

جامعة بوليتكنك فلسطين
كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل-فلسطين



مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـ "فندق الحديقة" في مدينة دورا

فريق العمل

مالك سامي جبور

أنس ياسر أبو تحفة

محمد جميل عوض

هاني محمد نصار

سالم حمد الهوارين

إشراف:

د.محمد طه سيد أحمد

2016-2017م

جامعة بوليتكنك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

الخليل-فلسطين



التصميم الإنشائي لـ "فندق الحديقة" في مدينة دورا

فريق العمل

مالك سامي الجبور

أنس ياسر أبو تحفة

محمد جميل عوض

هاني محمد نصار

سالم حمد الهوارين

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

توقيع رئيس الدائرة

م. فيضي شبانه

.....

توقيع مشرف المشروع

د. محمد طه سيد أحمد

.....

2016-2017 م

الإهداء

إلى الشموع التي استطاعت قهر الظلام بقوة إرادة نورهما الذين كلما مر الوقت أكثر

نفهم كم هو صعب أن نحاول سداد ديوننا لهم خاصةً عندما يكون "الثبات"

على ما نؤمن به هو من بعض غرسهم

أمهاتنا وآبائنا أدام الله نورهم

إلى العلم، والتربية، والوقار، والإخلاص، والتواضع

أساتذتنا الكرام

إلى دعائم قوتنا وطموحنا بلسم غلتنا وجروحنا

إخواننا وأخواتنا

إلى كل الأوفياء المخلصين الذين جعلوا من الوفاء شمعة تنير دربهم

إلى من يجسدوا الوفاء في أرقى صورة

أصدقائنا ورفقاء دربنا

وإلى كل من أخذ ويأخذ بأيدينا إلى قمة المجد

نُهدي هذا العمل المتواضع

فريق العمل

شكر وتقدير

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

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

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

كما نتقدم بشكرنا إلى زملائنا وزميلاتنا الأعرء الذين لولا وجودهم لما أحسسنا بمتعة البحث، ولا حلاوة المنافسة الإيجابية.

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

فريق العمل

التصميم الإنشائي لـ "فندق الحديقة" في مدينة دورا

فريق العمل

أنس ياسر أبو تحفة
هانى محمد نصار
مالك سامي جبور
محمد جميل عوض

سالم حمد الهوارين

إشراف الدكتور: محمد طه سيد أحمد

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتوزيع الأعمدة والأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل الأسعار وأعلى درجات الأمان يقع على عاتق المصمم الإنشائي. في هذا المشروع قمنا بعمل التصميم الإنشائي " لمبنى فندق الحديقة " حيث يتكون من سبعة طوابق ومرافقها والحدائق وموقف السيارات.

حيث صمم المشروع على الطراز الحديث والمعاصر، لكي يلبي جميع المتطلبات البشرية والترفيهية في هذا الفندق مع مراعاة وإحترام طبيعة الارض الطبوغرافية في التصميم، وتم اختيار هذا المشروع لندرة مثل هذا النوع من الفنادق والتي من الجيد توفرها في مجتمعاتنا.

و من الجدير بالذكر أنه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الميتة والحية، ونظام ال IBC2012 لتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_14)، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل:

(Autocad 2017، Atir11، Safe، Etabs، Staadpro، SapRobot، Revit)

وتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الانشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى، وبعد إتمام المشروع فإننا الآن قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

Structural Design For The Garden Hotel.

Prepared by:

Anas Yassir Abu Tuhfa

Malik Sami Jbour

Hani Mohammad Nassar

Salim Hamad Hawareen

Mohammad Jameel Awad

Supervisor

Dr.Mohammd Sayed Ahmad

Abstract

Structural design is the most important designs required for building architectural design distribution columns and loads and maintaining durability and best price and highest security rests with the structural Designer.

In this project we was worked a construction design for "**The Garden Hotel**"consisting of seven floors and facilities (Stadium and arena parking ,guarded room).

The project is designed in a modern style and contemporary, order to to meet all human and recreational requirements in this hotel taking into account and respecting the nature of the Earth's topographic in design, this project was selected for the scarcity of such hotel's and the good in our communities.

It is worth mentioning that the Jordanian code was used to determine the live loads, and we used IBC2012 code to determine seismic loads for structural analysis and design sections of the us code is used (ACI_318_14), the following softweres were used:

(Autocad2017, Atir11, Safe, Etabs, Staadpro, Sab2000)

The project was include the construction of detailed study for the identification and analysis of structural elements and different loads expected and then design elements and prepare drawings based design intended for all structural elements that are building structures, after complete of the project, now we able to provide structural design of all structural elements by God's grace.

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	الموضوع
I	الغلاف
II	تقرير مشروع التخرج
III	الإهداء
IV	الشكر والتقدير
V	الملخص باللغة العربية
VI	الملخص باللغة الإنجليزية
VII	فهرس المحتويات
X	List of abbreviation
XII	فهرس الجداول
XIII	فهرس الأشكال
XIV	List of Figures
1	الفصل الأول: المقدمة
2	1-1 المقدمة
2	2-1 أهداف المشروع
2	3-1 مشكلة المشروع
2	4-1 المسلمات
2	5-1 فصول المشروع
3	6-1 الجدول الزمني للمشروع
4	الفصل الثاني: الوصف المعماري
5	1-2 مقدمة
5	2-2 لمحة عامة عن المشروع
5	3-2 موقع المشروع
6	1-3-2 أهمية الموقع
6	2-3-2 حركة الشمس والرياح
7	3-3-2 الرطوبة
7	4-2 وصف طوابق المشروع
7	1-4-2 طابق التسوية
8	2-4-2 الطابق الأرضي
9	3-4-2 الطابق الأول
10	4-4-2 الطابق الثاني
11	5-4-2 الطابق الثالث
12	5-4-2 الطابق الرابع
13	5-4-2 الطابق الخامس
14	5-4-2 الطابق السادس
14	5-4-2 المسرح
15	5-2 الواجهات
15	4-5-2 الواجهة الجنوبية
16	3-5-2 الواجهة الغربية
16	4-5-2 الواجهة الشمالية
17	4-5-2 الواجهة الشرقية
18	4-5-2 لقطه ثلاثية الأبعاد للفندق
18	6-2 وصف الحركة والمداخل
18	7-2 المدخل

19	الفصل الثالث: الوصف الإنشائي
20	1-3 المقدمة
20	2-3 الهدف من التصميم الإنشائي
20	3-3 مراحل التصميم الإنشائي
20	4-3 الأحمال
20	1-4-3 الأحمال الميتة
21	2-4-3 الأحمال الحية
21	3-4-3 الأحمال البيئية
22	1-3-4-3 أحمال الرياح
22	2-3-4-3 أحمال الثلوج
23	3-3-4-3 أحمال الزلازل
23	5-3 الاختبارات العملية
23	6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى
24	1-6-3 العقدات
24	1-1-6-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد
24	2-1-6-3 العقدات العصب ذات الاتجاهين
25	2-6-3 الأدراج
26	3-6-3 الجسور
27	4-6-3 الأعمدة
27	5-6-3 جدران القص
28	6-6-3 الأساسات
29	7-3 فواصل التمدد
29	8-3 برامج الحاسوب
75	الفصل الخامس: النتائج و التوصيات
76	1-5 المقدمة
76	2-5 النتائج
76	3-5 التوصيات

Object	Page
4-1 Introduction	31
4-2 Determination of thickness & requirements	31
4-3 Check of minimum thickness of structural members	32
4-4 Load combination	32
4-5 Design of topping & rib(R2)	34
4-6 Design of beam(B27)	45
4-7 Design of column	51
4-8 Design of stairs	55
4-9 Design of shear wall	66
4-10 Design of footing	70

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement
- **A_s[̄]** = area of non-prestressed compression reinforcement
- **Ag** = gross area of section
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S)
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S)
- **b** = width of compression face of member
- **bw** = web width (or diameter of circular section)
- **C_c** = compression resultant of concrete section
- **C_s** = compression resultant of compression steel
- **DL** = dead loads
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete
- **f_c[̄]** = compression strength of concrete
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement
- **h** = overall thickness of member
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction (measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases)
- **LL** = live loads

- **L_w** = length of wall
- **M** = bending moment
- **M_u** = factored moment at section
- **M_n** = nominal moment
- **P_n** = nominal axial load
- **P_u** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement
- **V_c** = nominal shear strength provided by concrete
- **V_n** = nominal shear stress
- **V_s** = nominal shear strength provided by shear reinforcement
- **V_u** = factored shear force at section
- **W_c** = weight of concrete
- **W** = width of beam or rib
- **W_u** = factored load per unit area
- **Φ** = strength reduction factor
- **ε_c** = compression strain of concrete = 0.003
- **ε_s** = strain of tension steel
- **ε'_s** = strain of compression steel
- **ρ** = ratio of steel area

فهرس الجداول

<u>رقم الصفحة</u>	<u>الجدول</u>	<u>رقم الجدول</u>
3	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2016/2017)	1-1
21	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	1-3
21	الأحمال الحية لعناصر المبنى	2-3
23	أحمال الثلوج حسب الإرتفاع عن سطح البحر	4-3
33	Topping Dead load calculation	4-1
34	Dead load calculation of rib(RB-1)	4-2
56	Dead Load Calculation of Flight	4-3
59	Dead Load Calculation of Middle Landing	4-4
62	Dead Load Calculation of Main Landing	4-5

فهرس الأشكال

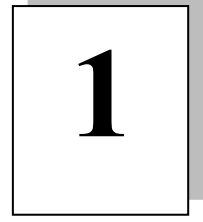
<u>رقم الصفحة</u>	<u>الشكل</u>	<u>رقم الشكل</u>
6	خارطة الموقع الجغرافي	1-2
7	المسقط الأفقي لطابق التسوية	2-2
8	المسقط الأفقي لطابق الأرضي	3-2
9	المسقط الأفقي للطابق الأول	4-2
10	المسقط الأفقي للطابق الثاني	5-2
11	المسقط الأفقي للطابق الثالث	6-2
12	المسقط الأفقي للطابق الرابع	7-2
13	المسقط الأفقي للطابق الخامس	8-2
14	المسقط الأفقي للطابق السادس	9-2
14	مقطع عمودي في المسرح	10-2
15	الواجهة الجنوبية	11-2
15	الواجهة الجنوبية ثلاثية الابعاد	12-2
16	الواجهة الغربية	13-2
16	الواجهة الشمالية	14-2
17	الواجهة الشرقية	15-2
17	لقطه ثلاثية الابعاد	16-2
22	تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به	1-3
24	العقدات ذات العصب الواحد	2-3
25	عقدات العصب ذات الاتجاهين	3-3
25	الدرج	4-3
26	أنواع الجسور المستخدمة في المشروع	5-3
27	أنواع الأعمدة	6-3
28	جدار قص	7-3
28	أساس مفرد	8-3
29	فواصل التمدد	9-3

List of Figures

<u>Figure #</u>	<u>Description</u>	<u>Page</u>
4-1	One way Rib slab	31
4-2	Topping load	33
4-3	Rib location in Basement floor slab.	36
4-4	Rib2 Geometry	37
4-5	Load For Rib(RB-1)	37
4-6	Moment & Shear Envelope of Rib(RB-1)	38
4-7	Rib reinforcement	44
4-8	Factored & Service Load From Rib(RB-1)	45
4-9	Geometry beam(B27)	45
4-10	Loads of beam(B27)	46
4-11	Moment & shear envelop	46
4-12	Beam reinforcement	51
4-13	Column section	55
4-14	Column12 Reinforcement Details	55
4-15	Stair Plan	55
4-16	Stair Section	56
4-17	Statically System and Loads Distribution of Flight	57
4-18	Shear and Moment Envelope Diagram of Flight	57
4-19	Statically System and Loads Distribution of Main Landing	63
4-20	Shear & moment envelope diagram of Main Landing	64
4-21	Stair Reinforcement Details	66
4-22	Shear Wall	66
4-23	Moment & shear diagram of shear wall	67
4-24	Footing Section	70

4-25 Footing Reinforcement Details.

74



الفصل الأول

المقدمة

1-1 المقدمة

2-1 أهداف المشروع

3-1 مشكلة المشروع

4-1 المسلمات

5-1 فصول المشروع

6-1 الجدول الزمني

1-1 مقدمة:

لقد شهد القرن الماضي تقدم و تطور في كافة مناحي الحياة و صاحب هذا التطور زيادة ملحوظة في أعداد السكان و بالتالي زيادة في احتياجهم إلى المساكن و الخدمات مما اوجد حاجة اجتماعية و اقتصادية الى المباني السكنية.

2-1 أهداف المشروع:

تقسم أهداف المشروع إلى الأهداف المعمارية و الأهداف الإنشائية.

1-2-1 أهداف المشروع المعمارية:

الهدف الرئيسي المعماري هو القدرة على فهم المخططات المعمارية بالشكل الصحيح.

2-2-1 أهداف المشروع الإنشائية:

- تعزيز القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب و المتوافق مع أهداف المبنى.
- ربط ما تم تعلمه بمساقات التصميم الإنشائي بالجانب العملي والتصميمي في المشروع.
- اكتساب مهارات و خبرات جديدة في مواجهة المشاكل والعقبات التي لم يتم التطرق لها في الجانب الأكاديمي النظري من دراستنا الجامعية.

3-1 مشكلة المشروع:

تكمن مشكلة المشروع في إيجاد انسب نظام إنشائي يحقق متطلبات المتانة و الخدماتية، بالإضافة إلى تحليل و تصميم كافة العناصر الإنشائية المكونة للمشروع مثل العقدات و الجسور و الأعمدة و الأساسات... الخ، بعد تحديد الأحمال لكل عنصر إنشائي يمكننا تحديد الأبعاد المطلوبة لذلك العنصر بالإضافة إلى التسليح المطلوب، بعد ذلك سيتم عرض النتائج على شكل مخططات و رسومات إنشائية للانتقال من مرحلة التصميم النظري إلى التطبيق العملي في الموقع.

4-1 المسلمات:

تهدف دراستنا إلى إعداد المخططات الإنشائية اللازمة لكافة عناصر المشروع، وسوف يتم الاعتماد في المشروع على كل من الكود الأمريكي (ACI-318-14) و الكود الأردني للأحمال.

5-1 فصول المشروع:

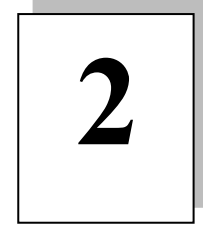
- الفصل الأول: المقدمة.
- الفصل الثاني: الوصف المعماري.
- الفصل الثالث: الوصف الإنشائي.
- الفصل الرابع: التحليل و التصميم الإنشائي.
- الفصل الخامس: النتائج و التوصيات.

6-1 الجدول الزمني للمشروع:

Suggested Time	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	
Project Selection	█	█	█	█	█	█	█																												
Site Study							█	█	█																										
Collect information about the project									█	█	█																								
Architectural study of the building										█	█	█																							
Structural study of the building											█	█	█																						
Preparation of graduation project introduction														█																					
Make the presentation															█																				
Structural analysis																█	█	█	█																
Structural design																				█	█	█	█												
Preparation of construction drawings of the project																					█	█	█	█	█	█	█								
Writing the document																											█	█	█						
Stand by time																																			
Presentation of the project																																			█

جدول (1-1): الجدول الزمني للمشروع.

الفصل الثاني الوصف المعماري



1-2 مقدمة

2-2 لمحة عامة عن المشروع

3-2 موقع المشروع

4-2 وصف طوابق المشروع

5-2 الواجهات

6-2 وصف الحركة و المداخل

7-2 المداخل

1-2 مقدمة:

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

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

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

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمراقفه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية. وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع:

تعاني مدينة دورا من عدة مشاكل في تصميم الفنادق لعدة أسباب منها: سيطرة الاحتلال الاسرائيلي على الموارد المتاحة وقلتها في نفس الوقت، وغياب التخطيط الجيد في توزيع الفنادق. لذلك أتت الحاجة لتصميم فندق يراعي احتياجات الشعب الفلسطيني النفسية.

