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ Larger value is CONTROL}$$

$$A_s = 1041.90 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 28 \dots A_s = 615.75 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{ Use } 2 \Phi 28 \dots A_s = 1231.50 > 1041.90 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{O.K.}$$

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

**Tension = Compression**

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

$$1231.50 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 211.28 \text{ mm.}$$

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

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{211.28}{0.85} = 248.57 \text{ mm.}$$

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

$$= \frac{279-248.57}{248.57} * 0.003 = 0.00037 < 0.005 \quad \therefore \phi = 0.65 \dots$$

compression-controlled

**Design for positive moment  $M_u = +76.50$  KN.m/rib**

$$M_n = M_u / \phi = 76.50 / 0.9 = 85 \text{ KN.m .}$$

Assume  $\phi 25$  mm  $\rightarrow$  As for one bar is  $490.87 \text{ mm}^2$

$$d = 320 - 20 - 8 - \frac{25}{2} = 279.50 \text{ mm}$$

$$\rightarrow m = \frac{f_y}{0.85F_c} = 20.58$$

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{85*10^6}{520*(279.5)^2} = 2.10 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.10*20.58}{420}} \right) = 0.0053$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0053 * 520 * 279.50 = 770.30 \text{ mm}^2$$

$\therefore$  Use 2  $\Phi$  25...  $A_s = 981.75 > 770.30 \text{ mm}^2 \rightarrow$  O.K

**Design for negative moment  $M_u = -25.51$  KN.m/rib**

$$M_n = M_u / \phi = 25.51 / 0.9 = 28.34 \text{ KN.m .}$$

Assume  $\phi 14$  mm  $\rightarrow$  As for one bar is  $154 \text{ mm}^2$

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

$$\rightarrow m = \frac{f_y}{0.85F_c} = 20.58$$

$$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{28.34*10^6}{120*(279)^2} = 3.03 \text{ MPa}$$

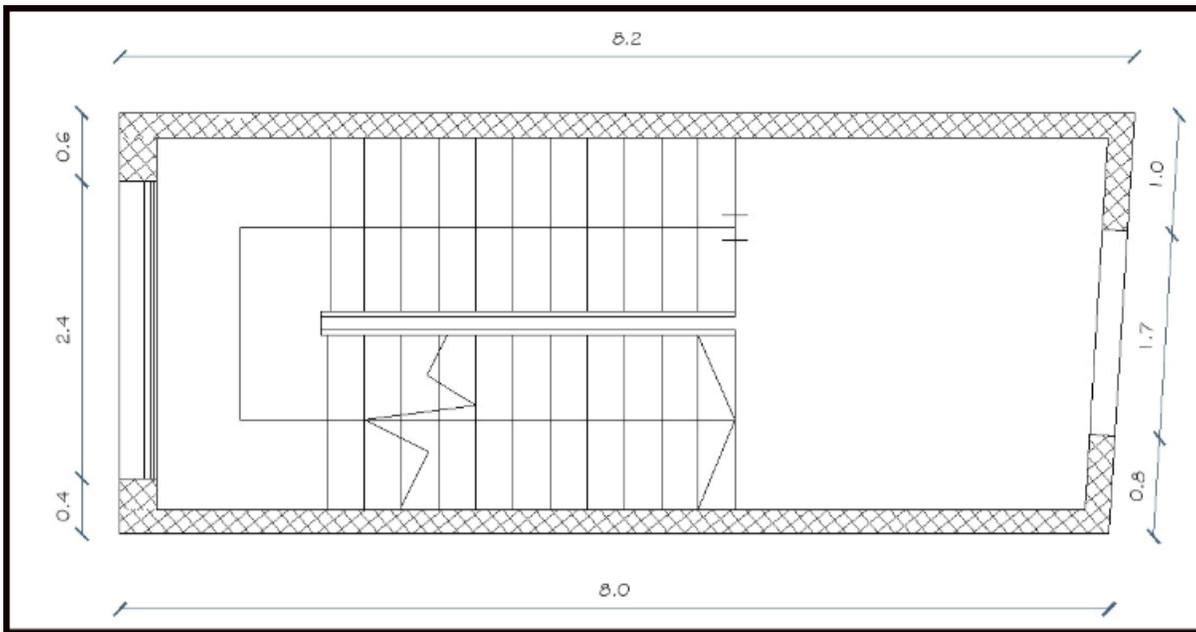
$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n * m}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{20.58} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.03 * 20.58}{420}} \right) = 0.00786$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.03112 * 120 * 285 = 268.79 \text{ mm}^2$$

∴ Use 2 Φ 14...  $A_s = 308 > 268.79 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{O.K}$

#### 4.8 Design of Stair (Stair#4)



**Fig 4.8: Stair Plan.**

**Material :-**

- concrete B300  $F_c' = 28 \text{ N/mm}^2$
- Reinforcement Steel  $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

**1- Design of Flight :-**

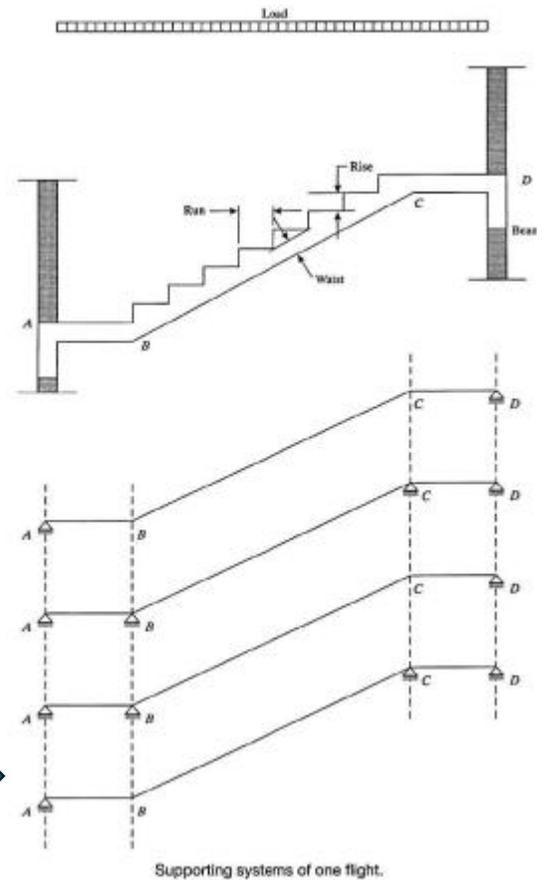
**✓ Determination of Thickness:-**

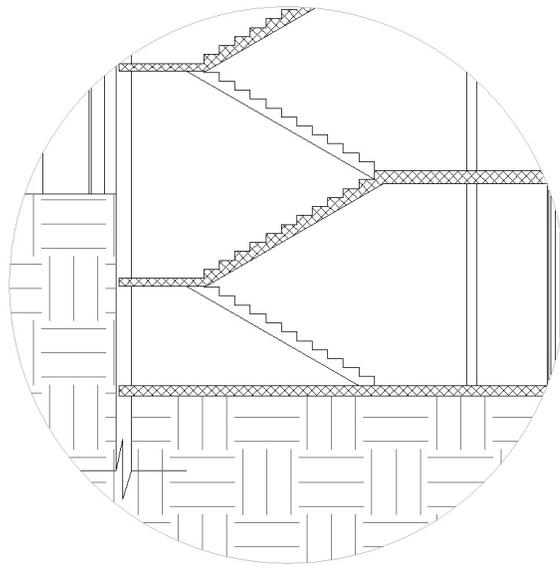
$$h_{\min} = L/20$$

$$h_{\min} = 3.0/20 = 15 \text{ cm}$$

Take  $h = 20 \text{ cm}$

The Stair Slope by  $\theta = \tan^{-1}(17.33 / 30) = 30.01^\circ$





**Fig 4.9 : Stair Section.**

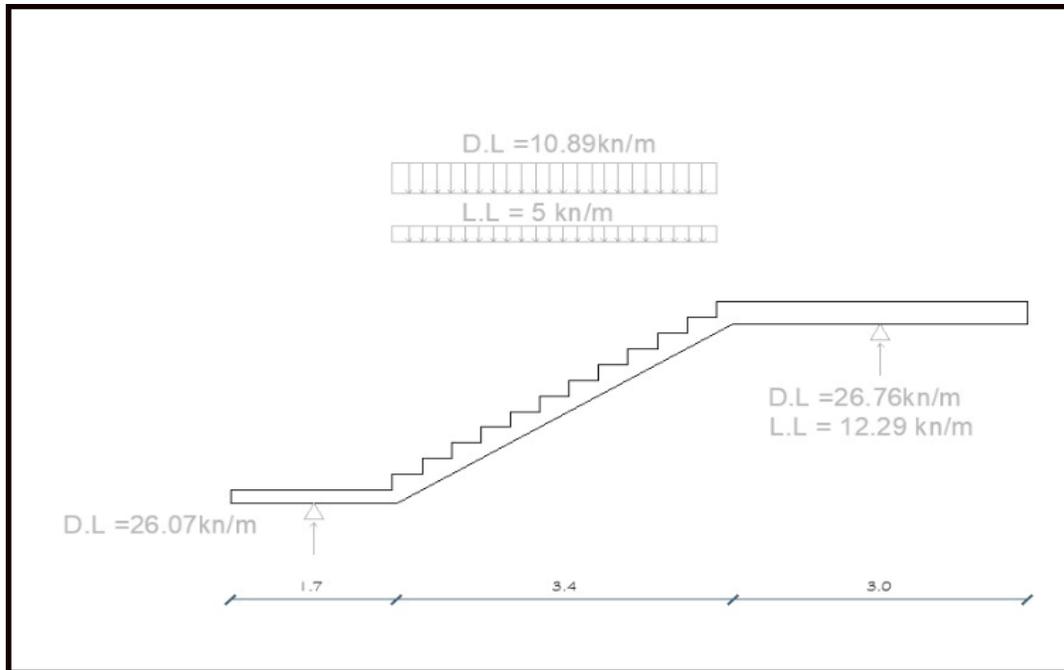
**Dead Load For Flight For 1m Strip:-**

**Table ( 4.6 ) : Dead Load Calculation of Flight.**

No.	Parts of Flight	Calculation
1	<b>Tiles</b>	$23*0.03*1*((0.3+0.17)/0.3) = 1.08 \text{ KN/m}$
2	<b>Mortar</b>	$22*0.03*1*((0.3+0.17)/0.3) = 1.03\text{KN/m}$
3	<b>Stair</b>	$25*0.5*0.2*1 = 2.5\text{KN/m}$
4	<b>R.C</b>	$25*0.2*1 / \cos 30.01^\circ = 5.77 \text{ KN/m}$
5	<b>Plaster</b>	$22*0.02*1 / \cos 30.01^\circ = 0.51 \text{ KN/m}$
		<b>Sum = 10.89 KN/m</b>