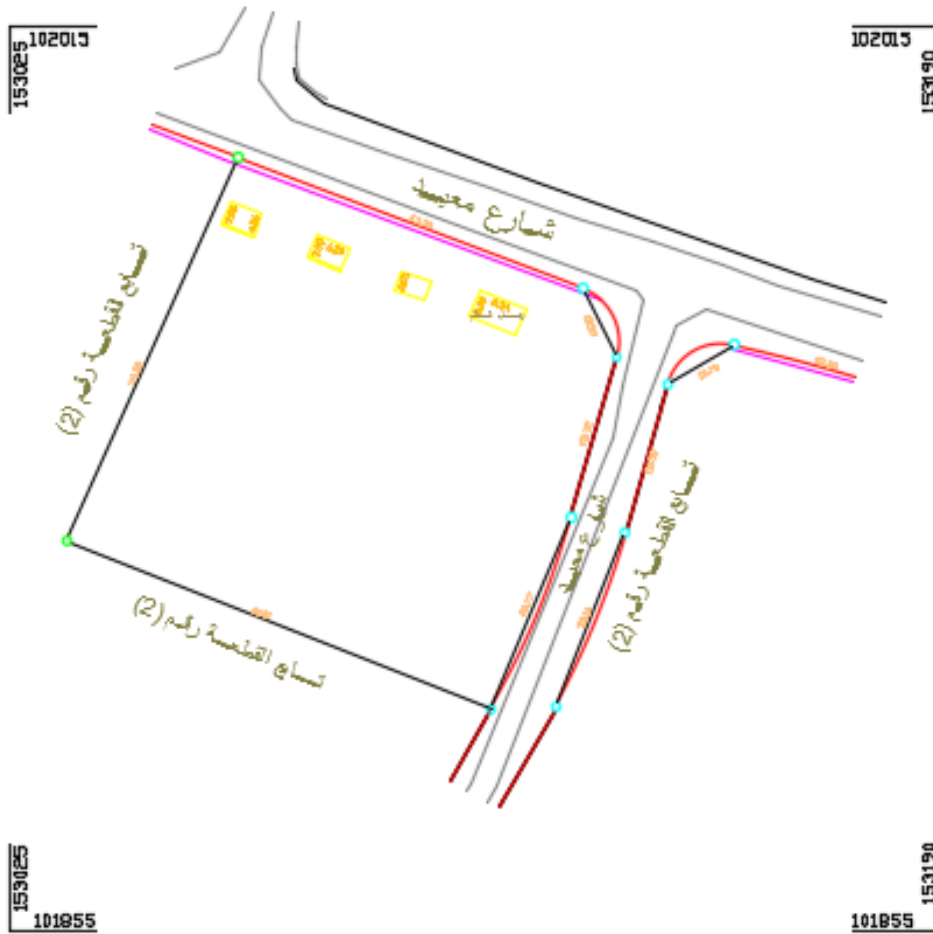
و مما لا شك فيه أن دور الفنادق في عصرنا الحالي لم يعد يقتصر على تقديم الخدمة السكنية فقط، ولم يعد كذلك يعرف بأنه مكان للسكن كما كان في الماضي، حيث كان أقدم وأبسط تعريف للفندق هو أنه مكان لإيواء السكان حتى يتم قضاء اغراضهم، ولكن الفندق الحديث يعد تنظيماً سكنياً متكاملاً يستهدف تقديم الخدمة السكنية والرفاهية الكاملة.

3-2 موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة بحيث تصان العناصر القائمة وعلاقتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

الموقع المقترح للمشروع هو جزء من ارض بالقرب من بلدية دورا جنوب غرب مدينة دورا، جنوب الضفة الغربية، ترتفع قطعة الأرض 720م عن سطح البحر، وترتبط بطريق رئيسي هو شارع دورا-الخليل.



الشكل (1-2): خارطة تبين قطعة الأرض وارتباطها بالطرق.

1-3-2 أهمية الموقع:

الشروط العامة لاختيار الموقع:

إن عملية اختيار أرض لإقامة فندق لا تقوم بشكل أساسي لتوفر قطعة الأرض بل تقوم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضيف على خدمات المشروع وأجزاء صبغة التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام. وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار أرض الفندق:

1. جغرافية الموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.
2. شبكة المواصلات: هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.
3. الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات.
4. أنماط المباني المحيطة: طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها، تجارية، صناعية، سكنية، أم خدماتية... الخ. وكيفية تأثير هذه المباني على قطعة الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت.

2-3-2 حركة الشمس و الرياح:

تتعرض مدينة دورا إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة، واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة. ونظراً لموقعها الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطم بتيارات دافئة، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب

فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاماً، إذ تجعل الهواء معتدلاً 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.

3-3-2 الرطوبة:

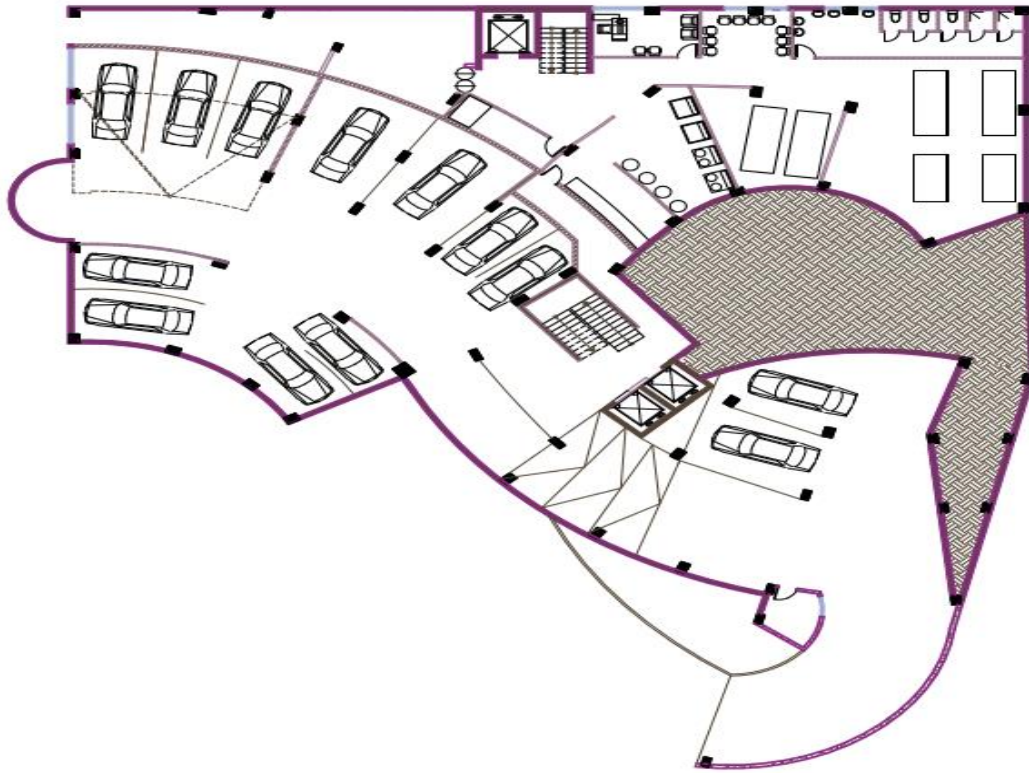
مناخ دورا يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً، ومناخ دورا يتباين تبعاً للتضاريس والمساحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقه الجغرافية والتي تعتبر جزء من محافظة الخليل حيث إن الأمطار في دورا تتراوح ما بين (400-600 ملم) سنوياً.

4-2 وصف طوابق المشروع:

يتكون المشروع من سبعة طوابق ومسرح ذات تنوع خدماتي، وهو عبارة عن منشأة معقدة ذات مرافق متعددة، التوزيع المعماري لهذه المرافق يتسم بالتعقيد وعدم التماثل بين الطوابق وهذا أدى إلى صعوبة في التصميم الإنشائي للمشروع.

1-4-2 طابق التسوية:

يتكون من منطقتين بمنسوبيين مختلفين، المنسوب الاول (- 3.50 م) والمنسوب الاخر (- 3.20 م) بمساحة تقدر ب1200 م². يتكون طابق التسوية من موقف للسيارات، ومطبخ، بالإضافة لمستودعات لعربات نقل الاكل وما شابهها، وغرف للصيانة وتبديل الملابس وايضا يحتوي الوحدات الصحية.



الشكل (2-2): المسقط الأفقي لطابق التسوية.

2-4-2 الطابق الأرضي:

(منسوب 0.0 م) بمساحة تقدر 1125م²

يتكون الطابق الأرضي من كافيتريا كبيرة منسوبة (+0.45م)، ومسرح كبير يتدرج منسوبه من (-1.05 - 0.0)م، بالإضافة لمطبخ يخدم الكافيتريا ومستودعات لهذه الكافيتريا، واستراحات وغرفة للمالية والمحاسبة ومكاتب للأمن والصيانة بالإضافة للوحدات الصحية كما ويشرف على حديقة من المكان المقابل لمدخل هذا الفندق.



الشكل (3-2): المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

3-4-2 الطابق الأول:

(منسوب 3.20 م) بمساحة تقدر ب955م².

يتكون الطابق الأول من غرف نوم مفردة ومزدوجة، وفراغين للاستراحة، بالإضافة لكافيتيريا كبيرة ووحداتها الصحية.



الشكل (4-2): المسقط الأفقي للطابق الأول.

4-4-2 الطابق الثاني:

(منسوب 6.40م) بمساحة تقدر ب 800 م².
يتكون الطابق الثاني من مكتب للإدارة، وقاعة اجتماعات، وغرف نوم مفردة ومزدوجة واستراحات.



الشكل (5-2): المسقط الأفقي للطابق الثاني.

5-4-2 الطابق الثالث:

(منسوب 9.60م) بمساحة تقدر ب 800 م².
يتكون الطابق الثالث من مكتب للإدارة والخدمات، وقاعة اجتماعات وغرف نوم مفردة ومزدوجة واستراحات.



الشكل (2-6): المسقط الأفقي للطابق الثالث.

6-4-2 الطابق الرابع:

(منسوب 12.80م) بمساحة تقدر بـ 800 م².

يتكون الطابق الرابع من غرف نوم مفردة ومزدوجة واستراحات.



الشكل (7-2): المسقط الأفقي للطابق الرابع.

7-4-2 الطابق الخامس:

(منسوب 16.0م) بمساحة تقدر ب680م².

يتكون الطابق الخامس من غرف نوم مفردة ومزدوجة واستراحات.



الشكل (8-2): المسقط الأفقي للطابق الخامس.

8-4-2 الطابق السادس:

(منسوب 19.20) بمساحة تقدر ب 250م².
عبارة عن roof يتكون من مقهى واستراحة كبيرة.

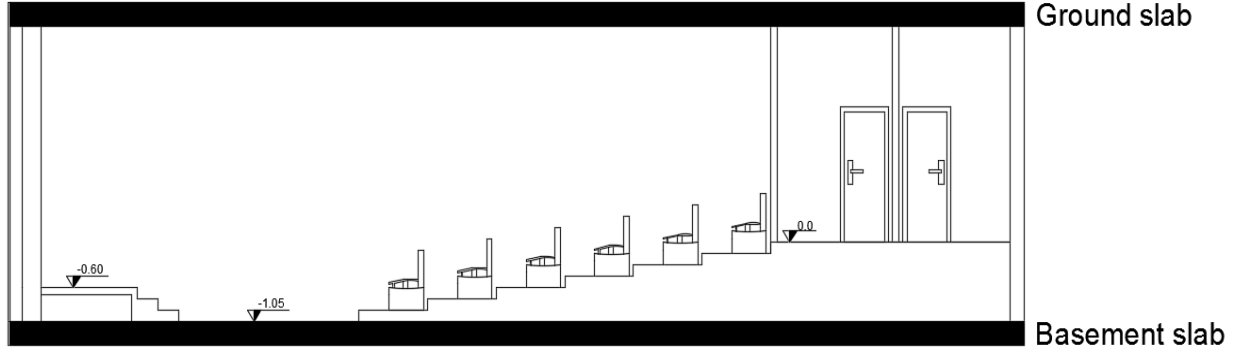


الشكل (9-2): المسقط الأفقي للطابق السادس.

9-4-2 المسرح:

(منسوب-1.05م) بمساحة تقدر ب140م².

يعتبر المسرح جزء من طابق التسوية (Basement) والطابق الارضي (Ground)، حيث تنخفض عقدة هذا المسرح عن باقي عقدة البيسمنت بمقدار 1.05م وآلية التدرج من خلال الفرش ليرتفع منسوبه عند المدخل ليصل (0.0م).



الشكل (10-2): مقطع رأسي في المسرح.

5-2 الواجهات:

1-5-2 الواجهة الجنوبية:

و يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى، بالإضافة إلى ممر للمركبات يؤدي إلى داخل طابق التسوية وجمالية توزيع الكتل المعمارية.



الشكل (11-2): الواجهة الجنوبية.



الشكل (2-12): الواجهة الجنوبية ثلاثية الأبعاد.

2-5-2 الواجهة الغربية:

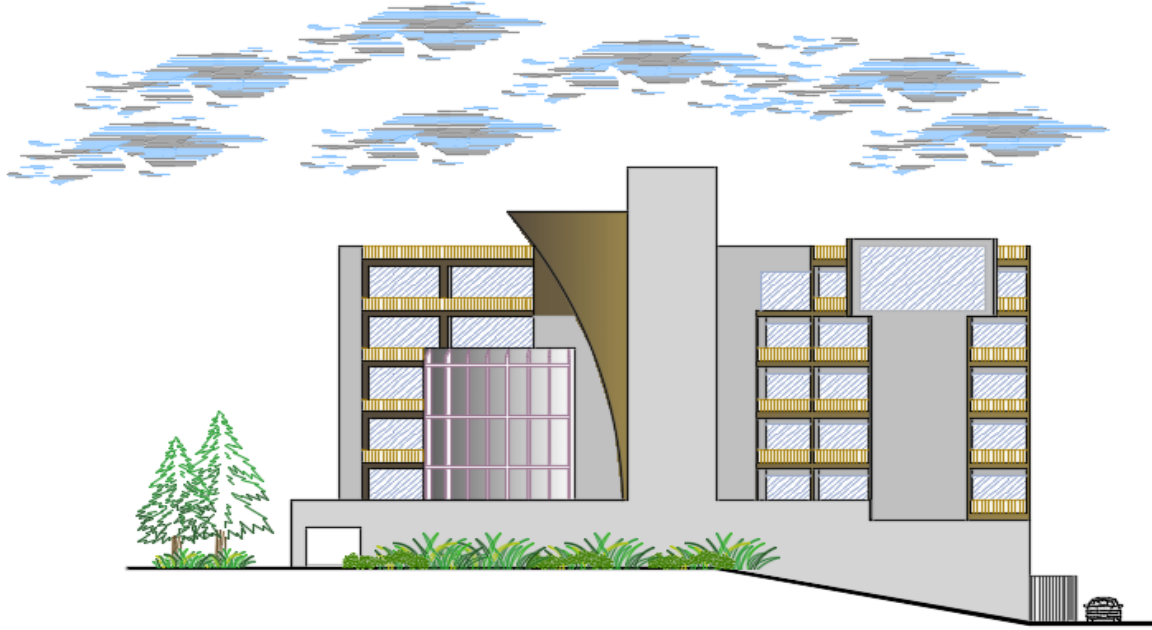
و يظهر فيها مداخل أخرى للمبنى والجمالية المعمارية.



الشكل (2-13): الواجهة الغربية.

3-5-2 الواجهة الشمالية:

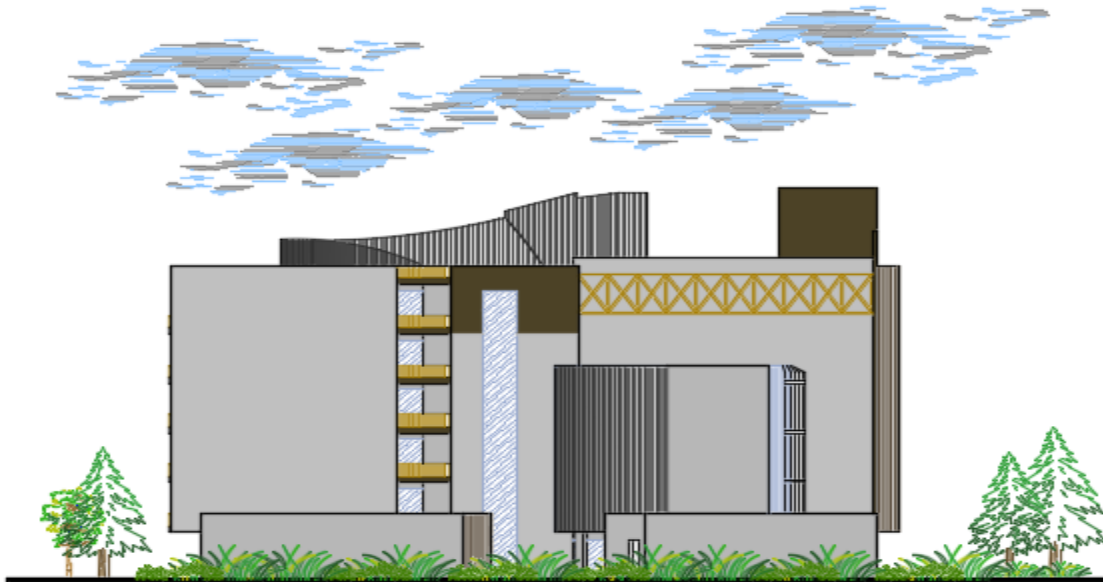
و تظهر فيها الكتل المعمارية بشكل أوضح بالإضافة لمدخل طوارئ.



الشكل (2-14): الواجهة الشمالية.

4-5-2 الواجهة الشرقية:

و يظهر فيها جمالية المبنى ومدخل فرعي للموظفين.



الشكل (2-15): الواجهة الشرقية.

لقطة ثلاثية الأبعاد للفندق:



الشكل (2-16): لقطة ثلاثية الأبعاد.

6-2 وصف الحركة و المداخل:

تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية و سهولة التنقل بين أجزاء المبنى و طوابقه من خلال المصاعد الموزعة على كافة أجزاء المبنى. و يوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل.

7-2 المداخل:

يحتوي المشروع على مدخل أساسي:

1. المدخل الجنوبي وهو المدخل الرئيسي هو للإستخدام العام.
2. المدخلين الجنوبي والشرقي حيث المدخل الجنوبي هو مدخل للسيارات والمدخل الشرقي مدخل خاص بالموظفين.

الفصل الثالث الوصف الإنشائي

- 1-3 مقدمة
- 2-3 الهدف من التصميم الإنشائي
- 3-3 مراحل التصميم الإنشائي
- 4-3 الأحمال
- 5-3 الاختبارات العملية
- 6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى السكني التجاري
- 7_3 العناصر الإنشائية المكونة للمنشأ المعدني
- 8_3 النظام الميكانيكي للمبنى السكني التجاري
- 8-3 برامج الحاسوب

1-3 مقدمة:

بعد دراسة المشروع من الناحية المعمارية لا بد من الانتقال للجانب الإنشائي لدراسة العناصر الإنشائية ووصفها وصفاً دقيقاً، حيث يتم دراسة طبيعة الأحمال المسلطة على المبنى وكيفية التعامل معها للخروج بتصميم إنشائي يلبي جميع متطلبات الأمان ويراعي الجانب الاقتصادي للمشروع.

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

1. 2-3 الهدف من التصميم الإنشائي:

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

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

2. 3-3 مراحل التصميم الإنشائي:

يمكن تقسيم مراحل التصميم الإنشائي إلى مرحلتين رئيسيتين:

3. المرحلة الأولى:

وهي الدراسة الأولية للمشروع من حيث طبيعة المشروع وحجمه، بالإضافة لفهم المشروع من جميع جوانبه المختلفة، وتحديد مواد البناء التي سوف يتم اعتمادها للمشروع، ثم عمل التحاليل الإنشائية الأساسية لهذا النظام، والأبعاد الأولية المتوقعة منه.

4. المرحلة الثانية:

تتمثل في التصميم الإنشائي لكل جزء من أجزاء المنشأ، بشكل مفصل ودقيق وفقاً للنظام الإنشائي الذي تم اختياره وعمل التفاصيل الإنشائية اللازمة له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل تفريد حديد التسليح.

3-4 الأحمال:

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

3-4-1 الأحمال الميتة:

هي الأحمال الناتجة عن الوزن الذاتي للعناصر الرئيسية التي يتكون منها المنشأ، بصورة دائمة وثابتة، من حيث المقدار والموقع، بالإضافة لأجزاء إضافية كالفواطع الداخلية باختلافها وأي أعمال ميكانيكية أو إضافات تنفذ بشكل دائم وثابت في المبنى، ويمكن حسابها من خلال تحديد أبعاد العنصر الإنشائي، وكثافات المواد المكونة له، والجدول (1-3) يبين الكثافات النوعية للمواد المستخدمة في المشروع بناءً على الكود الوطني الأردني.

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (kN/m ³)
1	المونة والقصارة	22
2	الرمل	16
3	الخرسانة	25
4	الطوب	14.5
5	البلاط	23

جدول (1-3): الكثافة النوعية للمواد المستخدمة وذلك حسب الكود الاردني.

$$\text{كأحمال القواطع (Partitions)} = 2.3 \text{ Kn/m}$$

2-4-3 الأحمال الحية:

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، والجدول (2-3) يبين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m ²)
1	المدارس	5.0
2	المستشفيات	5.0
3	الفنادق	2.5
4	المطاعم	5.0
5	المباني السكنية	2.5
6	مواقف السيارات	5.0
7	النوادي الرياضية	5.0

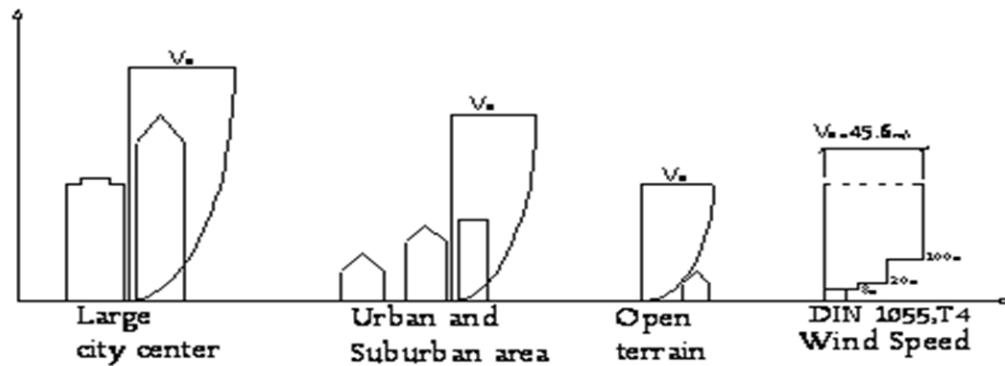
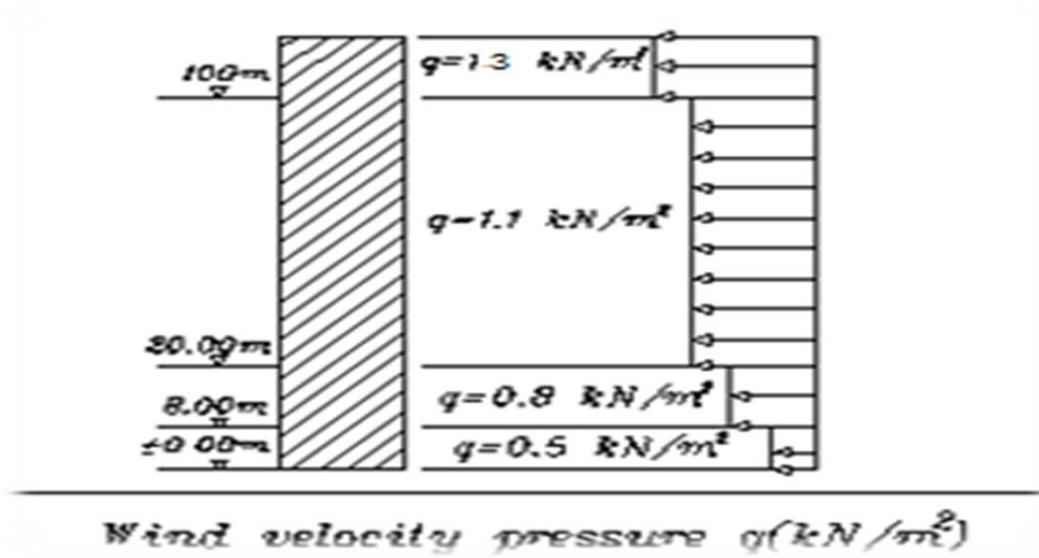
الجدول (2-3): الأحمال الحية.

3-4-3 الأحمال البيئية:

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

1-3-4-3 الرياح:

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المذشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع (KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح حسب الكود الأمريكي (IBC2012) اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. ويبين الشكل (1-3) تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.



الشكل (1-3): تأثير الرياح على المباني من حيث ارتفاع المبنى والبيئة المحيطة به.

2-3-4-3 التلوج:

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

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

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

ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض (H) (m)	أحمال التلوج (KN / m ²)
h < 250	0
500 > h > 250	(h-250) / 800
1500 > h > 500	(h-400) / 400
2500 > h > 1500	(h - 812.5) / 250

الجدول (3-3): قيمة أحمال التلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

استناداً إلى جدول أحمال التلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (900م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال التلوج كالاتي:

$$s_L = \frac{h - 400}{400}$$

$$s_i = \frac{920 - 400}{400} = 1.3 \text{ KN / m}^2$$

3-3-4-3 أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية، بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية، فنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأة، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلازل.

حيث سيتم استخدام Cod IBC2012 لحساب أحمال الزلازل. وسيتم مقاومتها في هذا المشروع عن طريق جدران القص الموزعة في المبنى بناءً على الحسابات الإنشائية لها. الذي ستستخدم من أجله، لتجنب الآثار الناتجة عن الزلازل مثل:

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد Deflection.
- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

5-3 الاختبارات العملية:

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

6-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى السكني:

تتكون المباني عادةً من مجموعة عناصر إنشائية تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الواقعة على البناء، وتشمل: العقود، والجسور، والأعمدة، وجدران القص، والأدراج، والأساسات. و يحتوي المشروع العناصر التالية:

1-6-3 العقود:

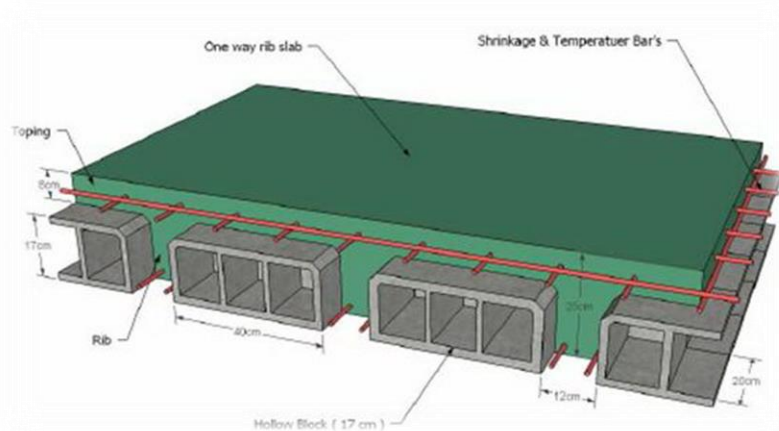
نظراً لوجود العديد من الفعاليات المختلفة في المبنى ومراعاة للمتطلبات المعمارية فإنه سيتم استخدام أنواع العقود التالية في المشروع:

1. عقود العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).

2. عقود العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

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

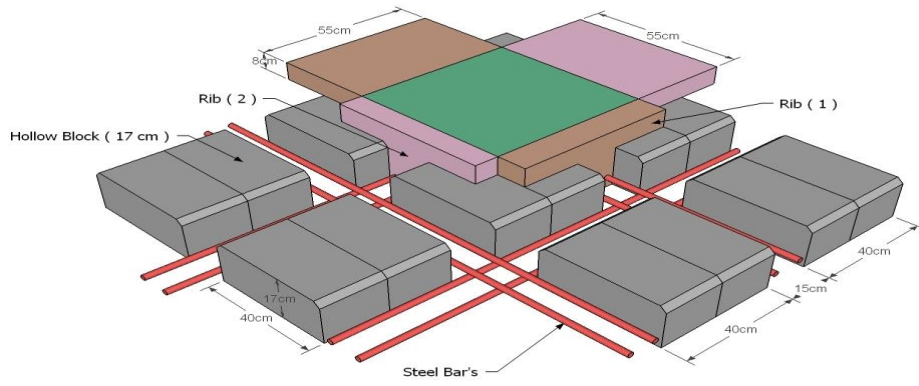
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقود في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (2-3):



الشكل (2-3): عقود العصب ذات الاتجاه الواحد.

2-1-6-3 عقود العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

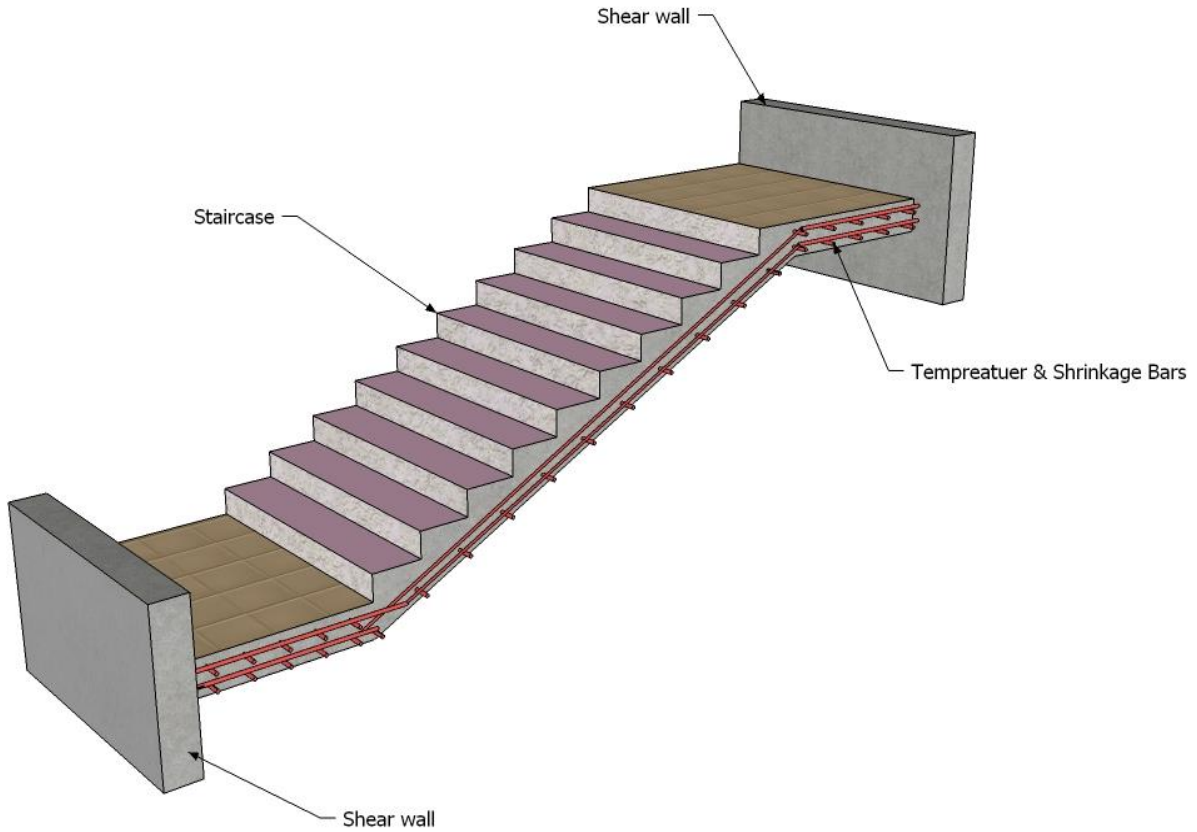
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبنتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-3).



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

2-6-3 الأدرج:

الأدرج عنصر معماري يوجد في المباني للانتقال بين مستويين في نفس الطابق أو بين عدد من طوابق المبنى، الشكل(4-3).



الشكل (4-3): الدرج

3-6-3 الجسور:

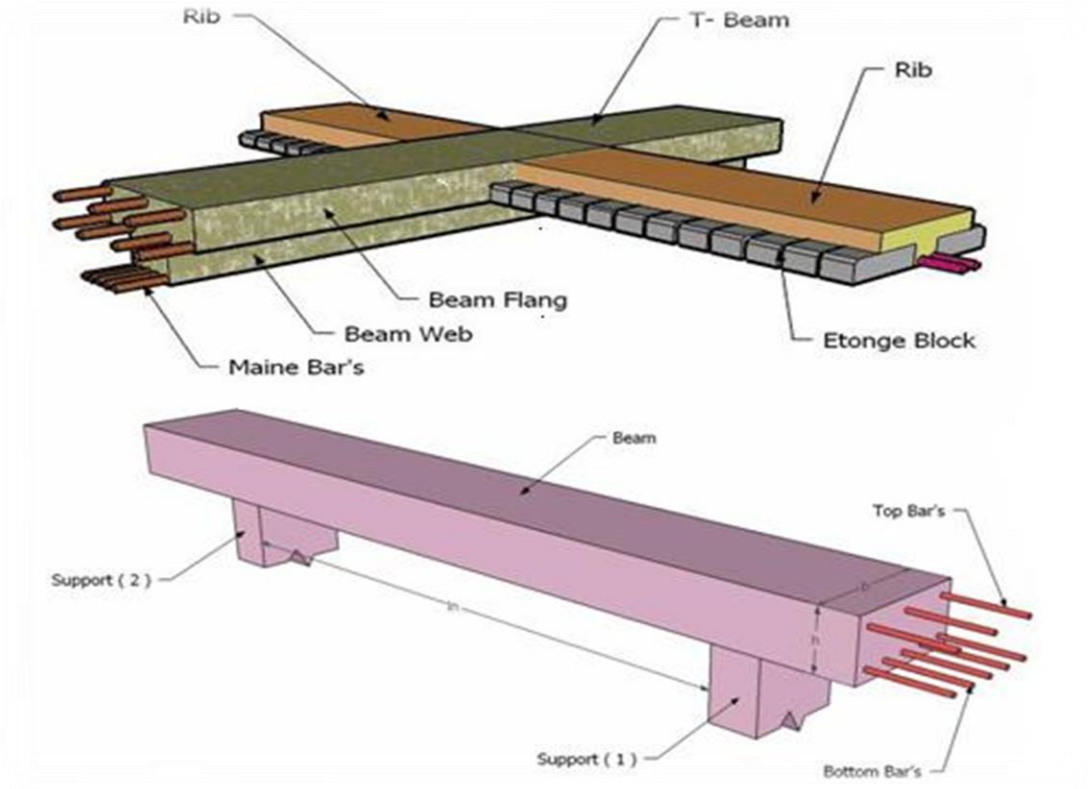
وهي عناصر أساسية في المبنى تقوم بنقل الأحمال الواقعة على الأعصاب إلى الأعمدة، حيث تقسم إلى:

1- جسور (Rectangular).

2- جسور (T-section).

3- جسور (L-section).

والشكل (5-3) يبين أنواع الجسور التي استخدمت في المشروع. ويكون التسليح بقضبان الحديد الأفقية لمقاومة العزم الواقع على الجسر، وبالكانات لمقاومة قوى القص.