**Live Load For Landing For 1m Strip =  $5*1 = 5 \text{ KN/m}$**

✓ **System of Flight:-**

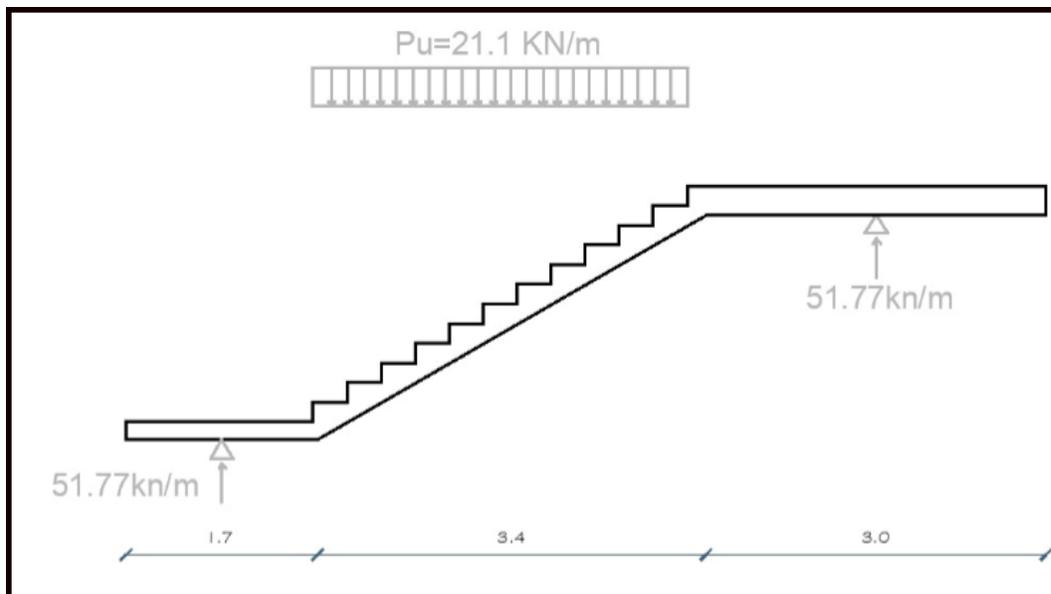


**Fig 4.10: Statically System and Loads Distribution of Flight.**

**Factored Load For Flight :-**

$$W_U = 1.2 \times 10.89 + 1.6 \times 5 = 21.07 \text{ KN/m}$$

**Fig 4.11: Statically System and Loads Distribution of Flight.**



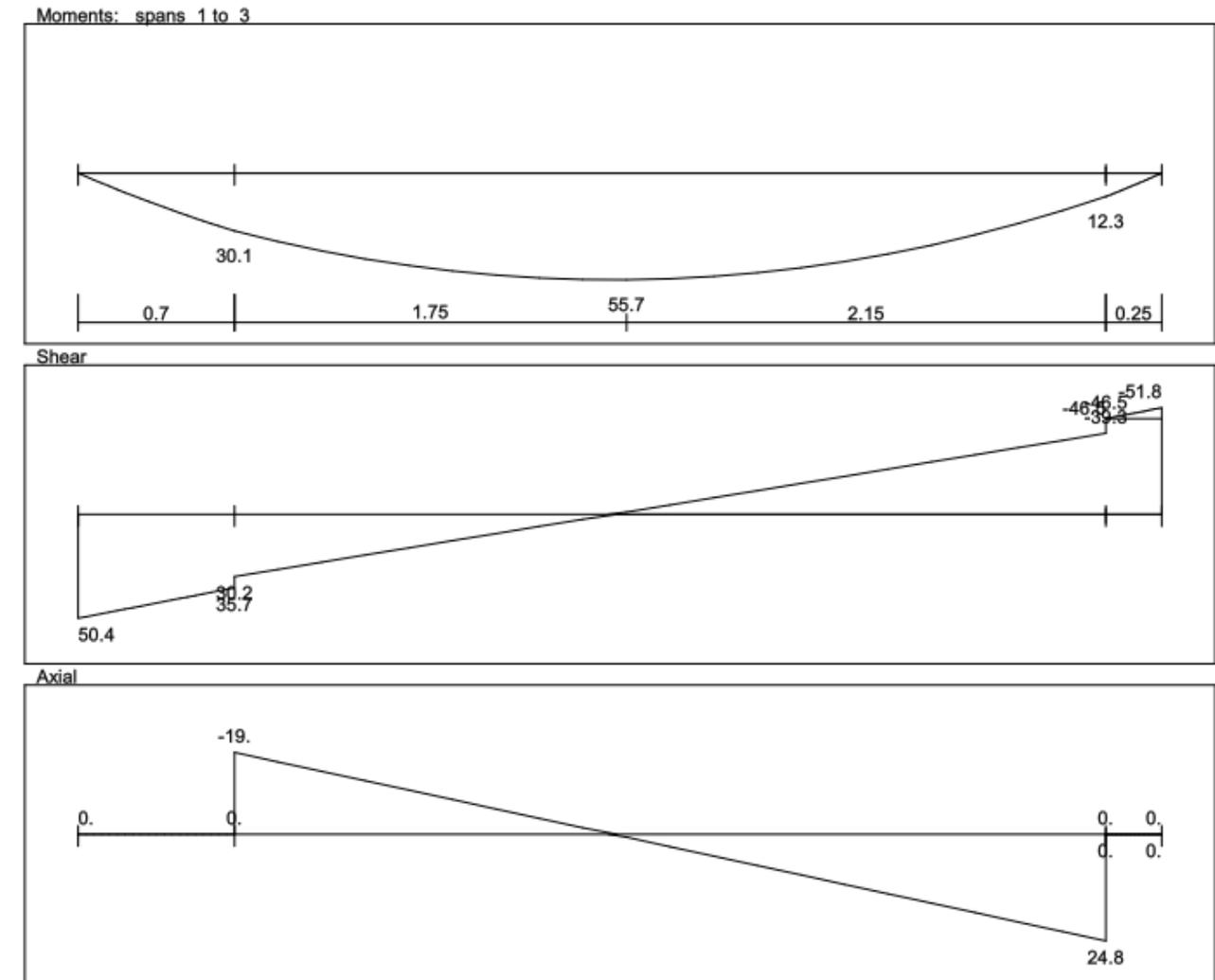


Fig 4.12: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight.

✓ Design of Shear for Flight :- ( $V_u=46.50$  KN)

Assume bar diameter  $\phi$  14 for main

$$\Phi V_c = 0.75 * 141.25 = 105.94 \text{ KN} > V_u = 46.50 \text{ KN} \dots \text{No shear reinforcement are required}$$

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

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c' b w d} = \frac{1}{6} \times \sqrt{28 \times 1000 \times 173} = 141.25 \text{ kn}$$

$\Phi V_c = 0.75 \times 141.25 = 105.94 \text{ KN} > V_u = 46.50 \text{ KN} \dots \dots$  **No shear reinforcement are required**

**✓ Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=55 KN.m)**

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{55 / 0.90}{1000 * 173^2} = 2.04 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.04 * 20.59}{420}} \right) = 0.00512$$

$$A_{s, req} = \rho * b * d = 0.00512 \times 1000 \times 173 = 885.76 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s, min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2/\text{m} \quad A_{s, req} =$$

$$885.76 \text{ mm}^2 > A_{s, min} = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

**Check for Spacing :-**

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

$$S = 380 * \left( \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) * 2.5 * 20 = 330$$

$$S = 450 \text{ mm}$$

$$S = 330 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ is control}$$

**Use  $\phi 16$  @  $200 \text{ mm}$  ,  $A_{s, provided} = 1005 \text{ mm}^2 > A_{s, required} = 993.02 \text{ mm}^2 \dots \text{ Ok}$**

**Check for strain:-**

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

$$= \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.04 * 20.59}{420}} \right) = 0.00512$$

$$A_{s, req} = \rho * b * d = 0.00512 \times 1000 \times 173 = 885.76 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2/\text{m} \quad A_{s,\text{req}} = 885.76$$

$$\text{mm}^2 > A_{s,\min} = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

### Check for Spacing :-

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

$$S = 380 * \left( \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) * 2.5 * 20 = 330$$

$$S = 450 \text{ mm}$$

$$S = 330 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{is control}$$

Use  $\phi 16 @ 200 \text{ mm}$  ,  $A_{s,\text{provided}} = 1005 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 993.02 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

### Check for strain:-

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b \cdot f_c} = \frac{1005 \cdot 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 20.70 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.70}{0.85} = 24.35 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 = \left( \frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left( \frac{173 - 24.34}{24.34} \right) = 0.018 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

### Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$$A_{s,\text{req}} = A_{s,\min} = 0.0018 * 1000 * 320 = 576 \text{ mm}^2$$

Use  $\phi 14 @ 200 \text{ mm}$  ,  $A_{s,\text{provided}} = 770 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 576 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

## 1- Design of Middle Landing :-

### ✓ Determination of Thickness:-

$$h_{min} = L/20$$

$$h_{min} = 3.20 / 20 = 16 \text{ cm}$$

Take  $h = 20 \text{ cm}$

### ✓ Load Calculation:-

**Dead Load For (LA1) Landing For 1m Strip:-**

**Table ( 4.7 ) : Dead Load Calculation of Middle Landing.**

No.	Parts of Landing	Calculation
1	Tiles	$23 * 0.03 * 1 = 0.69 \text{ KN/m}$
2	Mortar	$22 * 0.03 * 1 = 0.66 \text{ KN/m}$
4	R.C	$25 * 0.20 * 1 = 5 \text{ KN/m}$
5	Plaster	$22 * 0.02 * 1 = 0.44 \text{ KN/m}$
		<b>Sum = 6.8 KN/m</b>

**Live Load For Landing =  $5 * 1 = 5 \text{ KN/m}$**

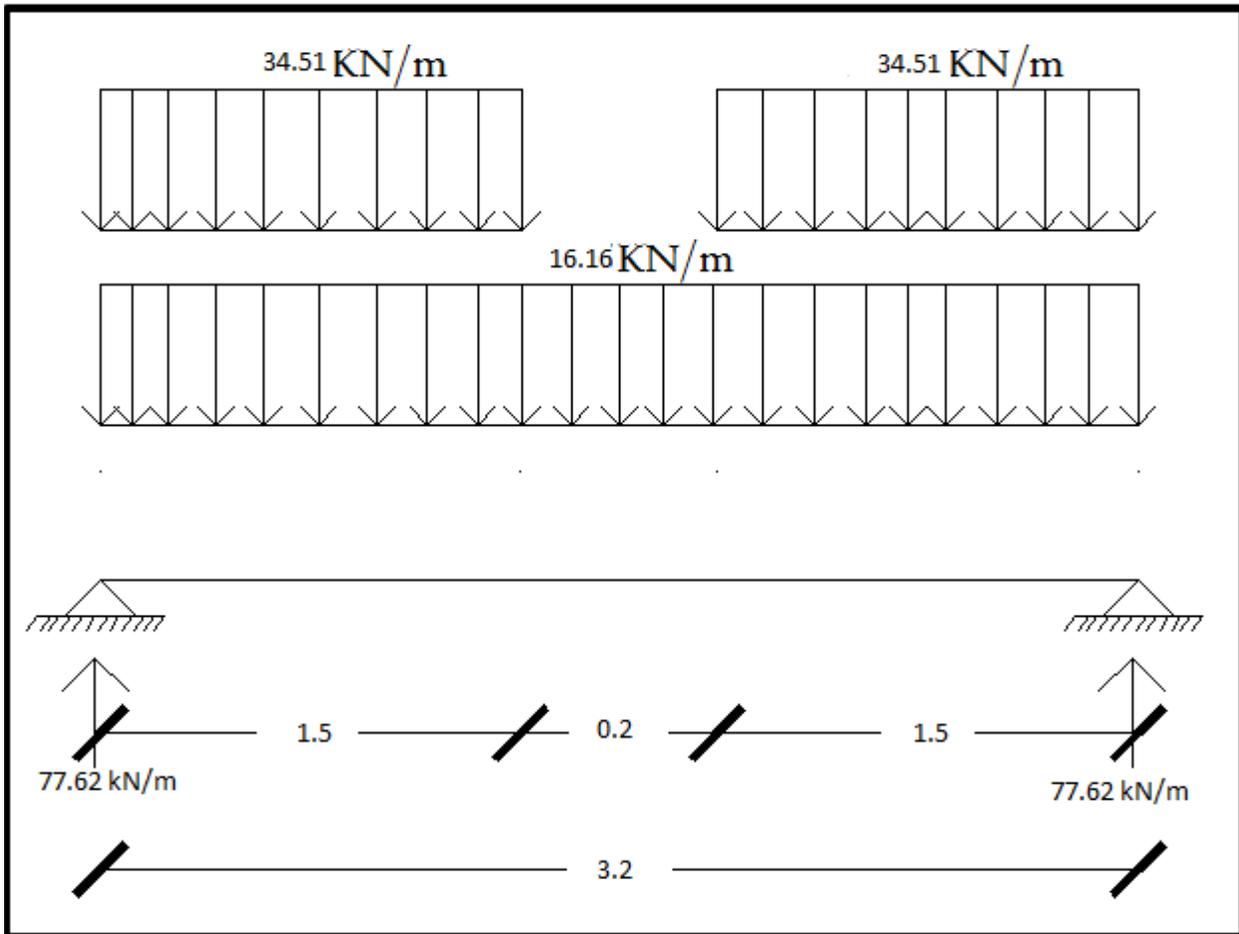
**Factored Load For Landing :-**

$$W_U = 1.2 \times 6.8 + 1.6 \times 5 = 16.16 \text{ KN/m}$$

**Factored Load From Flight :-**

$$W_{LA1} = \frac{W_{LA1}}{L} = \frac{51.77}{1.5} = 34.51 \text{ KN/M}$$

### ✓ System of Landing:-



**Fig 4.13: Statically System and Loads Distribution of Middle Landing.**

✓ **Design of Shear:- (Vu=68.85KN)**

Assume bar diameter  $\phi$  14 for main reinforcement

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

$$vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} bwd = vc = \frac{1}{6} \sqrt{28} \times 1000 \times 173 = 336.81$$

$\Phi * V_c = 0.75 * 336.81 = 275.11 \text{KN} > V_u = 68.85 \text{KN}$ .....**No shear reinforcement are required**

**Design of Bending Moment :- (Mu=59.4KN.m)**

$$d = h - \text{cover} - db/2 = 320 - 20 - 14/2 = 173 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{59.4/0.90}{1000 * 173^2} = 2.20 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.64$$

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

$$= \frac{1}{17.64} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.20 * 17.64}{420}} \right) = 0.00502$$

$$A_{s,req} = \rho . b . d = 0.0055 \times 1000 \times 173 = 951.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,req} = 951.5 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 360 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \text{.....OK}$$

**Check for Spacing:-**

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

$$S = 380 * \left( \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) * 2.5 * 20 = 330$$

$$S = 450 \text{ mm}$$

$$S = 330 \text{ mm} \quad \text{..... is control}$$

Use  $\phi 16 @ 200 \text{ mm}$  ,  $A_{s,provided} = 1005 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 993.02 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{1005 \cdot 420}{0.85 \cdot 1000 \cdot 28} = 17.73$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.73}{0.85} = 20.86$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left( \frac{173-17.73}{17.73} \right) = 0.02 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$$A_{s, \text{req}} = A_{s, \text{min}} = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 200 = 576 \text{ mm}^2$$

Use  $\phi 14 @ 200 \text{ mm}$ ,  $A_{s, \text{provided}} = 770 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 576 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

## 1- Design of Middle Landing :-

### ✓ Determination of Thickness:-

$$h_{\text{min}} = L/20$$

$$h_{\text{min}} = 3.20 / 20 = 16 \text{ cm}$$

Take  $h = 20 \text{ cm}$

### ✓ Load Calculation:-

#### Dead Load For (LA1) Landing For 1m Strip:-

Table ( 4.7 ): Dead Load Calculation of Middle Landing.

No.	Parts of Landing	Calculation
1	Tiles	$23 \cdot 0.03 \cdot 1 = 0.69 \text{ KN/m}$
2	Mortar	$22 \cdot 0.03 \cdot 1 = 0.66 \text{ KN/m}$
4	R.C	$25 \cdot 0.20 \cdot 1 = 5 \text{ KN/m}$
5	Plaster	$22 \cdot 0.02 \cdot 1 = 0.44 \text{ KN/m}$
		<b>Sum = 6.8 KN/m</b>

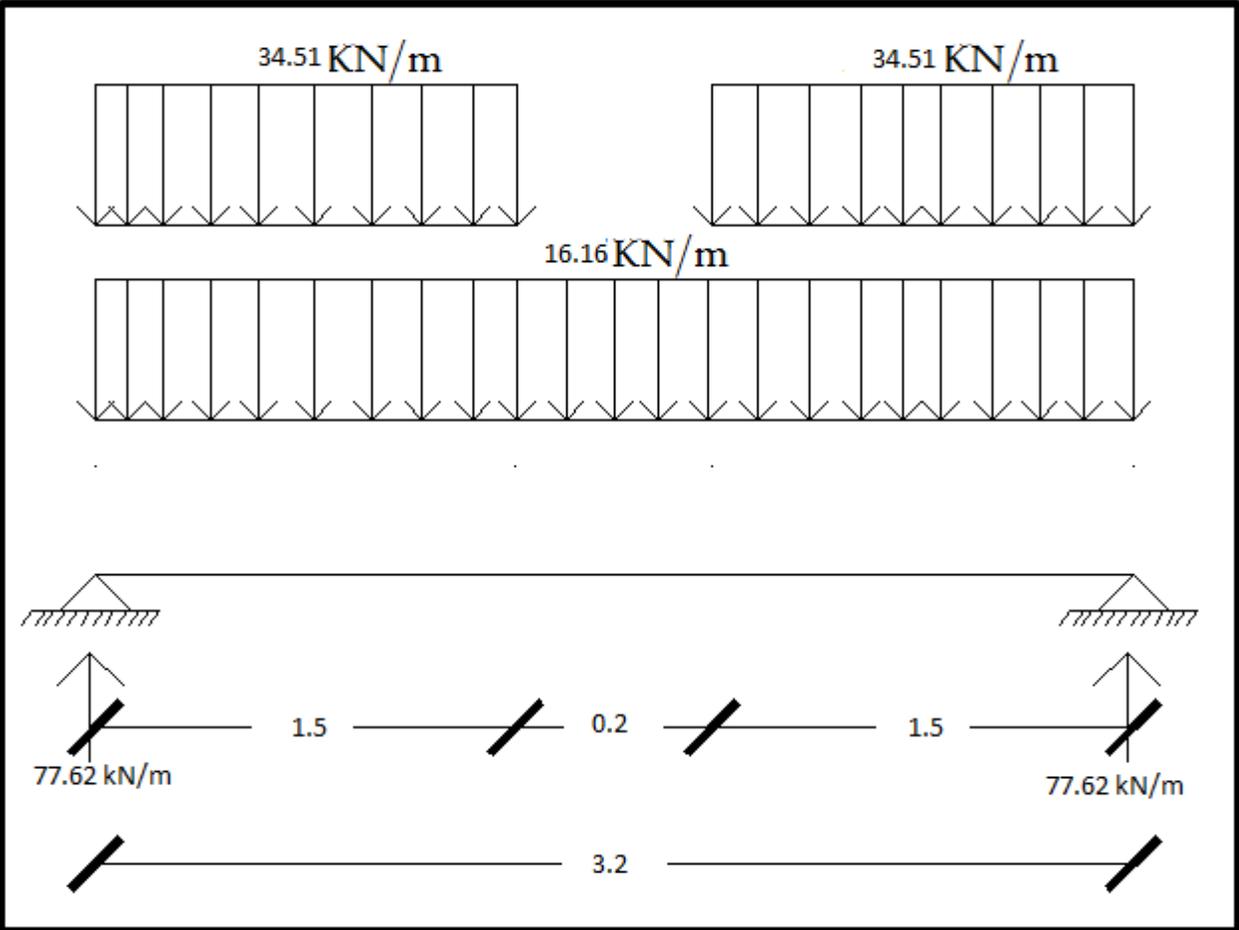
**Live Load For Landing = 5\*1 = 5 KN/m**

**Factored Load For Landing :-**

$$WU = 1.2 \times 6.8 + 1.6 \times 5 = 16.16 \text{ KN/m}$$

**Factored Load From Flight :-**

$$WLA1 = \frac{wFL1}{L} = \frac{30.33}{1.5} = 20.22 \text{ kn/m}$$



**Fig 4.13: Statically System and Loads Distribution Of Middle Landing.**

✓ **Design of Shear:- (Vu=68.85KN)**

Assume bar diameter  $\phi$  14 for main reinforcement

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

$$vc = \frac{1}{6} \sqrt{f'c} bwd = vc = \frac{1}{6} \sqrt{28} \times 1000 \times 173 = 336.81$$

$\Phi * V_c = 0.75 * 336.81 = 275.11 \text{KN} > V_u = 68.85 \text{KN}$ .....**No shear reinforcement are required**

**Design of Bending Moment :- (Mu=59.4KN.m)**

$$d = h - \text{cover} - db/2 = 320 - 20 - 14/2 = 173 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{59.4/0.90}{1000 * 173^2} = 2.20 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f'c} = \frac{420}{0.85 * 28} = 17.64$$

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

$$= \frac{1}{17.64} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 2.20 * 17.64}{420}} \right) = 0.00502$$

$$A_{s,req} = \rho . b . d = 0.0055 \times 1000 \times 173 = 951.5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 0.0018 * 1000 * 200 = 360 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,req} = 951.5 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 360 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \dots \text{OK}$$

**Check for Spacing:-**

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

$$S = 380 * \left( \frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) * 2.5 * 20 = 330$$

$$S = 450 \text{ mm}$$

$$S = 330 \text{ mm} \quad \dots \text{is control}$$

Use  $\phi 16 @ 200 \text{ mm}$  ,  $A_{s,provided} = 1005 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 993.02 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

**Check for strain:-**

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot b \cdot f_c} = \frac{1005 \cdot 420}{0.85 \cdot 1000 \cdot 28} = 17.73$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{17.73}{0.85} = 20.86$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left( \frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left( \frac{173-17.73}{17.73} \right) = 0.02 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$$A_{s,\text{req}} = A_{s,\text{min}} = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 200 = 576 \text{ mm}^2$$

Use  $\phi 14 @ 200 \text{ mm}$ ,  $A_s, \text{ provided} = 770 \text{ mm}^2 > A_s, \text{ required} = 576 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

## 4.9 Design of column C 75

Material :

- $F_c' = 28 \text{ MPa}$ ,
- $F_y = 420 \text{ MPa}$
- $C_c = 5 \text{ cm}$
- $\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^2$

**Load Calculation :**

- Dead Load = 3910.3 KN
- Live Load = 1465.3 KN

**Factored Load :**

$$- P_u = 1.2 \times 3910.3 + 1.6 \times 1465.3 = 7036.84 \text{ KN} \approx 7040 \text{ KN}$$

**Dimensions of Column :**

Assume  $\rho_g = 0.01$

$$\phi * P_n = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 F_c' (1 - \rho_g) + \rho_g * F_y\}$$

$$7040 \times 10^3 = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 \times 28 (1 - 0.01) + 0.01 * 420\}$$

$$A_g = 487661.61 \text{ mm}^2$$

Assume Square Section

$$b = 698.32 \text{ mm} \ \& \ h = 698.32 \text{ mm}$$

select  $b = 700 \text{ mm}$

**Check Slenderness Parameter:**

$$\frac{k l_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \leq 40$$

$L_u$ : Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor. According to ACI 318-2002 (10.10.6.3) The effective length factor

k, shall be permitted to be taken as 1.0.