الشكل (5-3): أنواع الجسور المستخدمة في المشروع.

3-6-4 الأعمدة:

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

1- الأعمدة القصيرة (short column).

2- الأعمدة الطويلة (long column).

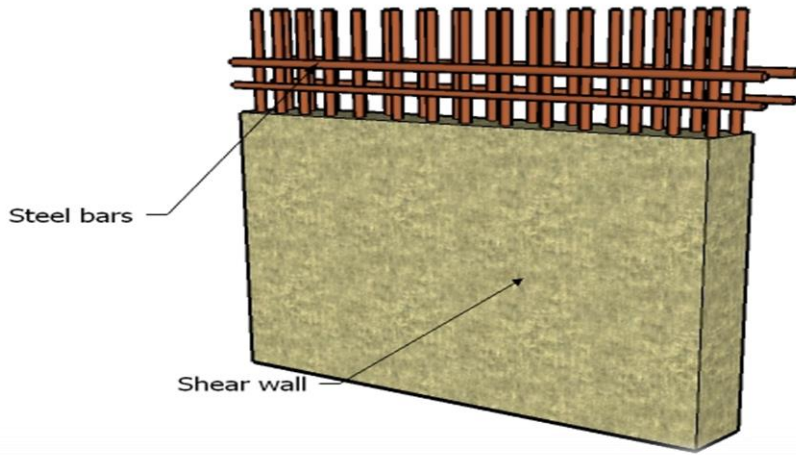
أما من حيث الشكل المعماري أو المقطع الهندسي فهي تقسم إلى ثلاثة أنواع: هي المستطيلة والدائرية والمربعة كما في الشكل (3-6).

الشكل (3-6): أنواع الأعمدة.



3-6-5 جدران القص:

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 تشكل جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن، وأن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي و آثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.



الشكل (7-3): جدار قص.

6-6-3 الأساسات:

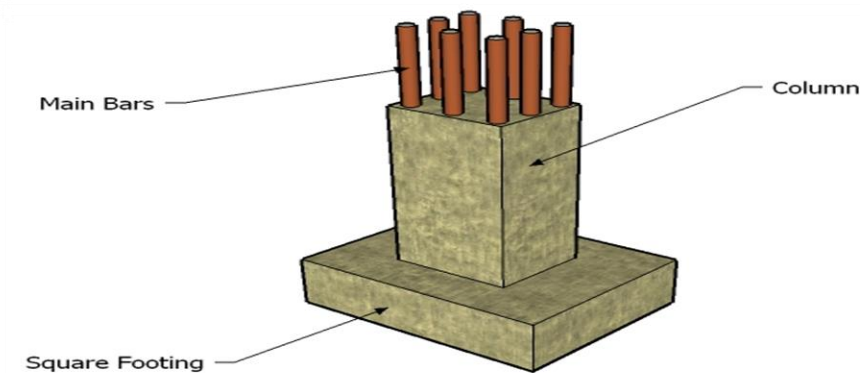
الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى، حيث تقوم الأساسات بنقل الأحمال من الأعمدة والجدران الحاملة إلى التربة على شكل قوة ضغط، وهي على عدة أنواع كما يلي:

1- أساسات منفصلة (Isolated footing).

2- أساسات مزدوجة (Compound footing).

3- أساسات شريطية (Strip footing).

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



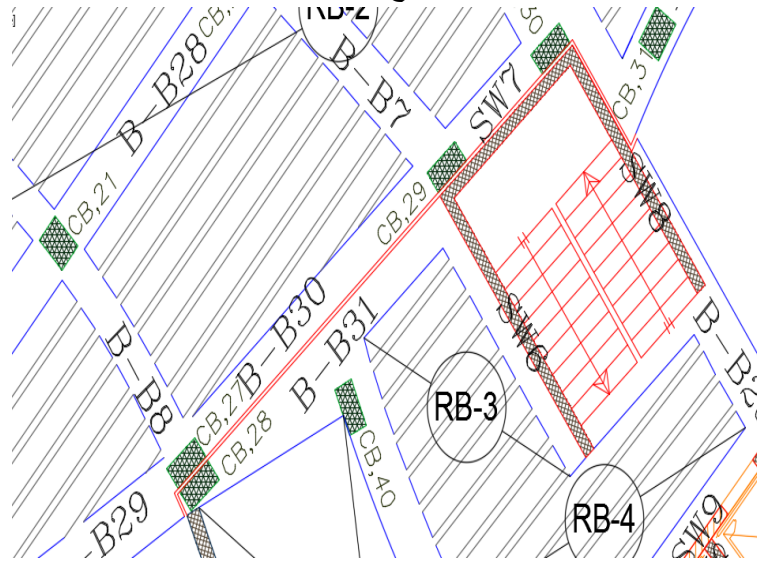
الشكل (8-3): أساس مفرد.

7-3 فواصل التمدد (Expansions Joints):

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

- من 40 إلى 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين.
- من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة.
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف.

و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية والأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد.



الشكل (9-3): فاصل التمدد.

8-3 برامج الحاسوب المستخدمة:

1. AutoCAD (2017) for Drawings Structural and Architectural
2. Microsoft Office (2016) For Text Edition
3. Excel
4. Atir 12
5. Google SketchUp

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4 - 1 Introduction

4 - 2 Design method and requirement

4 - 3 Determination of thickness

4 - 4 Load combinations

4 - 5 Design of rib(B-1)

4 - 5 Design of Beam(B27)

4 - 7 Design of column

4 - 8 Design of stairs

4 - 9 Design of shear wall

4 - 10 Design of footing

4-1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures.

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m³.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m³.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m³.

4-2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI_code (318_14).

Strength design method:

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

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

The strength design method is expressed by the following, Strength provided \geq strength required to carry factored loads.

NOTE:

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

✓ Code: ACI 2014

✓ Code: IBC2012

Material:

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

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

✓ Factored loads:

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

$$P_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \quad \text{ACI-318-14(5.3.1)}$$

4- 3 Determination of Thickness of slab:

The maximum span for one-end continuous is $L = 5.5 \text{ m}$.

$$\frac{L}{18.5} = \frac{5.50}{18.5} = \mathbf{0.297 \text{ m}}$$

ACI-318-14(9.3.1.1)

The maximum span for two-end continuous is $L = 6.65 \text{ m}$.

$$\frac{L}{21} = \frac{5.65}{21} = \mathbf{0.269 \text{ m}}$$

Take $h = 32 \text{ cm}$.

Select $24 \text{ cm block} + 8 \text{ cm topping} = 32 \text{ cm}$.

4-4 Load combinations:

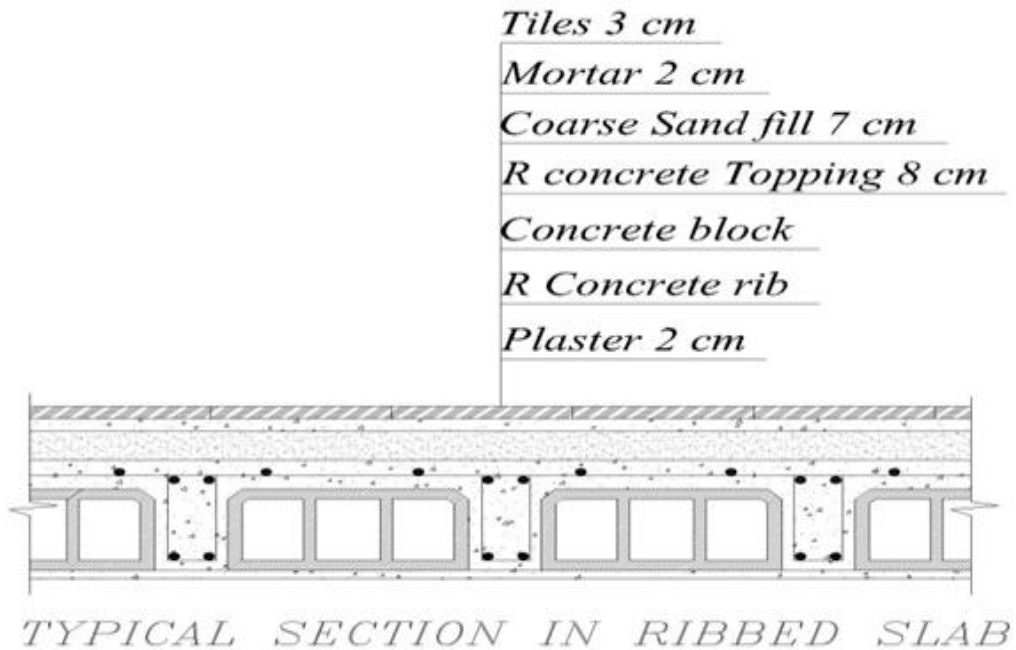
$$q_u = 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \quad \text{ACI-318-14(5.3.1)}$$

Where:

DL: Dead Load.

LL: Live Load.

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



Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Parts of	Calculation	Load
1	Rib	$=0.12*0.24*25$	0.72KN/m
2	Topping	$=0.08*0.52*25$	1.04KN/m
3	Plaster	$=0.03*0.52*22$	0.343 KN/m
4	Block	$=0.24*0.4*105$	0.96KN/m
5	Sand Fill	$=0.07*0.52*16$	0.582 KN/m
6	Tile	$=0.03*0.52*23$	0.359KN/m
7	Partitions	$=2.3*0.52$	1.196 KN/m
8	Mortar	$=0.02*0.52*22$	0.229KN/m
			Sum=5.43 KN/m

Design of Topping:

Calculation of the total dead load for Topping:

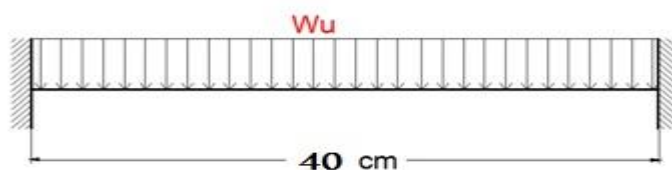
No.	Parts of Topping	Calculation	
1	Topping	$=0.08*1*25$	2KN/m
3	Tile	$=0.03*1*23$	0.69KN/m
4	Mortar	$=0.02*1*22$	0.44KN/m
2	Sand Fill	$=0.07*1*16$	1.12 KN/m
5	Partitions	$=1*2.3$	2.3KN/m
			Sum $=6.55\text{KN/m}$

Nominal Total Dead Load:

D.L. total = 5.43KN/m of rib.

L.L. total = $2.5 * 0.52 = 1.3\text{KN/m}$ of rib.

$$\begin{aligned}
 w_u &= (1.2 * 6.55) + (1.6 * 2.5 * 1) \\
 &= 7.86 + 4. \\
 &= 11.86 \text{ KN/m.}
 \end{aligned}$$

**Fig (4-2):** Topping load.

For a one meter strip.

 $q_u = 11.86 \text{ KN/m.}$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

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

ACI-318-14(6.5.2)

$$M_u = \frac{11.86 * 0.4^2}{12} = 0.158 \text{ KN.m / m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{11.86 \times 0.4}{2} = 2.37 \text{ KN} \quad \text{ACI-318-14(6.5.4)}$$

Design for shear:

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

$$\Phi^* V_c = \Phi \times \sqrt{f_c'} \times \frac{1}{6} \times b \times d \quad \text{ACI-318-14(22.5.1.2)}$$

$$\Phi^* V_c = 0.75 \times \sqrt{24} \times \frac{1}{6} \times 1000 \times 80 = 49 \text{ KN} \gg 2.372 \times 0.75 \text{ KN}$$

$$= 1.779 \text{ KN.}$$

No shear reinforcement is required.

Design for Moment:

$$M_n = 0.42 \times \sqrt{24} \times \frac{1000 \times 80^2}{6} \times 10^{-6} = 2.19 \text{ KN.m} \quad \text{ACI-318-14(14.5.2.1a)}$$

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

$$\phi \times M_n = 1.207 \text{ KN.m} > M_u = 0.158 \text{ KN.m.}$$

No structural reinforcement is required.

The strength of plain concrete section > loaded section.

The plain concrete section is safe; however, minimum reinforcement for

shrinkage and temperature to control the cracks should be used.

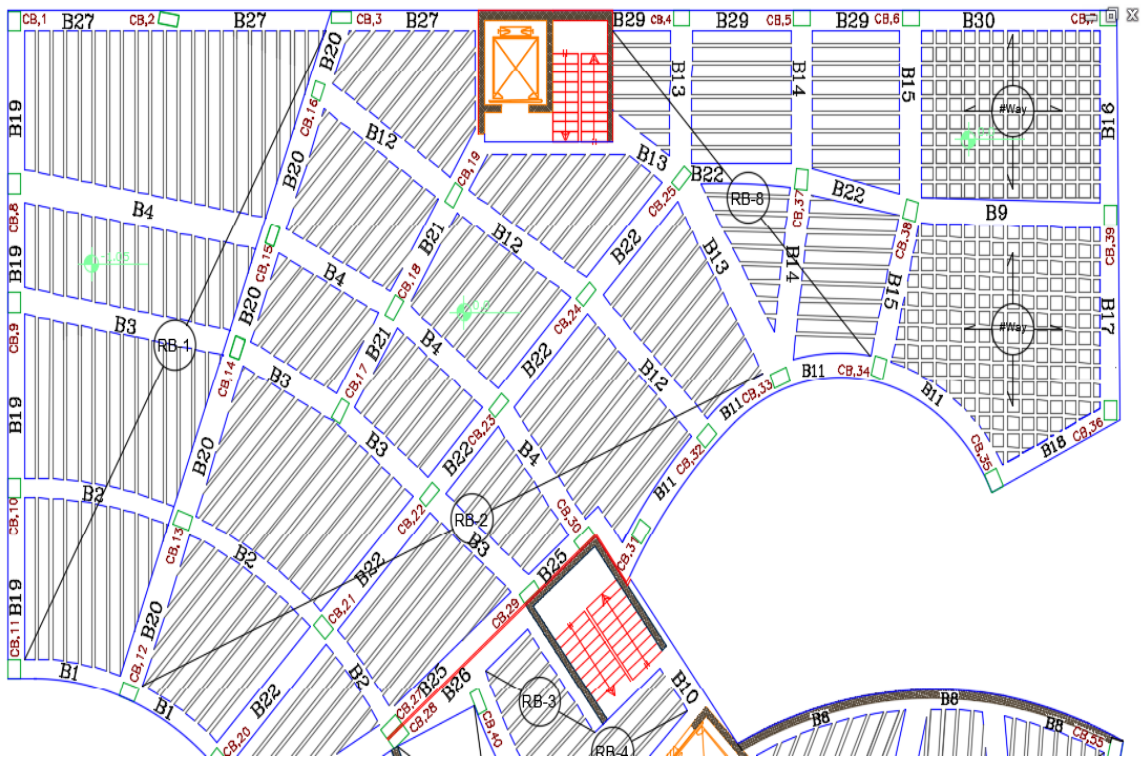
$$\rho = 0.0018 \quad \text{ACI-318-14(9.6.1.2)}$$

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

Use Φ 8/15 cm

$$A_s = 335.1 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{s_{\min}} = 144 \text{ mm}^2 / \text{m} \dots \text{Ok} \quad \text{ACI-318-14(9.6.1.2)}$$

4-5 Design of rib(RB-1):



Figure(4-3): Rib location in Basement floor slab.