R: radius of gyration =  $\sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3 h$  .....For Square/rectangular section

$$L_u = 3.55 - 0.7 = 2.85 \text{ m}$$

M1/M2 = 1 - braced frame with  $M_{min}$

K=1 for braced frame.

•about X & Y Axis (b = 700 mm )

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} \leq 40$$

$$\frac{1 \times 3.91}{0.3 \times 0.7} = 18.62 < 22$$

**Column Is Short**

**Minimum Eccentricity :**

$$e_x = e_y = \frac{Mux}{Pu} = 0$$

$$e_{min} = 15 + 0.03 x h = 15 + 0.03 \times 700 = 57 \text{ mm} = 0.057 \text{ m}$$

$$M_{min} = Pu (15 + 0.03 h) = 7040 \times 10^{-3} (15 + 0.03 \times 700) = 253.44 \text{ KN.m}$$

**Magnification Factor:**

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75pc}} \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

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

$$Cm = 0.6 + 0.4 \times 1 = 1 \geq 0.4$$

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

$$EI = 0.4 \frac{Ec Ig}{1 + \beta d}$$

$$Ec = 4700x\sqrt{fc'} = 4700x\sqrt{28} = 24870.6 \text{ Mpa}$$

$$Bc = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (3910.3)}{7040} = 0.67 < 1$$

$$Ig = \frac{bxh^3}{12} = \frac{0.70x0.70^3}{12} = 0.02 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4x24870.6x0.02}{1 + 0.67} = 119.14 \text{ KN.m}^4$$

$$Pcr = \frac{\pi^2 x 119.14}{(3.91)^2} = 76.91 \text{ KN}$$

$$\delta ns = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75pc}} \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

$$\delta ns = \frac{1}{1 - \frac{7040}{0.75x76910}} = 1.14 > 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

**Interaction Diagram :**

$$ex = emin x \delta ns = 0.057x1.14 = \mathbf{0.065m}$$

$$\frac{ex}{h} = \frac{0.065}{0.70} = \mathbf{0.09}$$

$$\frac{\gamma}{h} = \frac{700 - 2 * 50 - 2 * 10 - 25}{700} = \mathbf{0.79}$$

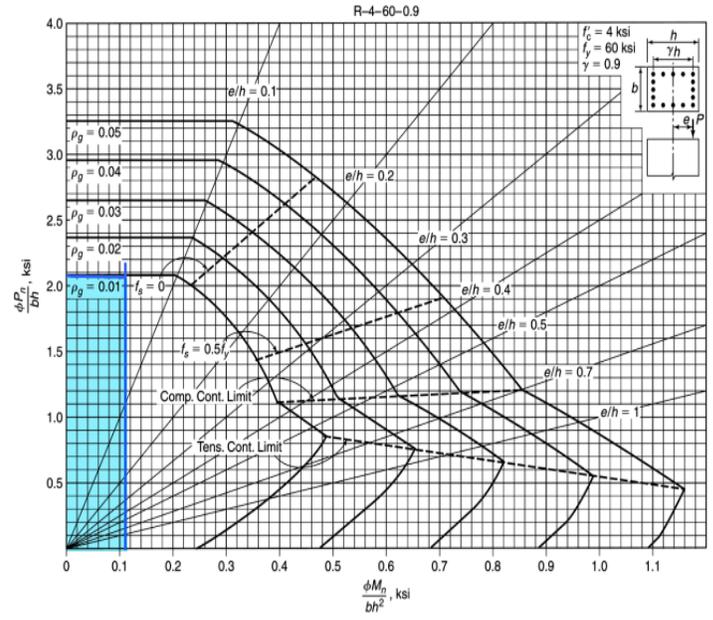


Fig. A-9c  
Nondimensional interaction diagram for rectangular tied column with bars in four faces:  $f'_c = 4000$  psi and  $\gamma = 0.90$ .

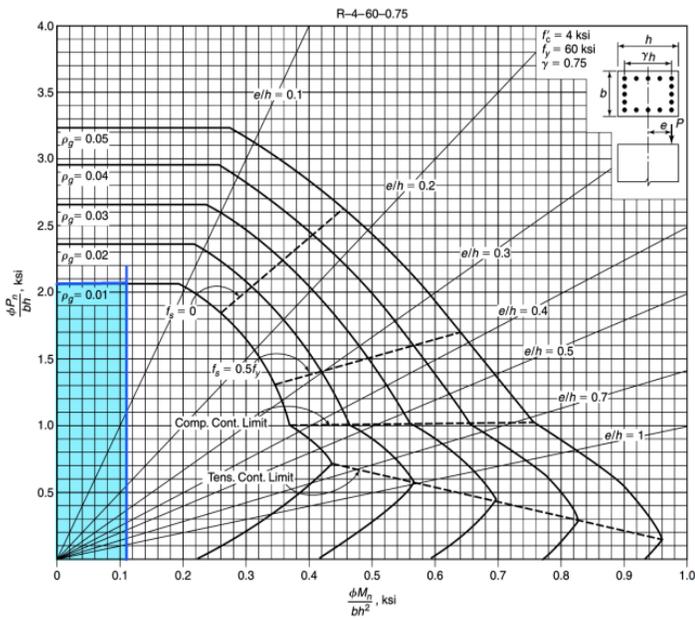
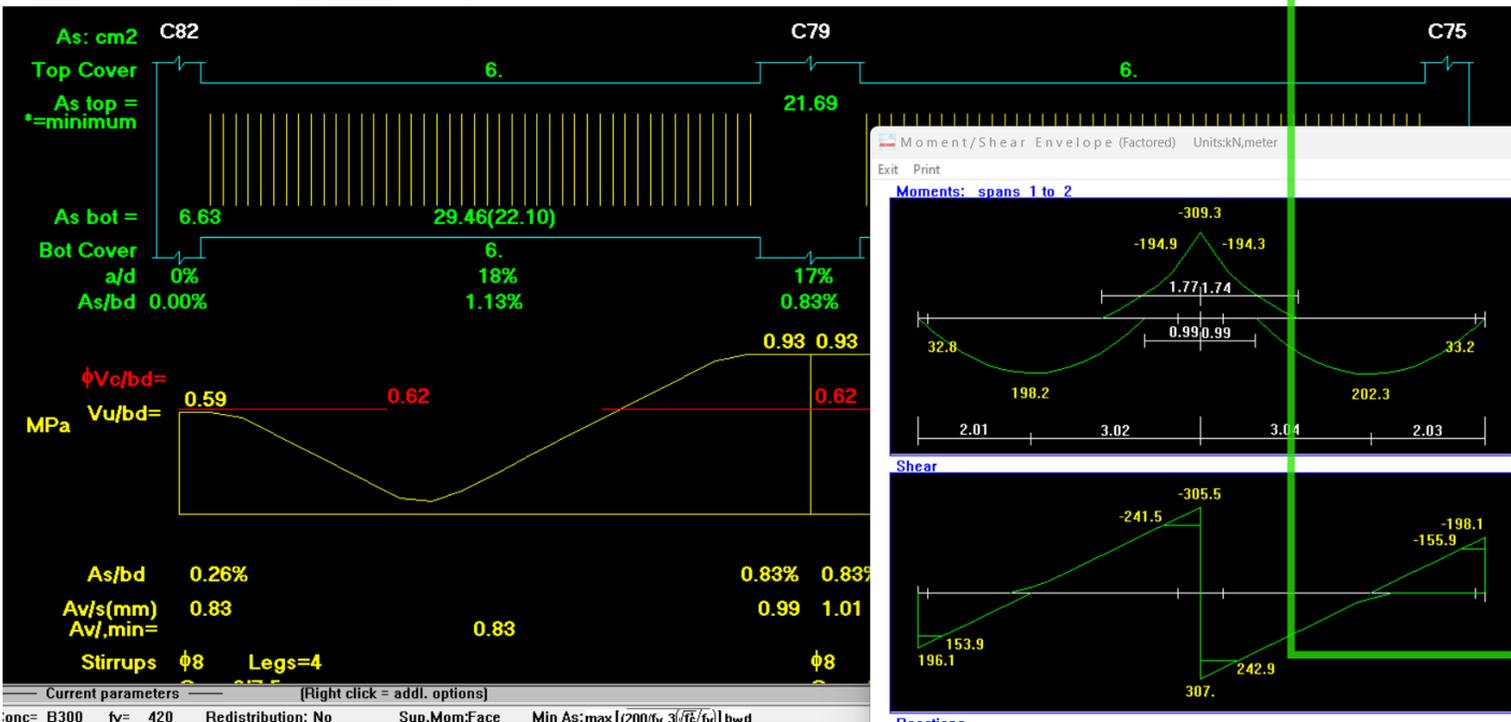
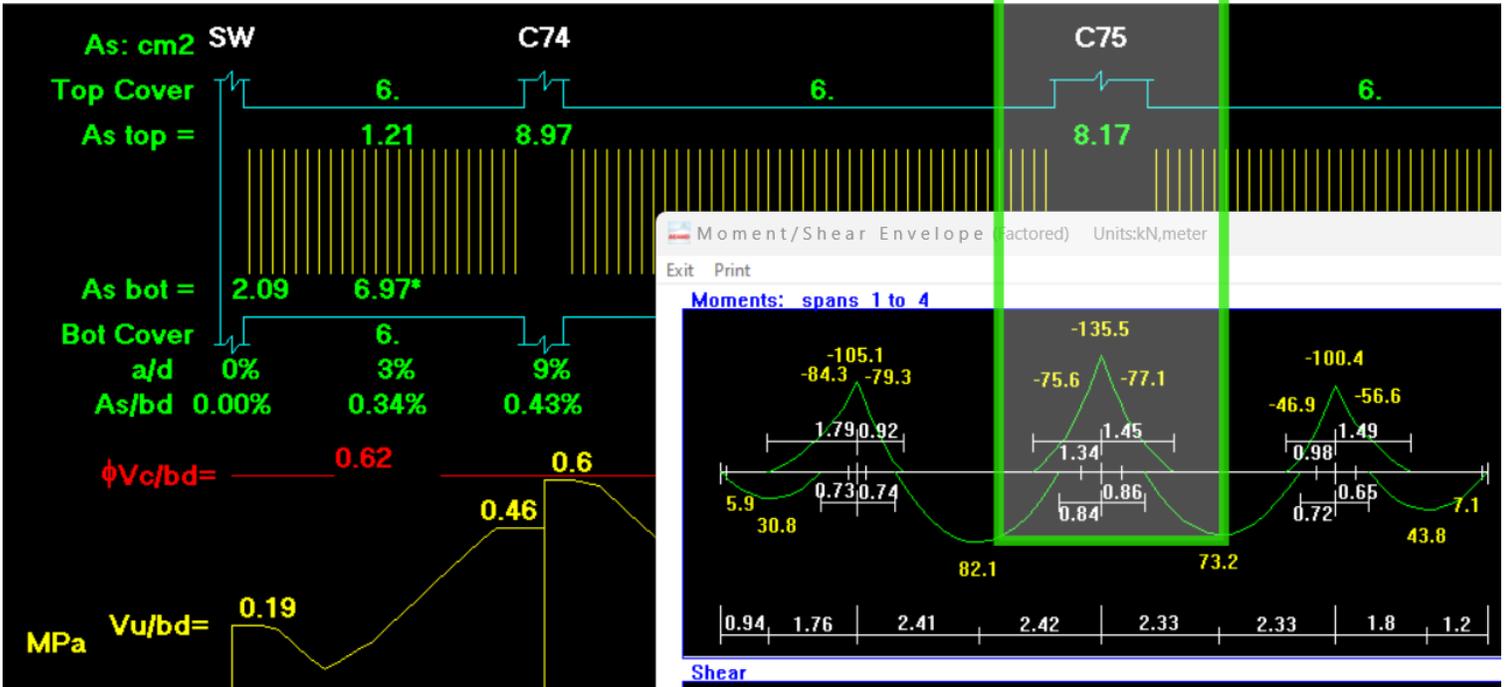


Fig. A-9b  
Nondimensional interaction diagram rectangular for tied column with bars in four faces:  $f'_c = 4000$  psi and  $\gamma = 0.75$ .



From the interaction diagram chart :

From chart A9-b for  $\frac{\gamma}{h}=0.75 \rightarrow \rho_g = 0.01$

From chart A9-c for  $\frac{\gamma}{h}=0.90 \rightarrow \rho_g = 0.01$

Then for  $\frac{\gamma}{h} = 0.79 \rightarrow \rho_g = 0.01$

**Select reinforcement**

$$A_{st} = \rho_g \times A_g = 0.01 \times 700 \times 700 = 4900 \text{ mm}^2$$

Select 12Ø25 with  $A_s = 5890.44 > A_{st \text{ req}} = 4900 \text{ mm}^2$

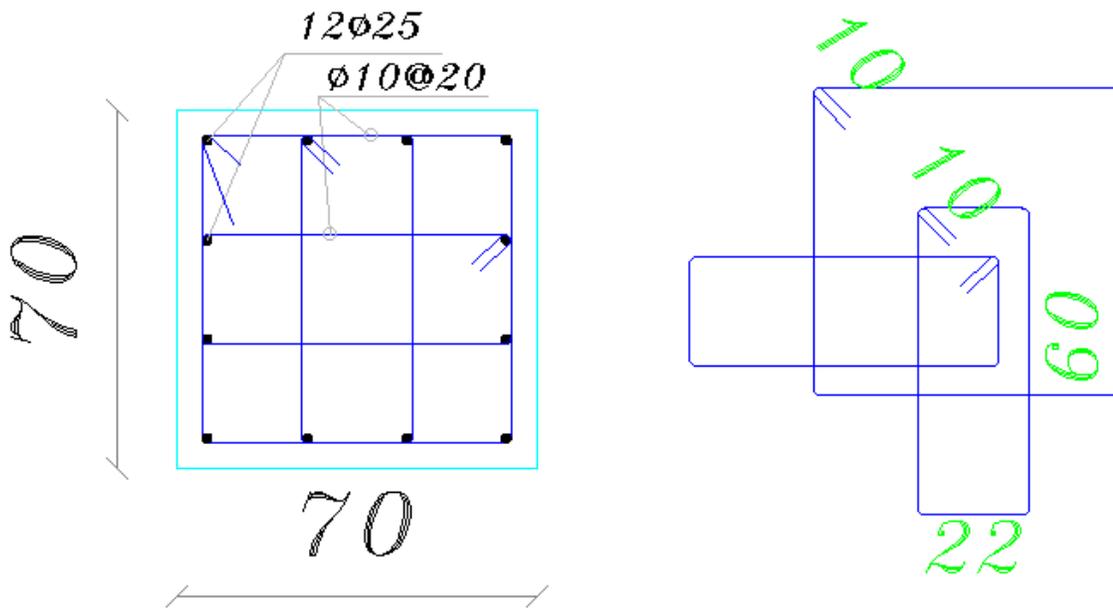
**Design of the Stirrups :**

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :

$$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b = 16 \times 2.5 = 40 \text{ cm}$$

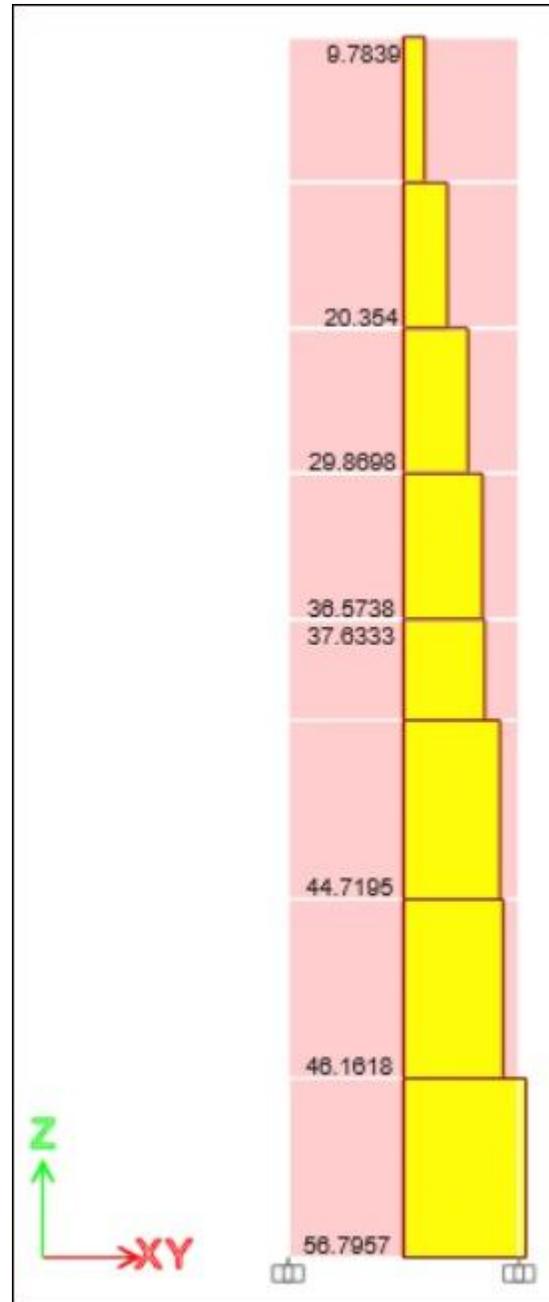
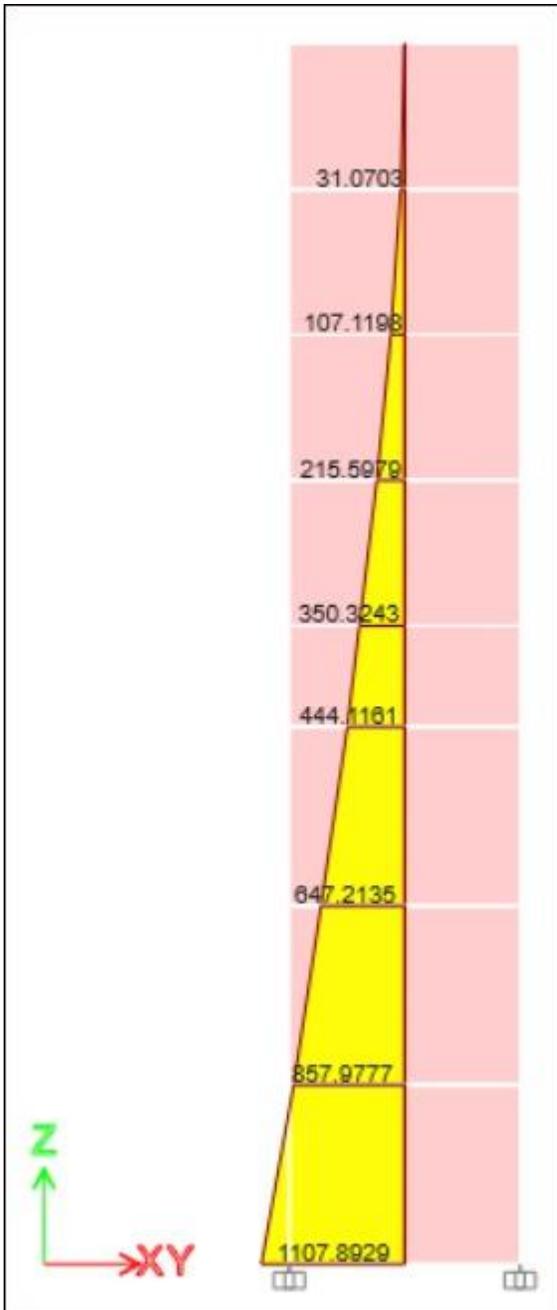
$$\text{Spacing} \leq 48 \times d_s = 48 \times 10 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{Spacing} \leq 40 \text{ cm} \quad \text{Use } \text{Ø}10@20 \text{ cm} .$$



Column C75 reinforcement detail.

#### 4.10 Design of shear wall



LW = 4.925 m

T = 30 cm

FC' = 35 MPa

$$FV = 420 \text{ MPa}$$

$$Lw = <hw \rightarrow d = 0.8 * Lw = 3.94 \text{ m}$$

$$Mu1 = 1634 - 279 * 4.925 / 2 = 947 \text{ Kn/m}$$

### 1.1 Design of Horizontal Reinforcement :

$$Vu \text{ max} = 297 \text{ kN}$$

Shear Strength of Concrete is the smallest of :

$$1- Vc = \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d = \frac{1}{6} * \sqrt{35} * 300 * 3940 = 1165.5 \text{ kN control}$$

$$2 - Vc = \frac{\sqrt{fc'} * b * d}{4} + \frac{Nu * d}{4 * Lw} = \sqrt{35} * 300 * \frac{3940}{4} = 1748.2$$

$$3 - Vc = \left( \frac{\sqrt{fc'}}{2} + \frac{Lw * \left( \sqrt{fc'} + \frac{2Nu}{Lw * h} \right)}{\frac{Mu1 * Lw}{Vu} - \frac{Lw}{2}} \right) * \frac{h * d}{10} = \left( \frac{\sqrt{35}}{2} + \frac{4.925 * (\sqrt{35} + 0)}{\frac{947 * 4.925}{297} - \frac{4.925}{2}} \right) * \frac{300 * 3940}{10} = 5093 \text{ kN}$$

$$Vc = 1165.5 \text{ kN} \rightarrow \phi Vc > Vu = 297$$

Horizontal reinforcement is not required.

$$\frac{Avh}{s} \text{ min} = 0.0025 * 300 = 0.75$$

Avh : For 2 layers of Horizontal Reinforcement Select  $\phi 10$  :