Effective Flange width (b_E):

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

$$b_E \leq \frac{1}{2} * \text{clearspan} + b_w = 400 + 120 = 520 \text{ mm} \dots \text{control}$$

ACI-318-14(9.2.2.4)

$$b_E \leq \text{Span}/4 = 2850/4 = 712.5 \text{ mm.}$$

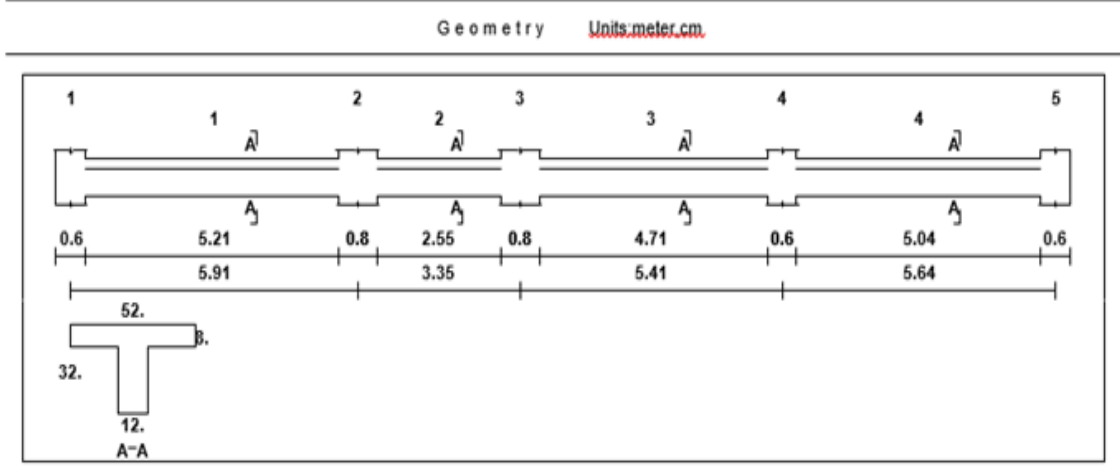
$$b_E \leq (16 \times t_f) + b_w = (16 \times 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

$$b_E = 520 \text{ mm.}$$

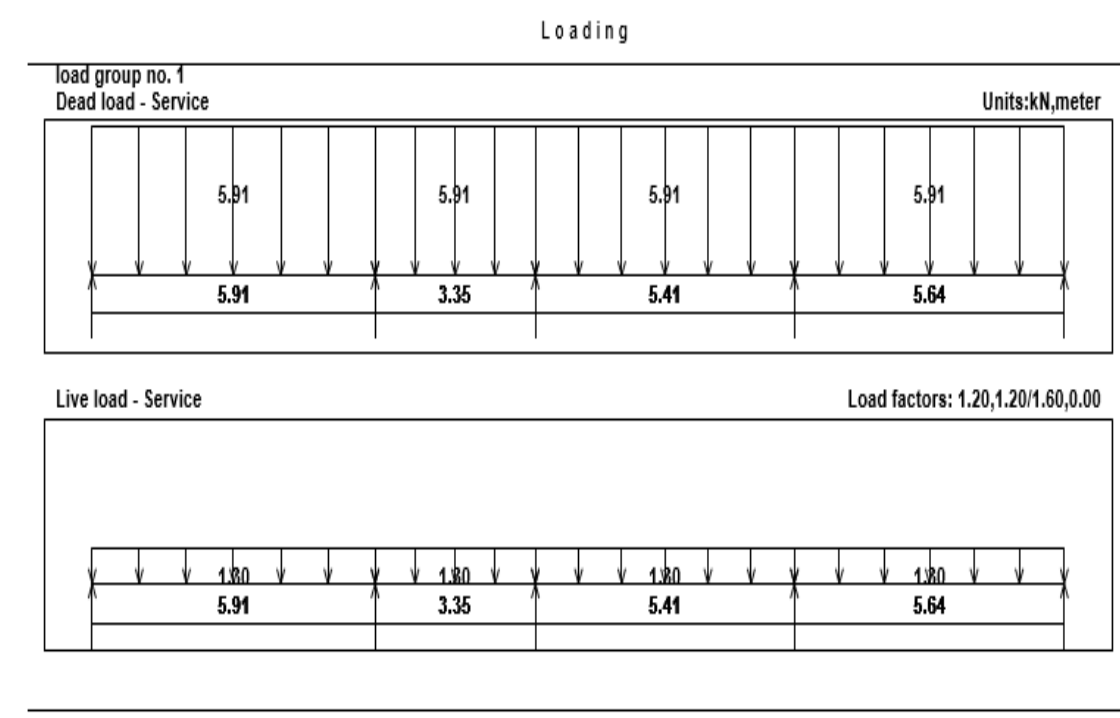
FROM COMPUTER:

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

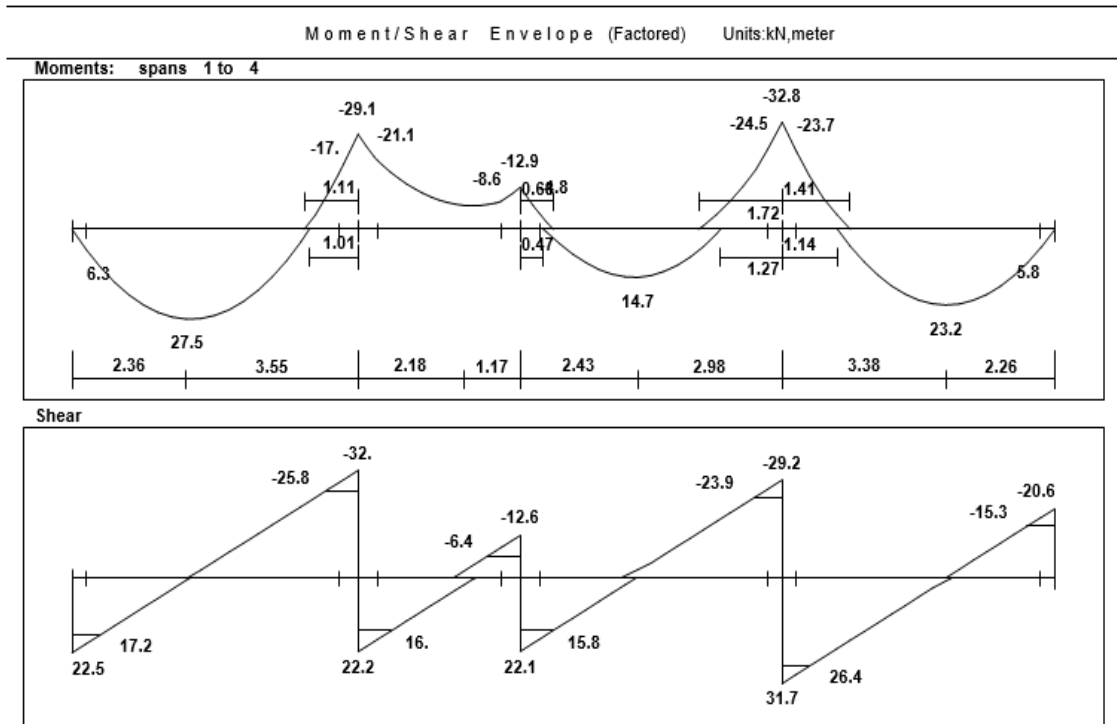
RIB (1) *	Code: ACI318-02
Project: cad project	Page: 11
Designed by:	Date: 12/16/16



Figure(4-4): Geometry of rib RB -1



Figure(4-5): Loading of rib RB -1(KN/m).



Figure(4-6): Moment and Shear Envelope for rib(RB -1).

Calculations:

Design for Positive bending moment:

Mu max positive for span 1 = +27.50 KN.m

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

For hf = 0.08 m.

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

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

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

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.285 - 0.08/2) = 186.60 \text{ KN.m}$$

$$\Phi * M_n = 186.6 \text{ KN.m} \gg M_u = 27.50 \text{ KN.m}$$

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

$$A_s \min = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq A_s \min = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d) \quad \text{ACI-318-14(9.6.1.2)}$$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(285) = 99.72 \text{ mm}^2$$

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

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{27.5 * 10^6}{(0.9)(520)(285)^2} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.72}{420}} \right) = 0.00175$$

$$A_s = 0.00175(520)(285) = 260 \text{ mm}^2 > A_s \min = 114 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 260.26 / 153.9 = 1.70$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 14} = 153.9 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars $2\Phi 14$

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

ACI-318-14 (10.3.5)

Tension = Compression

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

$$307.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 12.19 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{12.19}{0.85} = 14.34 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{285 - 14.34}{14.34} \times 0.003 = 0.06$$

$$\epsilon_s = 0.06 > 0.005 \dots \text{ok}$$

max Mu positive for span 3 = +14.70 KN.m

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

For hf = 0.08 m.

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

$$d = 320 - 20 - 8 - 12/2 = 286 \text{ mm.}$$

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

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.286 - 0.08/2)$$

$$= 187.89 \text{ KN.m}$$

$$\Phi * Mn = 187.89 \text{ KN.m} \gg M_u = 14.70 \text{ KN.m}$$

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

$$A_s \min = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq A_s \min = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$A_s \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(286) = 100.06\text{mm}^2$$

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

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{14.70 * 10^6}{(0.9)(520)(286)^2} = 0.04\text{MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.40}{420}} \right) = 0.00096$$

$$A_s = 0.00096 (520) (286) = 142.77\text{mm}^2 > A_s \min = 114.4\text{mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 142.77 / 113.09 = 1.26 \quad * \text{ Note } A_{\Phi 12} = 113.09\text{mm}^2$$

Min steel = $\Phi 12$, then Select $2\Phi 12$.

Total A_s (provide) = 226mm^2 .

Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ :

Tension = Compression

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

$$226 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.95\text{mm}$$

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

$$\epsilon_s = \frac{286 - 10.53}{10.53} \times 0.003 = 0.078$$

$$\epsilon_s = 0.078 > 0.005$$

$$\epsilon_s = 0.078 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Max Mu positive for span 4 = +23.20 KN.m

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

For $h_f = 0.08\text{m}$

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

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

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

$$= 0.9 * 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * (0.285 - 0.08/2) = 217.64 \text{ KN.m}$$

$$\Phi * Mn = 217.64 \text{ KN.m} \gg Mu = 23.20 \text{ KN.m}$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq As_{\min} = \frac{1.4}{(f_y)} (bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(286) = 100.06 \text{ mm}^2$$

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

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{23.20 * 10^6}{(0.9)(520)(285)^2} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * kn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 23.20 * 0.61}{420}} \right) = 0.00167$$

$$As_{\text{req}} = 0.00167(520)(285) = 247.5 \text{ mm}^2 > As_{\min} = 114.4 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = As / As_{\text{bar}} = 247.5 / 153.86 = 1.61$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 14} = 153.86 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 2Φ14

$$\text{Total } As_{\text{(provide)}} = 307.7 \text{ mm}^2$$

Check Strain for the magnitude of under strength factor Φ :

Tension = Compression

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

$$307.7 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 12.18 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{0.85} = \frac{12.18}{0.85} = 14.33 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{285 - 14.33}{14.33} \times 0.003 = 0.057$$

$$\epsilon_s = 0.0578 > 0.005 \dots \text{OK}$$

Design of Max Negative Moment for (Rib):

Mu = - 21.10KN.m

At support(2)

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

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

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(286) = 100.07 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

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

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{21.10 * 10^6}{(0.9)(120)(286)^2} = 2.38 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.38}{420}} \right) = 0.0061$$

$$A_s = 0.0061 (120) (286) = 209.4 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 100.07 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 209.4 / 113.09 = 1.85$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 12} = 113.09$$

mm²

Select bar 2 $\Phi 12$

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 226.2 \text{ mm}^2 > 209.4 \text{ mm}^2$$

Mu = -8.6KN.m

At support (3)

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

$$Mn = 8.6 / 0.9 = 9.56 \text{ KN.m}$$

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

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

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(286) = 100.07 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

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

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{9.56 * 10^6}{(0.9)(120)(286)^2} = 1.10 MPa$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.10}{420}} \right) = 0.0027$$

$$A_s = 0.0027 (120) (286) = 92.66 \text{ mm}^2 < A_s \text{ min} = 100.07 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 100.07 / 113.09 = 0.88$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 12} = 113.09$$

mm²

Select bar 2 Φ 12

Mu = - 23.7KN.m

At support(4)

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

$$Mn = 23.7 / 0.9 = 35.89 \text{ KN.m}$$

Assume bar diameter Φ 14 for main positive reinforcement.

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

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

$$Kn = \frac{Mn}{\Phi b d^2} = \frac{26.33 * 10^6}{(0.9)(120)(285)^2} = 3 MPa$$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(285) = 99.7 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mkn}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3}{420}} \right) = 0.0076$$

$$A_s = 0.0076(120) (285) = 260 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 100.07 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 260 / 153.86 = 1.68$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 14} = 153.86 \text{ mm}^2$$

Select bar 2 Φ 14

Design of shear For rib(RB-1):

d = 286 mm.

$$V_{u \text{ max}} = 26.4 \text{ KN.}$$

$$V_c = 1.1 \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b \times d$$

$$= 1.1 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 286 \times 10^{-3} = 30.82 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 30.82 = 23.12 \text{ KN.}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{26.4}{0.75} - 30.82 = 4.83 \text{ KN}$$

$$V_{smin} = \frac{1}{16} \sqrt{24} * 120 * 286 = 10.51 \text{ kN}$$

$$\phi V_c < V_u \leq \phi(V_c + v_{smin})$$

$$23.12 < 26.4 \leq 30.82$$

Case III Minimum shear reinforcement is provided ($A_v \cdot min$) with:

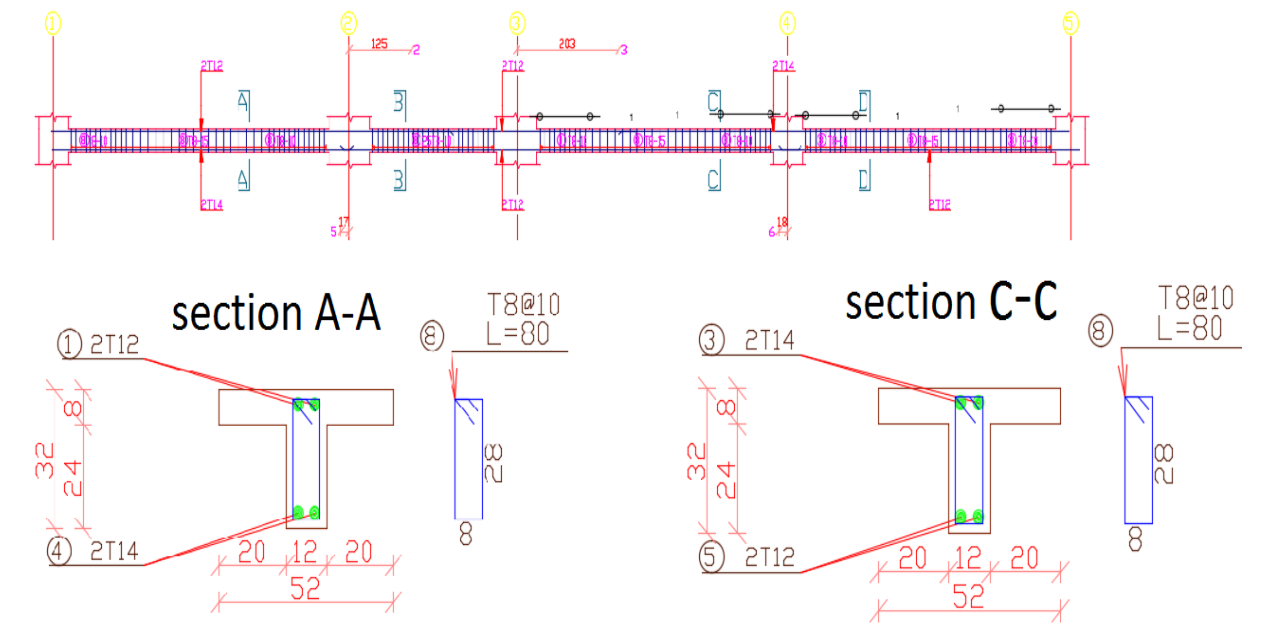
$$S_{max} \leq 600 \text{ mm}, \quad S_{max} \leq \frac{286}{2} = 143 \text{ mm} \dots \text{control}$$

Use legs stirrups $\phi 8$ with $A_v = 100.53 \text{ mm}^2$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y t d} \rightarrow S = \frac{A_v f_y t d}{V_s} = 100.53 * 420 * \frac{286}{10.65}$$

$$S = 1148.9 \text{ mm}$$

Select $\phi 8$ -14cm with 2 -legs



Figure(4-7): Rib reinforcement.