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

$$\frac{Avh}{s} = 0.75 \rightarrow Sreq = \frac{158}{0.75} = 210.6 \text{ mm}$$

$$Smax = \frac{Lw}{5} = \frac{158}{0.75} = 985 \text{ mm}$$

$$= 3h = 900 \text{ mm} \ll \text{control}$$

**$\therefore$  Select  $\phi 10$  @ 200mm at each side**

$$S = 200 \text{ mm} < Smax = 900 \text{ mm} \dots (\text{ok})$$

(1.2) Design of uniform distributed vertical reinforcement

$$A_{vv} = \left( 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{hw}{Lw} \right) x \left( \frac{Avh}{sxh} - 0.0025 \right) \right) x h x s$$

$$\frac{Avh}{s} = \left( 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{24.32}{4.925} \right) x \left( \frac{2x79}{200x300} - 0.0025 \right) \right) x 300 = 0.7$$

$$\frac{Avh}{s} = 0.7 \rightarrow S_{req} = \frac{158}{0.7} = 225.7mm$$

**∴ Select  $\phi 10$  @ 200 mm at each sid .**

Part of moment that resisted through ( $A_{vv}$ ):

$$A_{sv} = \frac{2*79*4925}{200} = 3890.75 \text{ mm}^2$$

$$M_{uv} = 0.9 \left( 0.5 x A_{sv} x F_y x l_w x \left( 1 - \frac{z}{2x l_w} \right) \right)$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85x\beta_1 x f_c' x l_w x h}{A_{sv} x f_y}} = \frac{1}{2 + \frac{0.85x0.85x35x4925x300}{3890.75x420}} = 0.04$$

$$M_{uv} = 0.9 \left( 0.5 x 3890.75 x 420 x 4925 x \left( 1 - \frac{0.04}{2} \right) \right) = 3549.2kNm > M_u = 1634 kNm$$

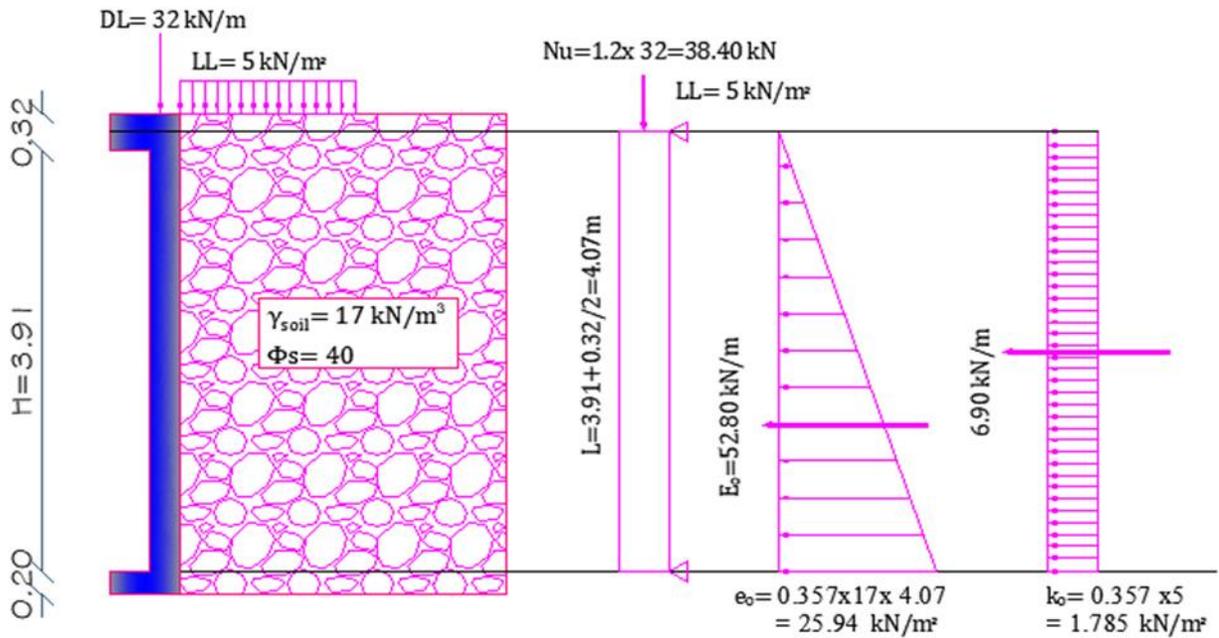
Boundary element is not required

Design of Vertical Reinforcement:-

## 4.11 Design of Basement wall

shown Where

- $F_c' = 24 \text{ MPa}$ ,
- $F_y = 420 \text{ MPa}$
- $\Phi = 14 \text{ mm}$
- $C_c = 5 \text{ cm}$
- $\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\mu = \tan(2/3 \times 40) = 0.50$



### 1.1 System and Loads:

$$H = 3.91 + \frac{0.32}{2} = 4.07 \text{ m}$$

$$k_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin(40) = 0.357$$

$$e_0 = k_0 \times \gamma \times h = 0.357 \times 17 \times 4.07 = 25.94$$

$$E_0 = e_0 \times h/2 = 25.94 \times \frac{4.07}{2} = 52.80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

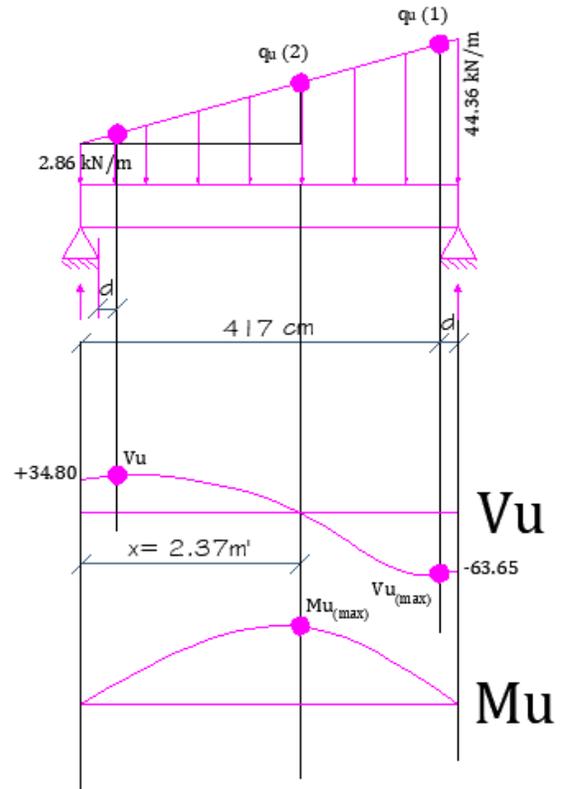
$$k_0 \times LL = 0.357 \times 5 = 1.785 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow 1.785 \times 3.86 = 6.90 \text{ kN/m}$$

$$\text{factored loads } (q_u) = 1.6 \times E$$

$$= 1.6 \times 1.785 = 2.86 \text{ kN/m}$$

$$= 1.6 \times 25.94 = 41.50 \text{ kN/m}$$



$$\sum M_{RA} = 0$$

$$2.86 \times 4.17^2 \times 0.5 + 41.50 \times \frac{2}{3} \times \frac{4.17^2}{2} - B_y x 4.17 = 0$$

$$\rightarrow B_y = 63.65 \text{ kN} \quad \rightarrow A_y = 34.80 \text{ kN}$$

## 1.2 Determine the required reinforcement of basement wall $\rightarrow h=30 \text{ cm}$ .

$$d = 300 - 50 - 14 = 236 \text{ mm}$$

$$q_{u(1)} = \frac{44.36 - 2.86}{4.17} \times (4.17 - 0.236) + 2.86 = 42.57 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{u_{max}} = -63.65 + 42.57 \times 0.236 + (44.36 - 42.57) \times \frac{0.236}{2} = 53.40 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 1000 \times 236 = 144.52 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 144.52 \text{ kN} \gg V_u = 53.40 \text{ kN} ; \text{ Ok}$$

Design bending moment:

$Mu_{max}$  at  $Vu = 0$

$$\Sigma Fy = 34.80 - 2.86 * X - \frac{41.50}{2 * 4.17} * X^2 = 0 \rightarrow x = 2.37 \text{ m}$$

$$qu(2) = \frac{41.50}{4.17} \times 2.37 = 23.58 \text{ kN/m}$$

Make Section at  $(x) = (4.17 - 2.37) = 1.80 \text{ m}$  :

$$Mu_{max} = 63.65 * 1.80 - (44.36 - 23.58) * \frac{1.80^2}{2} * \frac{2}{3} - 23.58 * \frac{1.80^2}{2} = 53.93 \text{ kN.m}$$

$Mu_{max} @$  zero shear = 53.93 kN.m

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

$$\Rightarrow Mn = 53.93 / 0.9 = 59.92 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow Kn = \frac{Mn}{b * x * d^2} = \frac{59.92 * 10^6}{1000 * 236^2} = 1.076 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{1}{20.59} * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.076}{420}} \right) = 0.00263$$

$$\Rightarrow As_{req} = 0.00263 * 1000 * 236 = 620.68 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow As_{min} = 0.0012 * 1000 * 300 = 360 \text{ mm}^2$$

∴ Select 5Ø14/1m with  $A_s = 621 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{sreq} \dots$

(Tension Face )

Design of Compression face:

→  $A_s = A_s (\text{min}) = 360 \text{ mm}^2$

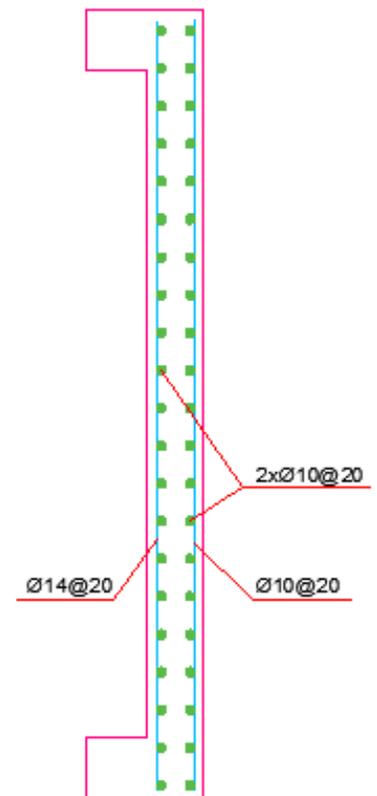
∴ Select 5Ø10/1m with  $A_s = 392.7 \text{ mm}^2/\text{m} \dots$

(Compression Face ) Design of Horizontal Reinforcement:

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

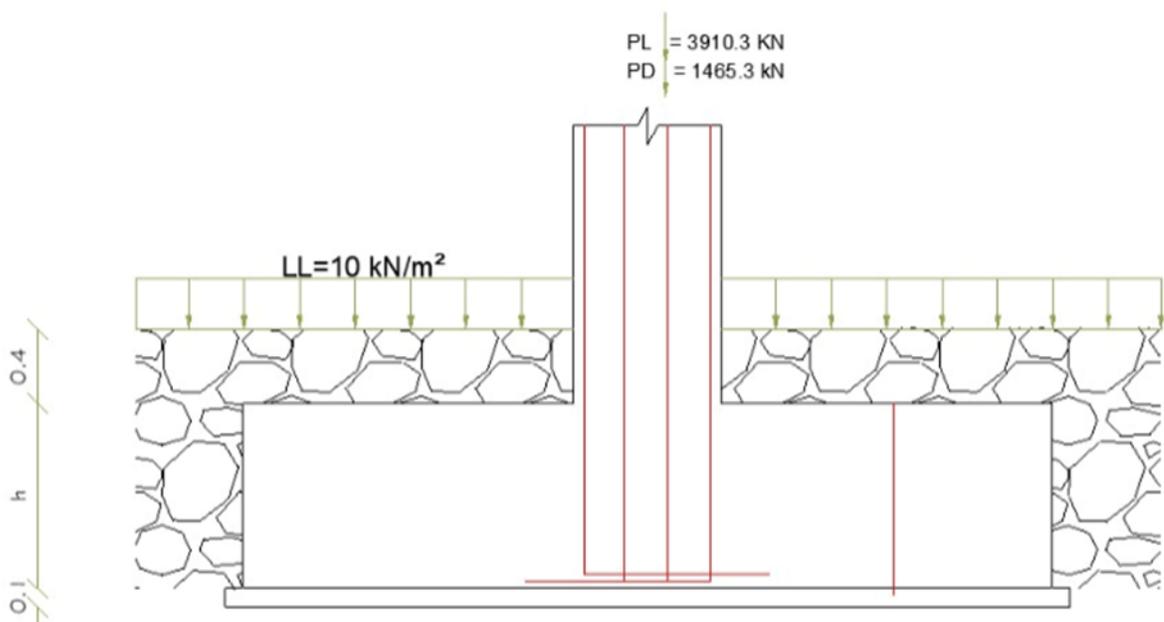
∴ Select **5Ø10@20cm**

*Reinforcement As Shown*



## 4.12 Design of the Isolated square footing , Given that :

$F_c' = 28 \text{ MPa}$   
 $F_y = 420 \text{ MPa}$   
 $PD = 3910.3 \text{ kN}$   
 $PL = 1465.3 \text{ kN}$   
 $\gamma_{\text{concrete}} = 25 \text{ kN/m}^3$   
 $\gamma_{\text{soil}} = 17 \text{ kN/m}^3$   
 $\sigma_{\text{allow}} = 400 \text{ kN/m}^2$   
 use  $\Phi 20 \text{ mm}$   
 clear cover = 5 cm



### 1- Determination of footing dimensions a\*b (Design of soil) :

$$\sigma_{bu} \leq 1.4 \sigma_{b(\text{allow . net})}$$

- Assume  $h = 80 \text{ cm}$
- For  $1 \text{ m}^2$  under the footing:  
 Weight of soil =  $17 \times 0.40 = 6.80 \text{ kN/m}^2$   
 Weight of footing =  $25 \times 1.0 = 25 \text{ kN/m}^2$   
 Life Load =  $10 \text{ kN/m}^2$
- Net allowable bearing pressure ( $\sigma_{b(\text{allow})}$ ) =  $400 - 6.80 - 25 - 10 = 359.20 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_{bu(\text{allow . net})} = 1.4 \sigma_{b(\text{allow . net})} = 1.4 * 359.20 = \mathbf{502.88 \text{ kN/m}^2}$
- $\sigma_{bu} = \frac{P_u}{A_{req}} \leq \sigma_{bu(\text{allow . net})}$  , where :  $P_u = 1.2 * 3910.3 + 1.6 * 1465.30 = 7036.84 \text{ kN}$

$$\therefore a^2 = \frac{7036.84}{502.88} = 3.74 \rightarrow$$

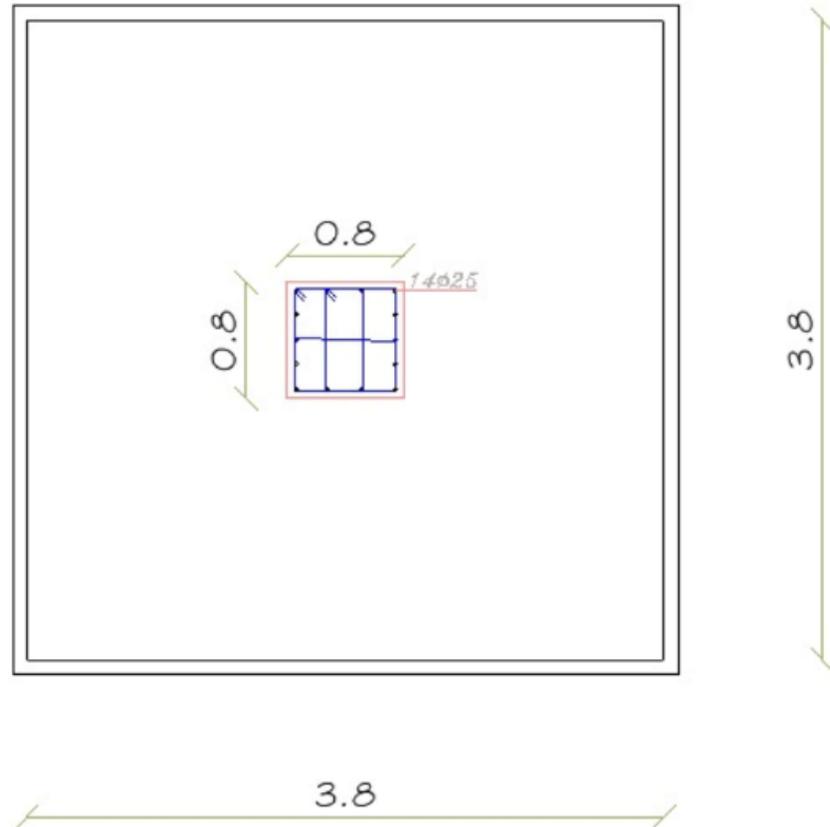
Select **a = 3.80 m**

*Bearing Pressure*

$$\sigma_{bu} = \frac{7036.84}{3.80 * 3.80} = 487.32$$

$\text{Kn/m}^2 \leq 502.88 \text{ kN/m}^2 \dots$

Safe

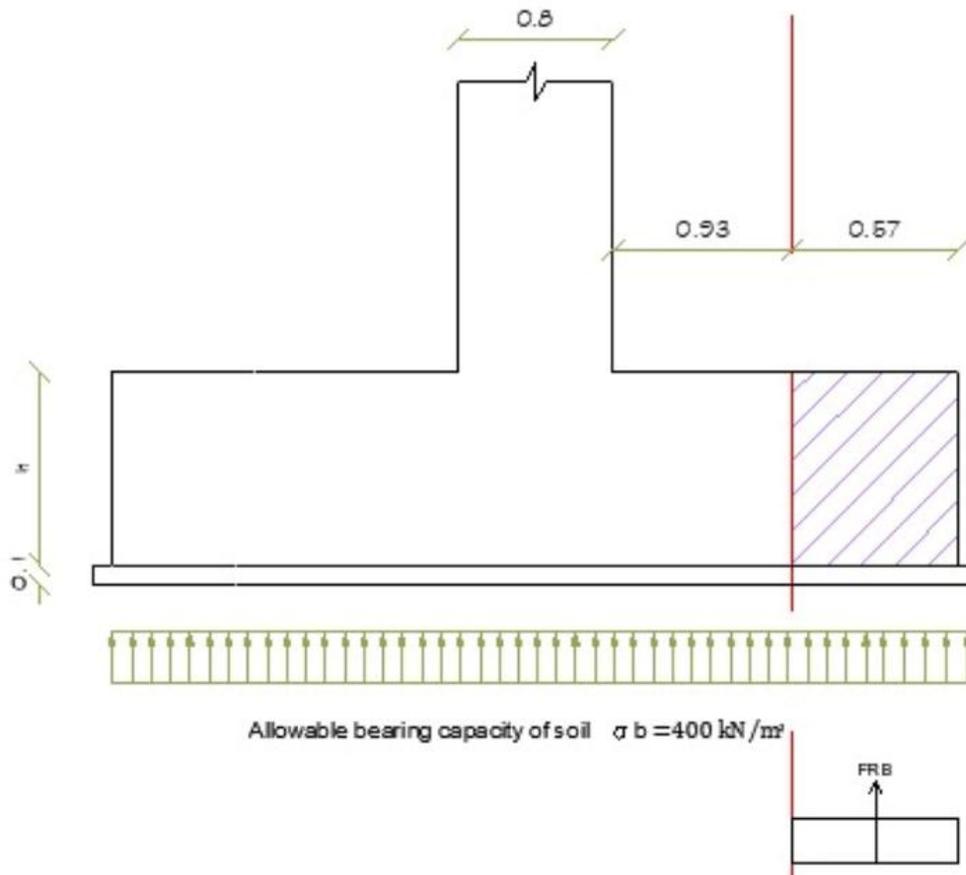


## 1- Determination of footing depth (h) :

### 1.1 Design of one way shear in y direction ( Long) :

Select the maximum sectional area for maximum  $V_u$

- $d = h - \text{cover} - \phi = 1000 - 50 - 20 = 930 \text{ mm}$



- $V_u$  at distance  $d$  from the face of column on **(both) direction (max' values)**:

$$V_u = FRB = \sigma b u \times 0.57 \times b$$

$$= 487.32 \times 0.57 \times 3.80 = \mathbf{1055.54 \text{ kN}}$$

- $\phi * V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f'c'} * b * d$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 3800 * 930 = \mathbf{2337.52 \text{ kN}} > V_u = 1055.54 \text{ kN}$$

So, Thickness (h) = 100 cm is Ok for one way shear

## 1.2 Design of two way shear (Punching):

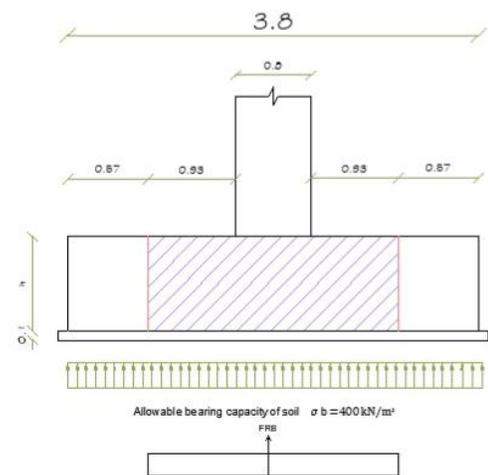
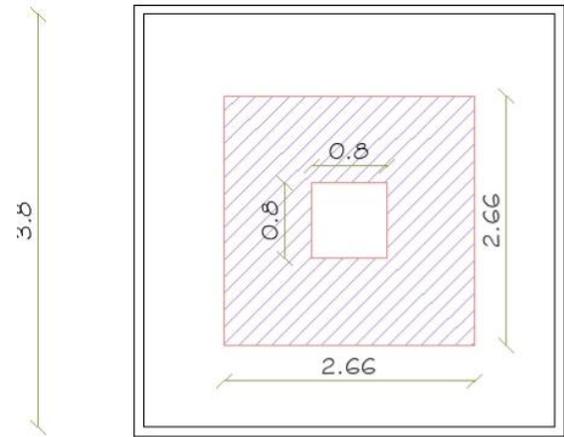
$$d = 930 \text{ mm}$$

$$b_o = 4 \times ((930/2) * 2 + 800) = 6920 \text{ mm}$$

$$Bc = (0.8/0.8) = 1.0$$

$$\alpha_s = 40 \text{ (interior column)}$$

$$\begin{aligned} V_u \text{ (y direction)} &= P_u - FRB \\ &= 7036.84 - (487.32 * 1.73 * 1.73) = 5578.35 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} 1. \phi V_c &= 0.75 \times 2 + \left( \frac{2}{Bc} + \frac{4}{12} \right) \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\ &= 0.75 \times 2 + \left( \frac{2}{1.0} + \frac{4}{12} \right) \times \sqrt{28} \times 6920 \times 930 = 12770.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. \phi V_c &= 0.75 * \left( \frac{as*d}{b_o} + 2 \right) * \sqrt{f_c'} * d \\ &= 0.75 * \left( \frac{40*930}{6920} + 2 \right) * \sqrt{28} * 930 = 15698.30 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3. \phi V_c &= 0.75 * 4 * \frac{\sqrt{f_c'}}{12} * b_o * d \\ &= 0.75 * 4 * \frac{\sqrt{28}}{12} * 6920 * 930 = 8513.50 \text{ kN} \quad \square \text{ cont.} \end{aligned}$$

$$\phi \times V_c = 8513.50 \text{ kN} > V_u = 5578.35 \text{ kN} \dots (\because \underline{h = 100\text{cm is O.K}})$$



$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn * m}{F_y}} \right) = \frac{1}{17.65} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.7 * 17.65}{420}} \right) = 0.001702$$

$$\rightarrow A_{sreq} = \rho * b * d = 0.001702 * 3800 * 930 = 60.15 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s (\text{min}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3800 * 1000 = 68.40 \text{ cm}^2$$

$\therefore$  Select 22Ø20 with  $A_s = 69.08 \text{ cm}^2 > A_{sreq}$  ... (ok)

$$S = \frac{3800 - 2 * 50 - 22 * 20}{21} = 15.52 \text{ cm ... O.K}$$

## 1- Design of Connection :

### 1.1 Design of bearing pressure at section of column :

$$\phi \times P_{nb} = 0.65 \times 0.85 \times f_c' \times A_1 \geq P_u$$

$$= 0.65 \times 0.85 \times 28 \times 800 \times 800 = 9900.80 \text{ kN} > P_u = 7036.80 \text{ kN}$$

$\therefore$  Load transfer column and footing can be done through concrete alone

So We Need A min' dowels

Design of Dowels:

$$A_{s \text{ min}} \text{ for dowels} = 0.005 \times A_1 = 0.005 \times 800 \times 800 = 3200 \text{ mm}^2$$

$A_{sreq} > A_{s \text{ min}}$  ---  $A_{sreq}$  controlled

$\therefore$  Select 12Ø20 with  $A_s = 3768 \text{ mm}^2 > A_{sreq} = 3200 \text{ mm}^2$  ... (ok)

### 1.2 Design of Compression lap splice between steel of column and dowels ( $L_{sc}$ ) :

Minimum ( $L_{sc}$ ) = 300mm

$$L_{screq} = 0.071 \times f_y \times d_b = 0.071 \times 420 \times 20 = 596.40 \text{ mm}$$

$\therefore$  Select  $L_{sc} = 1m = 1000mm > L_{screq} = 596.40 \text{ mm}$

### 1.3 Design of compression development length (Ldc) :

$$*Ldc = 0.24 \frac{fy}{fc'} * db = 0.24 * \frac{420}{28} * 20 = 381 \text{ } \leftarrow \text{cont.}$$

$$2- Ldc = 0.043 \times fy \times db = 0.043 \times 420 \times 20 = 361.20 \text{ mm}$$

$$\therefore Ldc \text{ req} = 381 \text{ .... Take } \rightarrow Ldc = 400 \text{ mm'}$$

$$2.1 \text{ Available } Ldc = 1000 - 50 - 20 - 20 = 910 \text{ mm} > Ldc \text{ req} = 400 \text{ mm .. ok}$$

### 3- Design of tension development length of footings reinforcement ( Ldt) :

➤ For X&Y- direction :

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

$$1- \text{Clear lateral spacing} = \frac{3800 - (2*50) - (22*20)}{21} = 15.50 \text{ mm} > 2db = 40\text{mm} \checkmark$$

21

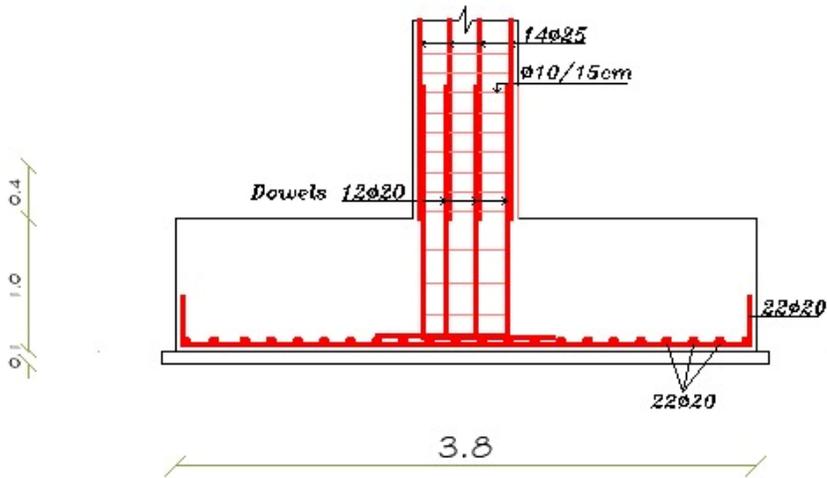
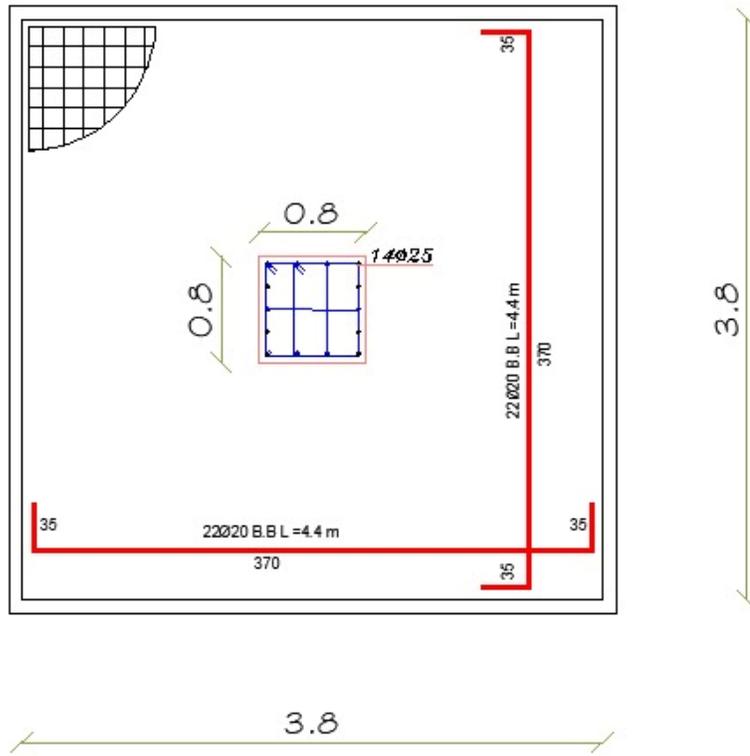
$$2- \text{Clear cover} = 50 \text{ mm} > 1 db = 20 \text{ mm} \checkmark$$

⇒ Category A

- Design of tension development length (Ldt):

$$• Ldt, req = \frac{12}{25} * \frac{fy}{\sqrt{fc'}} * \frac{\phi_t \times \phi_e}{\lambda} * db = \frac{12}{25} * \frac{420}{\sqrt{28}} * \frac{1 \times 1}{1} * 20 = 761.98 \text{ mm}$$

$$• Ldt, available = \frac{3800 - 800}{2} - 50 = 1450 \text{ mm} > Ldt, req \text{ ... (o.k)}$$



## CHAPTER 5

### Conclusion & Recommendation

5

---

5.1 المقدمة

5.2 النتائج

5.3 المراجع

## المقدمة :

تم إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحاً لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

## النتائج :

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظر الشمولية للمبنى ومن ثم تجزئة هذه العناصر تصميمياً بشكل مقنن ومعرفة كيفية التصميم مع أخذ الظروف المحلية للمبنى بعين الاعتبار.
4. لقد تم استخدام نظام عقدات المفرغة (Ribbed Slab) في كثير من الحالات نظراً للطبيعة وشكل الإنشاء، كما تم استخدام نظام البلاطة المصمتة (solid Slab) في مناطق بيت الدرج وبالإضافة إلى استخدام عقدات ال flat slat
5. الأحمال التي تمت مراعاتها في البلاطة وكانت من كود الأحمال الأردني.
6. من الصفات التي يجب أن يتحلى بها المهندس صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أي مشكلة ممكن أن تتعرض له المشروع وبشكل مدروس ومدروس.

برامج الحاسوب المستخدمة: هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في هذا المشروع وهي:

AUTOCAD. وذلك للعمل على الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.  
ATIR التصميم والتحليل الإنشائي للاعصاب والجسور .

Microsoft Office XP. استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل كتابة النصوص والتنسيق واستخراج المشروع وإعداد الجداول والمخططات.

Etabs: لتصميم جدران القص

Safe اوجدنا الاحمال على المناطق اللتي قمنا بعمل (flat slab)

Sp column : لايجاد الابعاد المناسبة للعامود بما يتناسب مع الاحمال واستراج الحديد

Found : لتصميم الاساسات

Revit : استخدمنا الريفييت لنمذجة المشروع ورسم الحديد

## التوصيات :

هذا المشروع لعب دورًا مهمًا في تعزيز فهمنا العميق لطبيعة الأعمال الإنشائية، بما يشمل مختلف تفاصيلها من تحليل وتصميم وتنفيذ. ومن خلال التجربة المكتسبة، نود تقديم مجموعة من الإرشادات التي يمكن أن تسهم في توجيه الراغبين في تنفيذ مشاريع إنشائية ذات جودة وكفاءة عالية.

في البداية، يتعين إعداد وتنسيق كافة الرسومات الهندسية بعناية، مع تحديد المواد الإنشائية بعناية فائقة، واختيار النظام الإنشائي الأمثل الذي يتناسب مع طبيعة المبنى وظروف الموقع. كما يجب إجراء دراسات تفصيلية تشمل تقييم التربة وتحليل قدرتها على التحمل من خلال تقارير جيولوجية موثوقة. يُعتبر هذا التحليل أساسيًا لتحديد مواقع العناصر الإنشائية الرئيسية مثل الجدران الحاملة والأعمدة، وضمان توافقها مع التصميم المعماري.

في هذه المرحلة، يجب أن يكون هناك تكامل تام بين الفرق الهندسية المعمارية والإنشائية، لضمان استغلال أفضل للجدران الحاملة وتقسيم الأحمال بشكل متوازن. كما يُوصى بأن يتم الأخذ بعين الاعتبار القوى الأفقية، مثل الزلازل، عند تصميم الهيكل، لضمان أقصى درجات الأمان والاستدامة للمبنى.

## المراجع :

[1] building code requirements for structural concrete (ACI318-14), USA: American Concrete Institute, 2014.

كود البناء الرديني، كود الحمال والقوى، عمان،الردن: مجلس البناء الوطني الاردني، 2006م [2]