4-6 Analysis and Design Beam(B27):

Reactions					
Factored					
DeadR	17.24	40.75	23.66	46.85	15.54
LiveR	5.25	13.48	11.03	14.02	5.1
Max R	22.49	54.23	34.69	60.87	20.63
Min R	17.05	42.81	23.34	52.45	14.99
Service					
DeadR	14.37	33.96	19.72	39.04	12.95
LiveR	3.28	8.42	6.89	8.76	3.19
Max R	17.65	42.38	26.61	47.8	16.13
Min R	14.25	35.24	19.52	42.54	12.61

Reactions from rib(B-1)

Figure(4-8): Reactions from (RB-1)

Loads:

The distributed Dead load from Rib (RB-1) on BEAM (B27):

$$= \frac{14.35}{0.52} = DL_{from RibB-1}$$

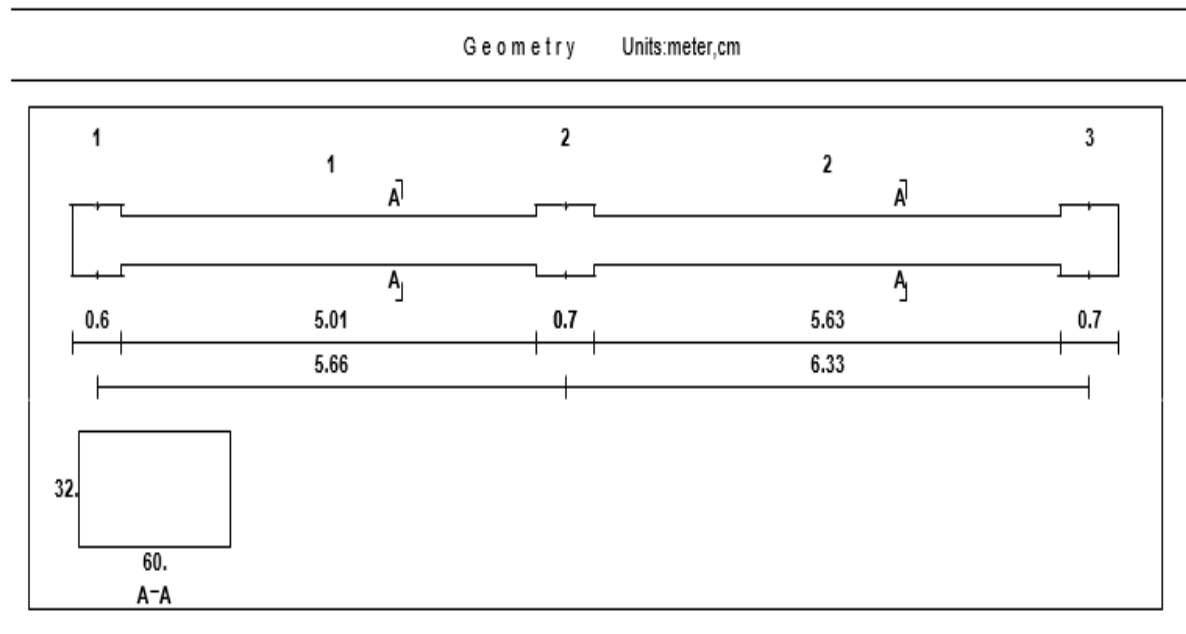
$$27.6 \text{ KN/m}$$

The distributed Live load from Rib (RB-1) on BEAM (B27):

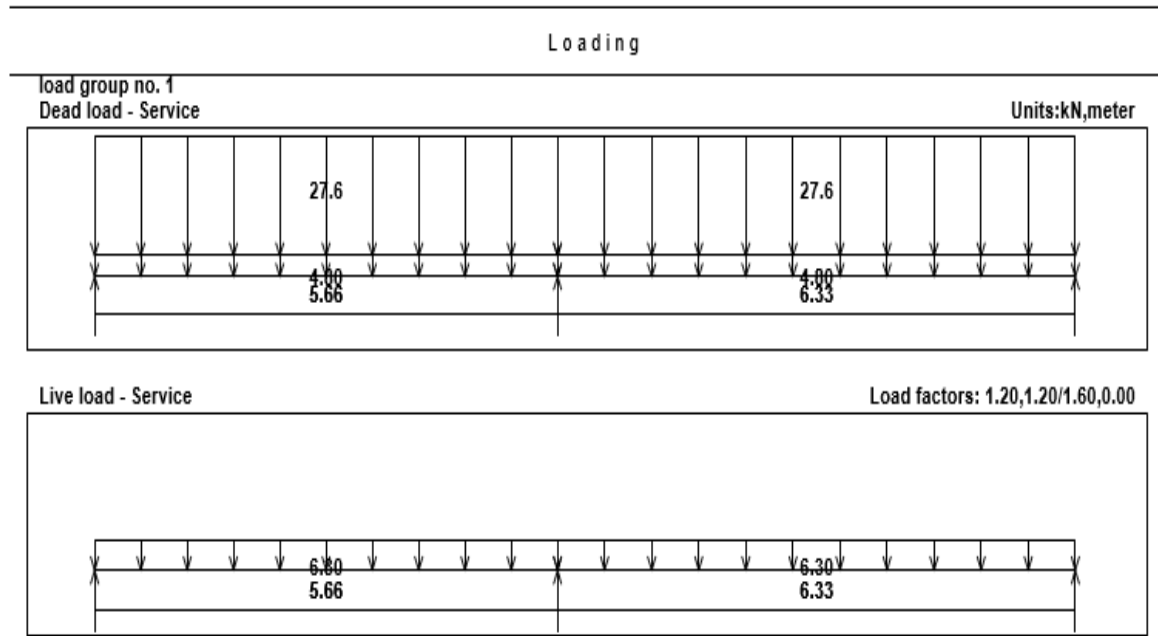
$$= LL_{from RibB-1}$$

$$\frac{3.13}{0.52} = 6 \text{ KN/m}$$

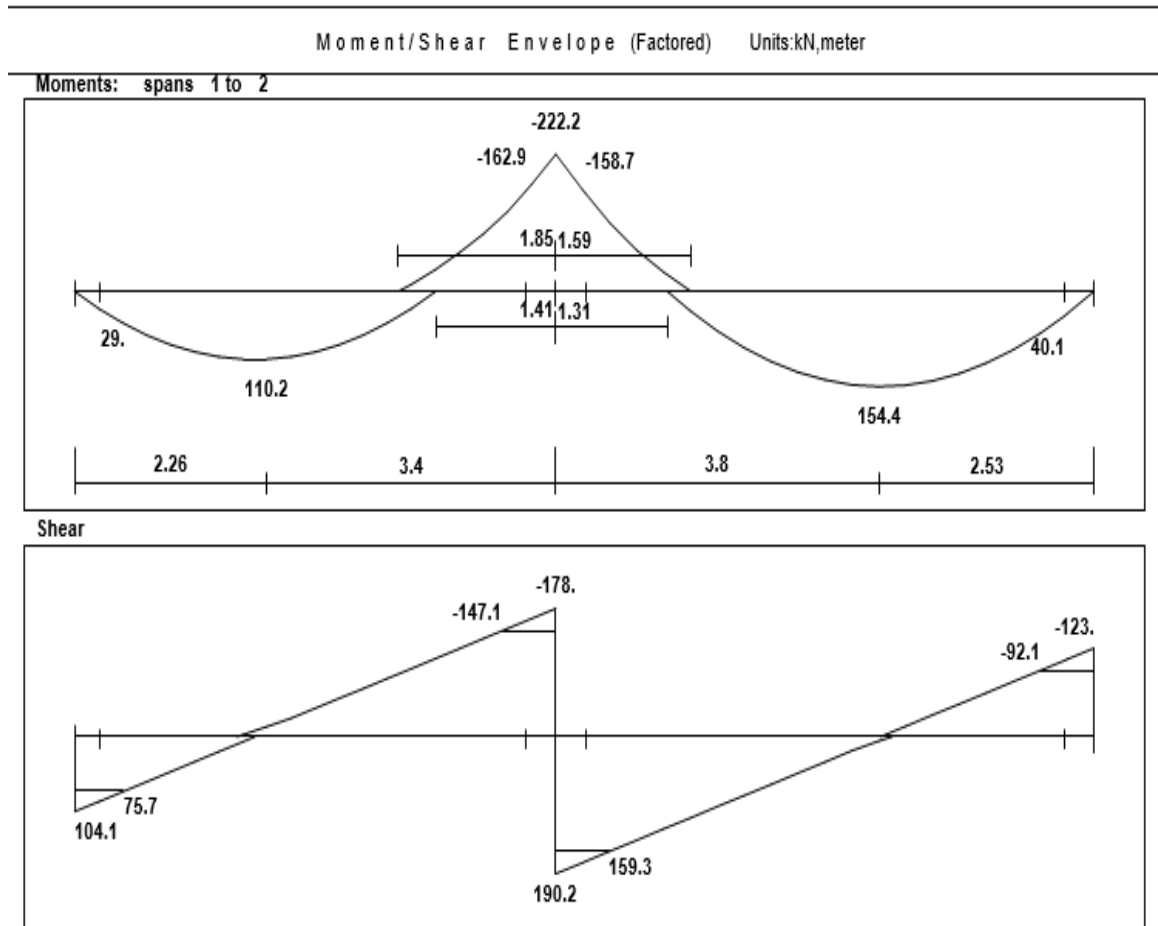
Weight of external wall =18KN/m



Figure(4-9): Geometry beam(B27)



Figure(4-10): Loads of beam(B27)



Figure(4-11): Moment & shear envelope

Design of positive moment:

$$M_u(+) = 110.2 \text{ KN.m} \quad \text{At span(1)}$$

Assume $h = 32 \text{ cm}$ and $b = 60 \text{ cm}$

for main positive reinforcement Assume bar diameter $\Phi 18$ stirrups $\Phi 10$

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

$$= 320 - 40 - 10 - 18/2 = 261 \text{ mm.}$$

Check section singly or doubly

$$\epsilon_s = 0.004$$

$$C = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} * 261 = 111.85 \text{ mm}$$

$$a = c * \beta = 0.85 * 111.85 = 95.07 \text{ mm}$$

$$\phi M_{n_{\max}} = \phi 0.85 \times f'_c \times b \times a \times (d - \frac{a}{2}) = 247.75 > M_u = 110.2 \text{ KN.m ...ok}$$

Assume rectangular & tension control section.

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{110.2 * 10^6}{0.9 * 600 * 261^2} = 3 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 3}{420}} \right) = 0.0077$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho \times b \times d = 1205.82 \text{ mm}^2.$$

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

$$= 461.9 \text{ mm}^2 < 528 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 461.9 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{req}}} = 1205.82 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

Take $5\Phi 18$ with area = $1271.7 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 1205.82 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$

Select $5\Phi 18$ in one layer.

$$S_{\text{max}} = \frac{600 - 40 * 2 - 10 * 2 - 5 * 18}{5} = 84.6 \text{ mm} > 18 \text{ mm ... ok}$$

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

$$d = 320 - 40 - 10 - (20/2) = 260 \text{ mm.}$$

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$a = 43.6 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.6}{0.85} = 51.31 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{261 - 51.31}{51.31} \times 0.003 = 0.0122$$

$\varepsilon_s = 0.012 > 0.005$ (tension control section).

$\phi = 0.9 \dots \text{OK}$

Mu(+) = 154.4 KN.m

At span(2)

Assume $h = 32 \text{ cm}$ and $b = 60 \text{ cm}$

for main positive reinforcement Assume bar diameter $\Phi 25$ stirrups $\Phi 10$

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

$$= 320 - 40 - 10 - 25/2 = 257.5 \text{ mm.}$$

Check section singly or doubly

$$\varepsilon_s = 0.004$$

$$C = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} * 257.5 = 110.35 \text{ mm}$$

$$a = c * \beta = 0.85 * 110.35 = 93.80 \text{ mm}$$

$$\phi M_{n_{\max}} = \phi 0.85 \times f'_c \times b \times a \times (d - \frac{a}{2}) = 241.80 > Mu = 154.4 \text{ KN.m} \dots \text{ok}$$

Assume rectangular & tension control section.

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{154.4 * 10^6}{0.9 * 600 * 257.5^2} = 4.3 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 4.3}{420}} \right) = 0.016$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho \times b \times d = 2472 \text{ mm}^2.$$

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

$$= 450.5 \text{ mm}^2 < 515 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 515 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{req}}} 2472 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

Take $6\Phi 25$ with area = $2943.7 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 2472 \text{ mm}^2 \dots \text{OK}$.

Select $6\Phi 25$ in one layer.

$$S_{\text{max}} = \frac{600 - 40 * 2 - 10 * 2 - 6 * 25}{7} = 50 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

$$d = 320 - 40 - 10 - (25/2) = 257.5 \text{ mm.}$$

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$a = 101 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{101}{0.85} = 118.8 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{261 - 118.8}{118.8} \times 0.003 = 0.0122$$

$$\varepsilon_s = 0.0122 < 0.005 \text{ (tension control section).}$$

Design of negative moment:

$$h = 32 \text{ cm and } b = 60 \text{ cm}$$

for main positive reinforcement $\Phi 22$ Assume bar diameter +stirrups $\Phi 10$

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

$$= 320 - 40 - 10 - 25/2 = 257.5 \text{ mm.}$$

Mu(-) = -162.9 KN.m

At support (1)

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

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{162.9 * 10^6}{0.9 * 600 * 257.5^2} = 4.55 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 4.55}{420}} \right) = 0.012.$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d = 1919.34 \text{ mm}^2.$$

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

$$= 450.5 \text{ mm}^2 < 515 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 5115 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 1919.34 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$$

Take $4\Phi 25$ with area $1962.5 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 1919.34 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$

Select $4\Phi 25$ in one layer

$$S_{max} = \frac{600 - 40 * 2 - 10 * 2 - 4 * 25}{6} = 66.66 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ok}$$

Check for strain ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

$$d = 257.5 \text{ mm.}$$

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$a = 67.3 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{67.3}{0.85} = 61.4 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{257.5 - 79.2}{79.2} \times 0.003 = 0.0067$$

$$\varepsilon_s = 0.0067 > 0.005 \text{ (tension control section).}$$

$$\phi = 0.9 \dots \text{OK}$$

Design of shear for Beam:

Assume bar diameter $\Phi 22$ for main reinforcement.

Selected hidden beam

$$b_w = 60\text{cm}, h = 32\text{cm}$$

$$d = 320 - 40 - 10 - 11 = 259\text{mm}$$

ACI – 318 – Categories for shear design:

$$V_{u \text{ critical}} = 159.3 \text{ KN}$$

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

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 600 * 259$$

$$V_c = 126.9 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = 0.75 * 126.9 = 95.2 \text{ KN}$$

$$V_{s \cdot \text{min}} = \frac{1}{16} \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$V_{s \cdot \text{min}} = \frac{1}{16} \sqrt{24} * 600 * 259$$

$$v_{s \cdot \text{min}} = 47.6$$

$$V_{s \cdot \text{min}} = \frac{1}{3} b_w d$$

$$V_{s \cdot \text{min}} = \frac{1}{3} * 600 * 259$$

$$v_{s \cdot \text{min}} = 51.8 \text{ KN}$$

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

$$V_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 600 * 259$$

$$V_{s'} = 253.8 \text{ KN} = 3 \phi V_c$$

Case III minimum Shear reinforcement required. So

$$\phi(V_c + v_{s \cdot \text{min}}) < v_u \leq \phi(V_c + V_{s'})$$

$$0.75(126.9 + 51.8) < 159.3 < 0.75(126.9 + 253.8)$$

$$134.025 < 159.3 < 285.53 \dots \text{ok}$$

So shear reinforcement are required.

Use 2 leg $\Phi 10$.

$$A_v = 157.1 \text{ mm}^2.$$

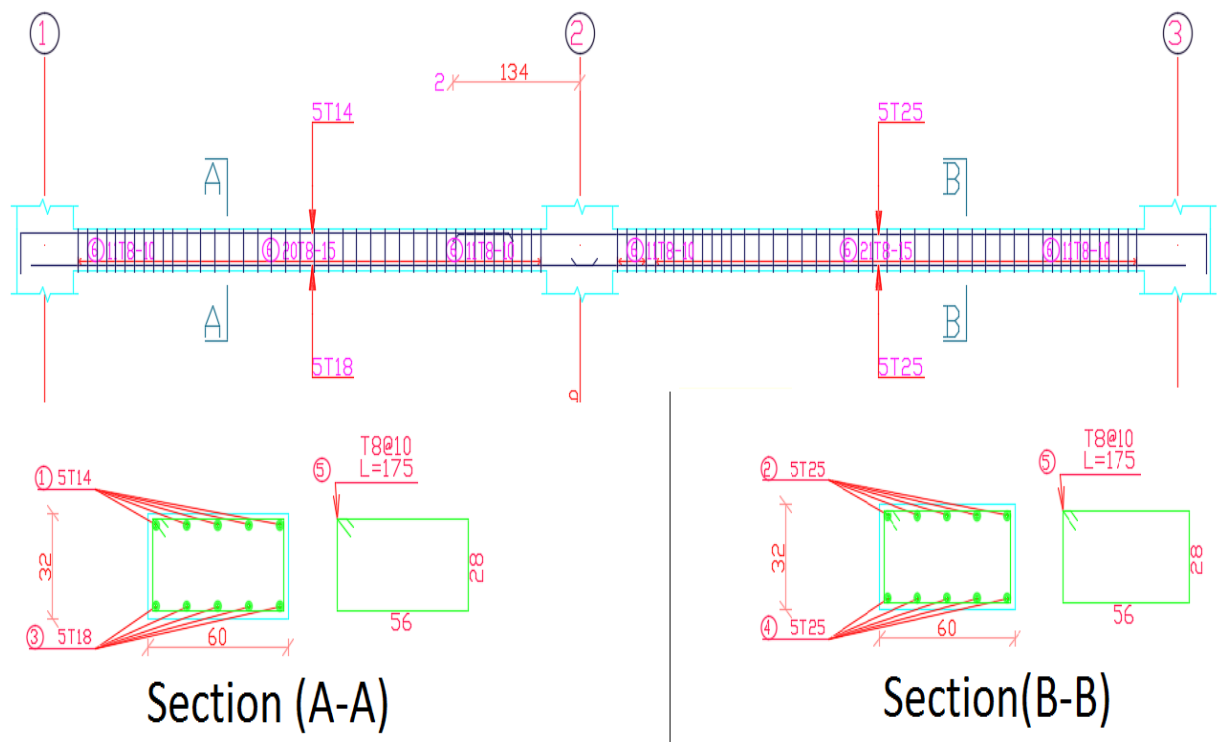
$$V_s = V_n - V_C = \frac{159.3}{0.75} - 126.9 = 85.5 \text{ KN}$$

$$S = \frac{A_v f_{yt} d}{v_s} = \frac{157.1 * 420 * 257.5}{85.5 * 1000} = 198.7 \text{ mm} = \sim 200 \text{ mm}$$

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

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{257.5}{2} = 128.75 \text{ mm ... (control)}$$

Select 2 leg $\Phi 10$ @ 130 mm (2 Legs).



Figure(4-12): Beam 27 reinforcement.

4.7 Design of Column

Material:

- concrete B350, $F_c' = 28 \text{ N/mm}^2$
- Reinforcement Steel, $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Load Calculation:**Service Load:**

Dead Load = 880 kN

Live Load = 418 kN

Factored Load:

$$P_U = 1.2 \times 880 + 1.6 \times 418 = 1724.8 \text{ kN}$$

Dimensions of Column:Assume $\rho_g = 0.01$

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

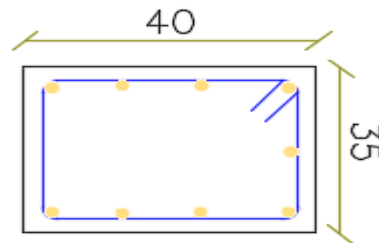
$$1725 = 0.65 \times 0.8 \times A_g \{0.85 * 24 (1 - 0.01) + 0.01 * 420\}$$

$$A_g = 135978 \text{ mm}^2$$

Assume Rectangular Section

$$h = 350 \text{ mm}$$

$$b = 135978 / 350 = 388.5 \text{ mm}$$

select $b = 400 \text{ mm}$ **Fig(4-13):**Column section**Check Slenderness Parameter:**

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

Lu: 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 rectangular section

$$Lu = 3.60 - 0.32 = 3.28 \text{ m}$$

$$M1/M2 = 1$$

$K=1$ for braced frame.

- about Y-axis ($b= 0.40$ m)

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

$$\frac{1 \times 3.28}{0.3 \times 0.40} = 27.33 > 22$$

Column Is long About Y-axis

- about X-axis ($h= 0.35$ m)

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

$$\frac{1 \times 3.28}{0.3 \times 0.350} = 31.24 > 22$$

Column Is Long About X-axis

Minimum Eccentricity:

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

$$\min e_y = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 320 = 24.60 \text{mm} = 0.0246 \text{m}$$

$$e_y = 0.0246 \text{m}$$

Magnification Factor:

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

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

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

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

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

$$E_c = 4750 \sqrt{f_c'} = 4750 \times \sqrt{28} = 25134.64 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (880)}{1725} = 0.6121 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.50 \times 0.35^3}{12} = 0.001786 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 25135 \times 0.001786}{1 + 0.6121} = 11.14 \text{ MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 11.14}{(1 * 3.28)^2} = 10.22 \text{ MN}$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{1725}{0.75 * 10220}} = 1.29 \geq 1.0 \text{ and } \leq 1.4$$

Interaction Diagram:

$$ey = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.0246 \times 1.29 = 0.0317 \text{ m}$$

$$\frac{ey}{h} = \frac{0.0317}{0.4} = 0.079$$

$$\frac{\gamma}{h} = \frac{350 - 2 * 40 - 2 * 10 - 25}{350} = 0.643$$

From the interaction diagram chart

from chart A9 - a for $\frac{\gamma}{h} = 0.6 \rightarrow \rho_g = 0.01$

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

then for $\frac{\gamma}{h} = 0.643 \rightarrow \rho_g = 0.01$

Select reinforcement

$$A_{st} = \rho_g \times A_g = 0.01 \times 350 * 400 = 1400 \text{ mm}^2$$

Select 8 $\phi 16$ with $A_s = 1607.7 \text{ mm}^2 > A_{st} = 1400 \text{ mm}^2$.

Design of the Stirrups:

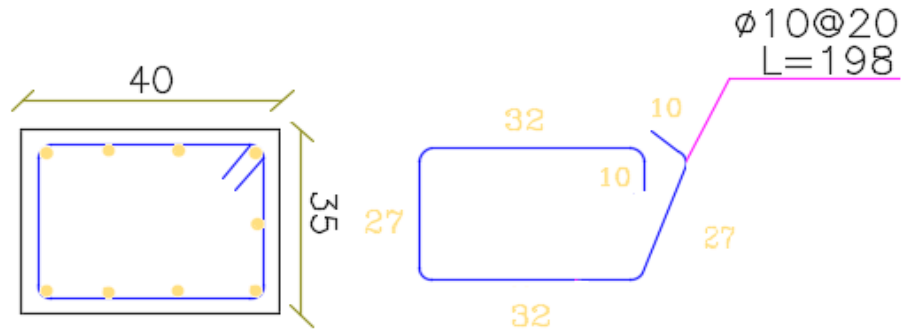
The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

$$spacing \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6 \text{ cm}$$

$$spacing \leq 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm}$$

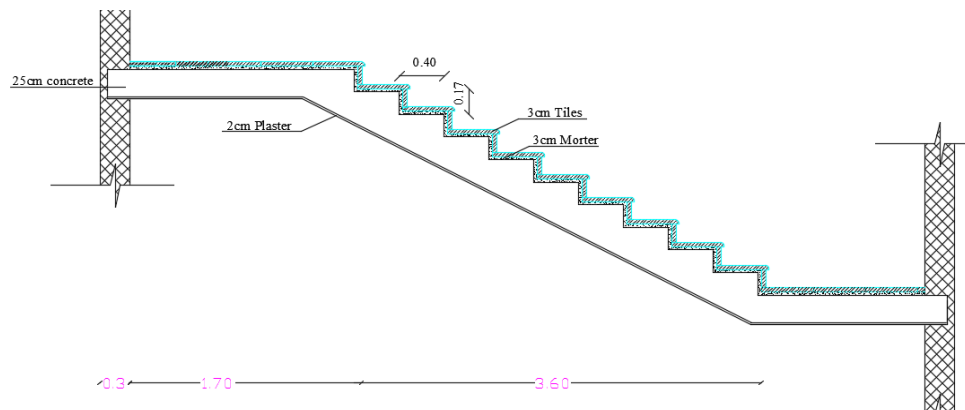
$$spacing \leq \text{least dim} = 35 \text{ cm}$$

Use $\phi 10 @ 20 \text{ cm}$



Fig(4-14):Column12 Reinforcement Details.

4-8 Design of Stair:



Fig(4-15): Stair Plan.

The maximum span for two-end continuous is $L = 6.65 \text{ m}$. ACI-318-14(9.3.1.1)

Material:

- concrete B300, $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
- Reinforcement Steel, $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

1-Design of Flight

Determination of Thickness:

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.60/20 = 18 \text{ cm}$

Take $h = 25 \text{ cm}$

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(17 / 30) = 29.50^\circ$

Load Calculation:

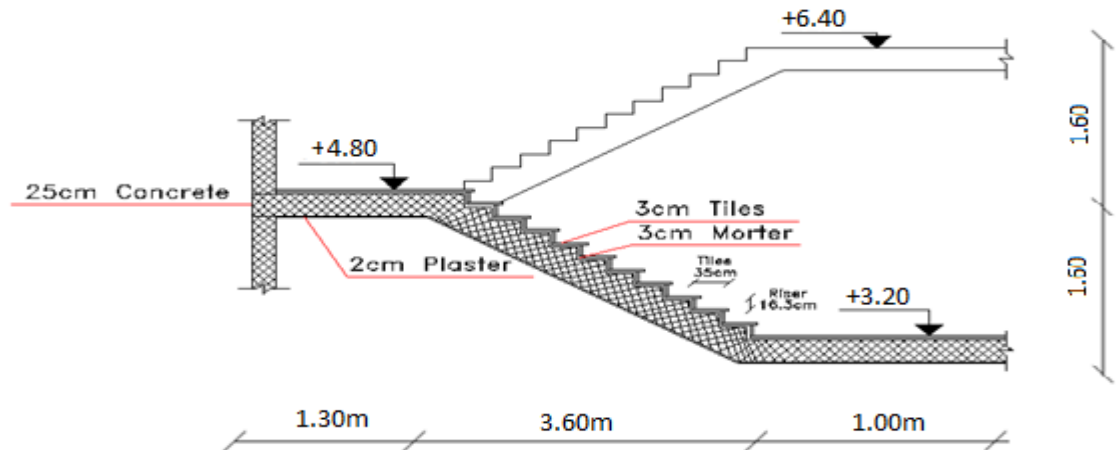


Fig (4-16): Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:

No.	Parts of Flight	Calculation
1	Tiles	$23 \times 0.03 \times 1 \times ((0.35 + 0.163) / 0.3) = 1.18 \text{KN/m}$
2	Mortar	$22 \times 0.03 \times 1 \times ((0.3 + 0.163) / 0.3) = 1.02 \text{KN/m}$
3	Stair	$25 \times 0.5 \times 0.163 \times 1 = 2.04 \text{KN/m}$
4	R.C	$25 \times 0.25 \times 1 / \cos 29.50^\circ = 7.11 \text{KN/m}$
5	Plaster	$22 \times 0.02 \times 1 / \cos 29.50^\circ = 0.51 \text{KN/m}$
Sum		11.9KN/m

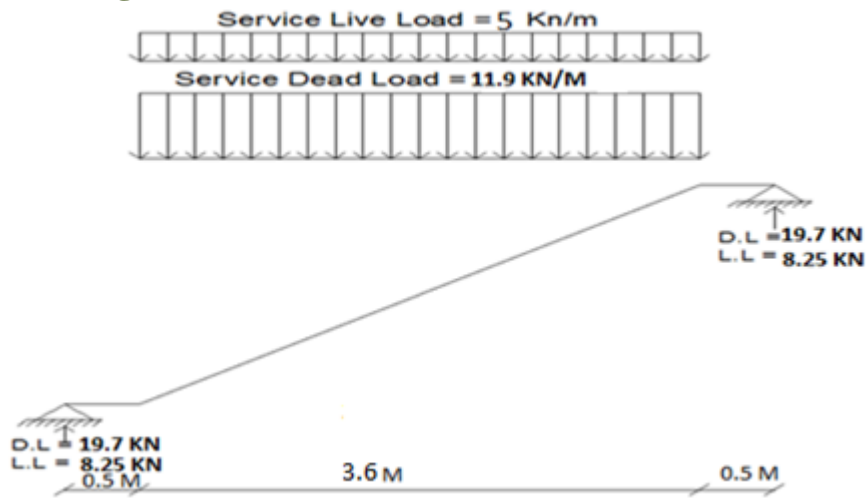
Table(4-3): Dead Load Calculation of Flight.

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

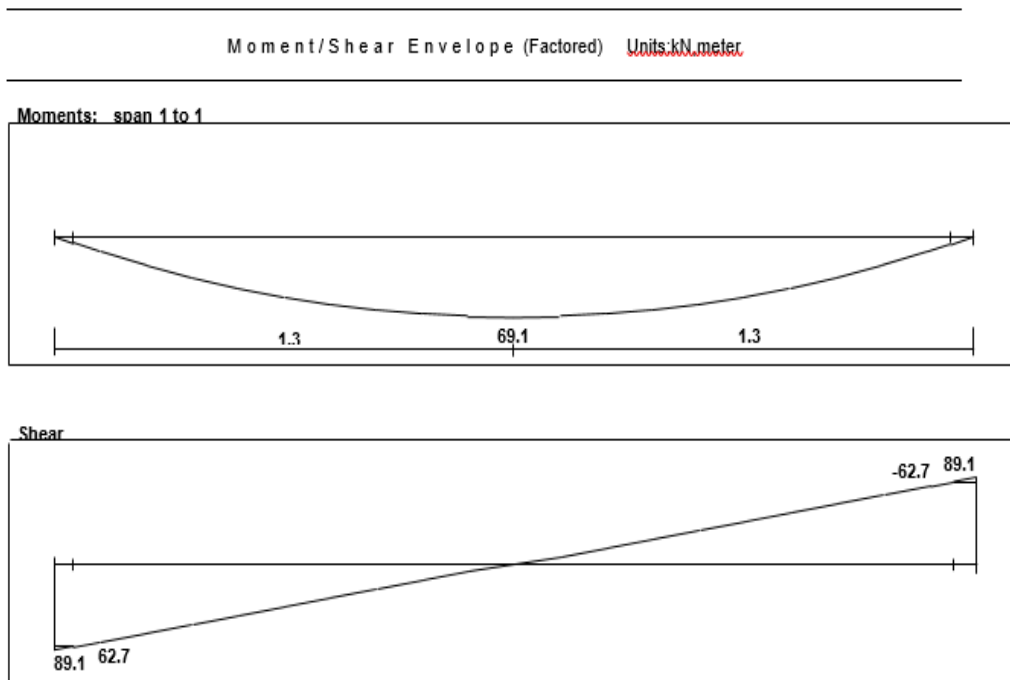
Factored Load For Flight:

$$WU = 1.2 \times 11.90 + 1.6 \times 5 = 19.9 \text{ KN/m}$$

System of Flight:



Fig(4-17): Statically System and Loads Distribution of Flight.



Fig(4-18): Shear and Moment Envelope Diagram of Flight.

Design of Shear for Flight: ($V_u=37.0$ KN)

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1 \text{ KN}$$

$\Phi V_c = 0.75 * 182.1 = 136.6 \text{ KN} > V_u = 37 \text{ KN}$...No shear reinforcement are required

Design of Bending Moment for Flight: ($M_u=51.5$ KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{51.5 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 1.15 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.15}{420}} \right) = 0.00282$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00282 \times 1000 \times 223 = 630 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s, \text{req}} = 630 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{min}} = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Check for Spacing:

$$S = 3h = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

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

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

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

Use $\phi 12 @ 150 \text{ mm}$, $A_{s, \text{provided}} = 770 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 630 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{770 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 15.85 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{B_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{173 - 18.65}{18.65} \right) = 0.025 > 0.005 \dots Ok$$

Lateral or Secondary Reinforcement For Flight:

$$A_{s,req} = A_{s,min} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } \phi 10 @ 150 \text{ mm, } A_{s,provided} = 523 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 360 \text{ mm}^2 \dots Ok$$

Design of Middle Landing:

Determination of Thickness:

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

$$h_{min} = 3.60 / 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Take } h = 25 \text{ cm}$$

Load Calculation:

Dead Load For Solid Landing For 1m Strip:-

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	$25 * 0.25 * 1 = 6.25 \text{ KN/m}$
5	Plaster	$22 * 0.02 * 1 = 0.44 \text{ KN/m}$
		Sum
		8.04 KN/m

Table(4-4): Dead Load Calculation of Middle Landing.

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

Reaction From Flight:-

$$DL = 19.7 \text{ KN/m}$$

$$LL = 8.25 \text{ KN/m}$$

Total Dead Load = $8.04 + 19.7 = 27.74 \text{ KN/m}$

Total Live Load = $5 + 8.25 = 13.25 \text{ KN/m}$

Factored Load For Landing:

$WU = 1.2 \times 27.74 + 1.6 \times 13.25 = 54.50 \text{ KN/m}$

System of Landing:

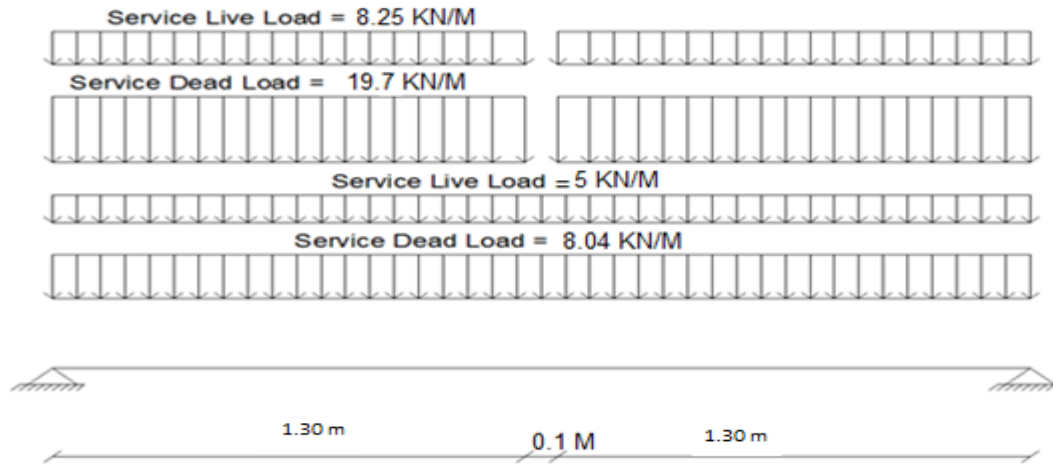


Fig 4.13: Statically System and Loads Distribution Of Middle Landing.

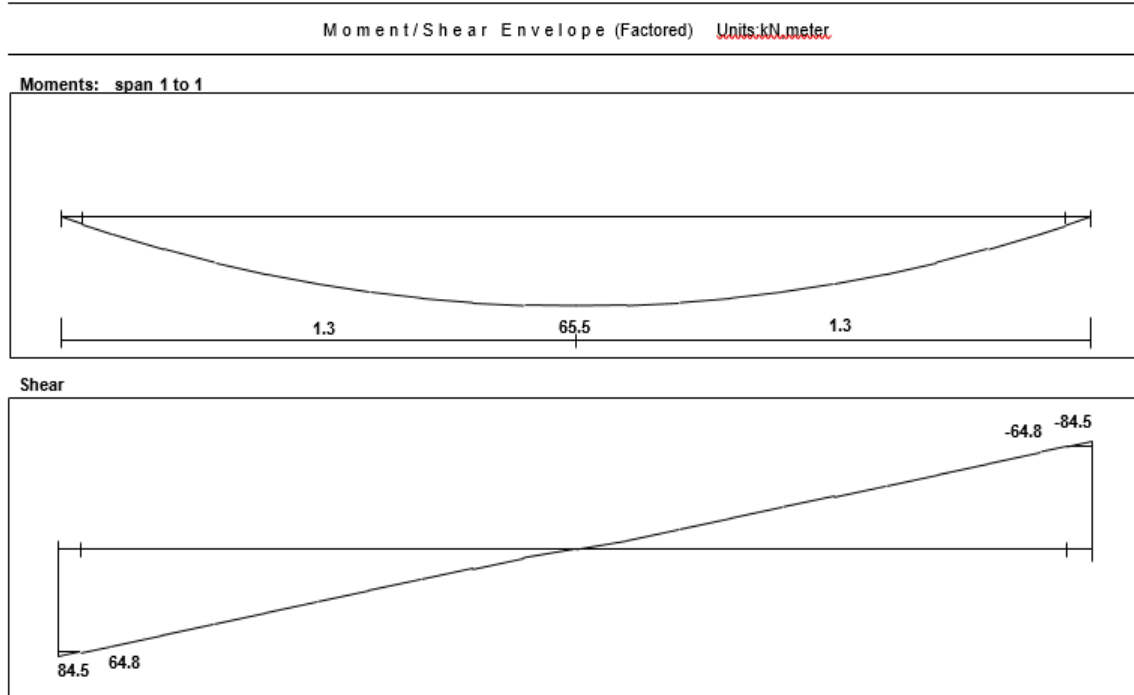


Fig 4.14: Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landing.

Design of Shear: ($V_u=64.8\text{KN}$)

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1 \text{ Kn}$$

$\Phi * V_c = 0.75 * 182.1 = 136.6\text{KN} > V_u = 64.8\text{KN}$ No shear reinforcement are required

Design of Bending Moment: ($M_u=65.5\text{KN.m}$)

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{65.5 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 223^2} = 1.46 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.46}{420}} \right) = 0.0036$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0036 \times 1000 \times 223 = 807.12 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

$A_{s, \text{req}} = 807.12 \text{ mm}^2$... is control

Check for Spacing:

$$S = 3h = 3 \times 300 = 900 \text{ mm}$$

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

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

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

Use $\phi 14 @ 15 \text{ mm}$, $A_{s, \text{provided}} = 1026 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 807.12 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{1026 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 21.14 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.14}{0.85} = 24.87 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{223 - 24.87}{24.87} \right) = 0.024 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing:

$$A_{s, \text{req}} = A_{s, \text{min}} = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

Use $\phi 10 @ 150 \text{ mm}$, $A_{s, \text{provided}} = 523 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 450 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

Design of Main Landing

Determination of Thickness

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

$$h_{\text{min}} = 3.60 / 20 = 18 \text{ cm}$$

Take $h = 35 \text{ cm}$

Load Calculation:

Dead Load For middle Landing For 1m Strip:

No.	Parts of Landing	Calculation
1	Tiles	$23 \times 0.03 \times 1 = 0.69 \text{ KN/m}$
2	Mortar	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66 \text{ KN/m}$
4	R.C	$25 \times 0.35 \times 1 = 8.75 \text{ KN/m}$
5	Plaster	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44 \text{ KN/m}$
Sum		10.54 KN/m

Table (4-5): Dead Load Calculation of Main Landing.

LiveLoadFor Landing For 1m Strip = $5 \times 1 = 5 \text{ KN/m}$

Reaction From Flight:

DL = 19.7 KN/m

LL = 8.25 KN/m

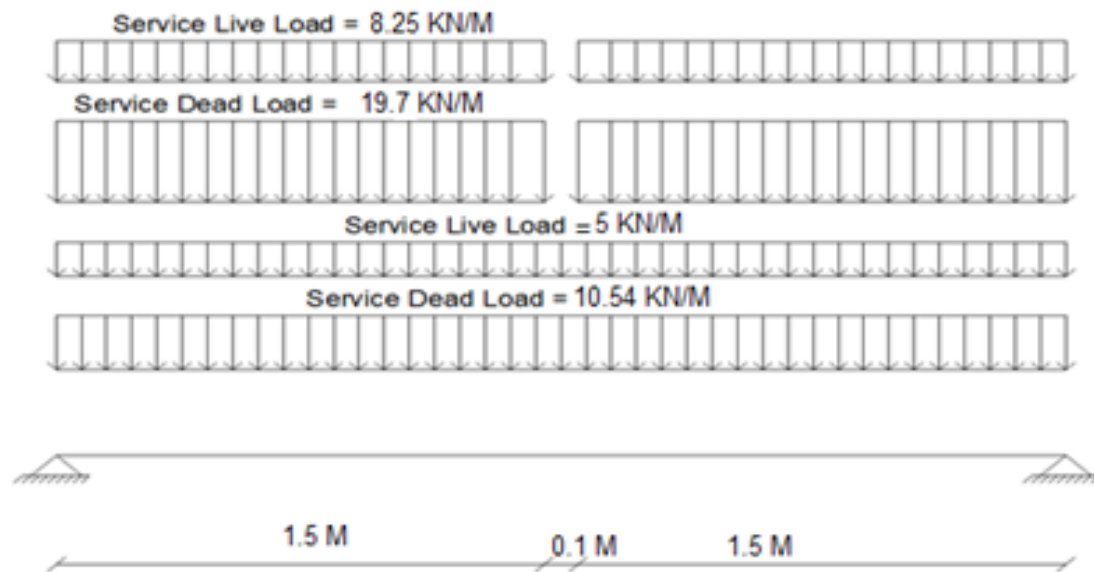
Total Dead Load = $10.54 + 19.7 = 30.24 \text{ KN/m}$

Total Live Load = $5 + 8.25 = 13.25 \text{ KN/m}$

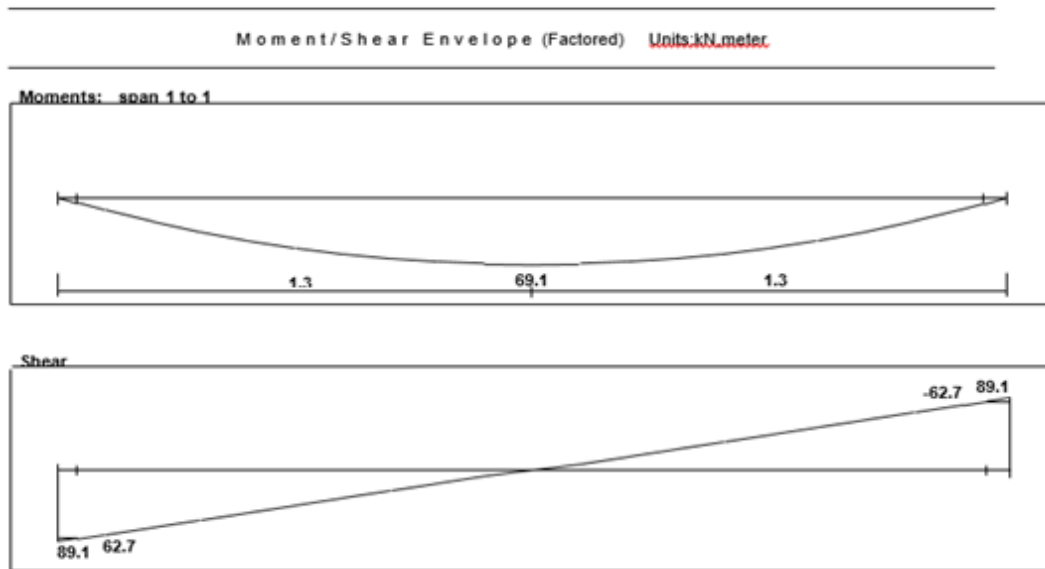
FactoredLoad For Landing:

WU = $1.2 \times 30.24 + 1.6 \times 13.25 = 57.48 \text{ KN/m}$

System of Landing:



Fig(4-19): Statically System and Loads Distribution of Main Landing.



Fig(4-20): Shear & moment envelope diagram of Main Landing.

Design of Shear: ($V_u=62.7$ KN)

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * 323 = 263.7 \text{ Kn}$$

$\Phi * V_c = 0.75 * 263.7 = 19.8 \text{KN} > V_u = 62.7 \text{KN}$ No shear reinforcement are required

Design of Bending Moment: ($M_u=69.1$ KN.m)

Assume bar diameter ϕ 14 for main reinforcement

$$d = h - \text{cover} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{69.1 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 323^2} = 0.74 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.74}{420}} \right) = 0.0018$$

$$A_{s, \text{req}} = \rho \cdot b \cdot d = 0.0018 \times 1000 \times 323 = 576.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{min}} = 0.0018 * 1000 * 350 = 630 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{req}} = 576.6 \text{ mm}^2 < A_{s, \text{min}} 630.0 \text{ mm}^2 \text{ ...is control}$$

$$A_{s, \text{min}} 630.0 \text{ mm}^2 \text{ ... is control}$$

Check for Spacing:

$$S = 3h = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

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

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

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

Use $\phi 12 @ 15 \text{ mm}$, $A_{s, \text{provided}} = 753 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 630 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{753 \times 420}{0.85 \times 1000 \times 24} = 15.5 \text{ mm}$$

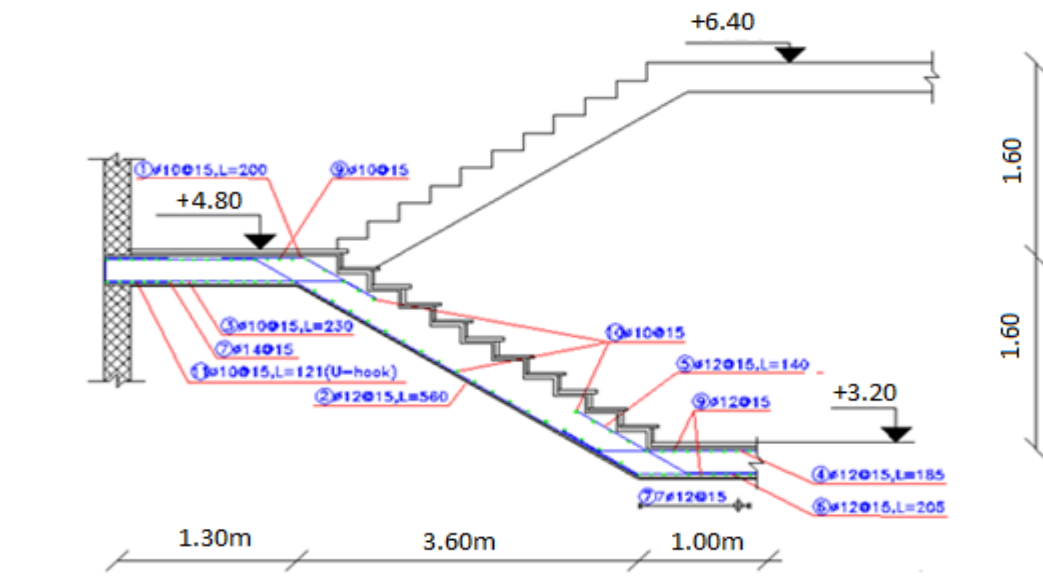
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.14}{0.85} = 18.23 \text{ mm}$$

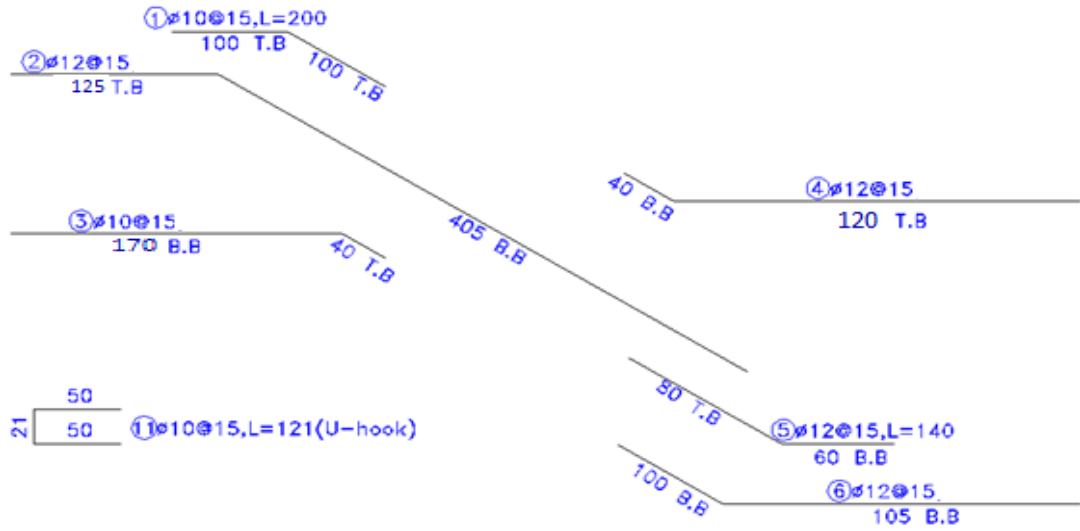
$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{323 - 18.23}{18.23} \right) = 0.05 > 0.005 \dots \text{Ok}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing:

$$A_{s, \text{req}} = A_{s, \text{min}} = 0.0018 * 1000 * 350 = 630 \text{ mm}^2$$

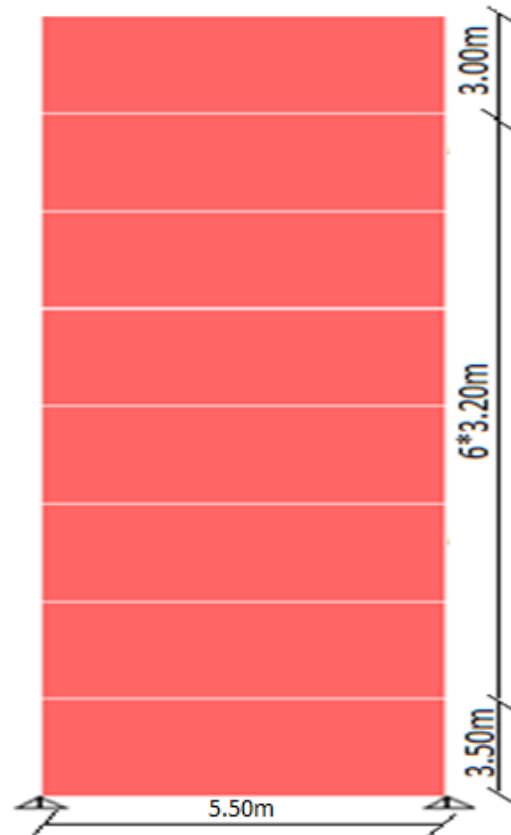
Use $\phi 12 @ 150 \text{ mm}$, $A_{s, \text{provided}} = 785 \text{ mm}^2 > A_{s, \text{required}} = 630 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$



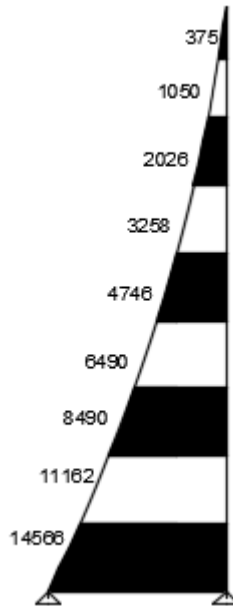
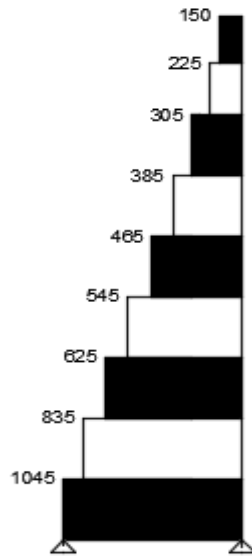


Fig(4-21): Stair Reinforcement Details.

4.9 Design of Shear Wall



Fig(4-22): Shear Wall.



Fig(4-23): Moment & shear diagram of shear wall.

Material and Sections: (From Shear Wall 2)

concrete	B350	$F_c' = 28 \text{ N/mm}^2$
Reinforcement Steel		$F_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Shear Wall ThickNess	$h = 30 \text{ cm}$	
Shear Wall Width	$L_w = 5.50 \text{ m}$	
Shear Wall Height	$H_w = 3.20 \text{ m}$	

Design of Horizontal Reinforcement:

$$\sum Fx = Vu = 1045 \text{ KN}$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{l_w}{2} = \frac{5.50}{2} = 2.75m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{28.20}{2} = 14.10m$$

storyheight(Hw) = 3.20m.....Control

$Lw < Hw$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 5.5 = 4.40m$$

$$\begin{aligned} \phi V_{nmax} &= \phi \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd \\ &= 0.75 * 0.83 * \sqrt{28} * 300 * 4400 = 4365.5 \text{ KN} > V_u = 1045 \text{ KN} \end{aligned}$$

V_c is the smallest of:

$$1 - V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{28} * 300 * 4400 = 1164.13 \text{ KN} \dots\dots \text{Control}$$

$$2 - V_c = 0.27 \sqrt{f_c'} hd + \frac{N_u d}{4 l_w} = 0.27 \sqrt{28} * 300 * 4400 + 0 = 1885.9 \text{ KN}$$

$$3 - V_c = \left[0.05 \sqrt{f_c'} + \frac{l_w \left(0.1 \sqrt{f_c'} + 0.2 \frac{N_u}{l_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] hd = 1490.2 \text{ KN}$$

$$\frac{6123.1 - 3637.3}{3.6} = \frac{M_u - 3637.3}{3.6 - 2.75} \Rightarrow M_u = 4224.22 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{4224.22}{1045} - \frac{5.5}{2} = 1.29$$

$$V_c = 1164.13 \text{ KN}$$

$$\phi * v_c + \phi v_s = v_u$$

$$\phi * v_s = v_u - \phi * v_c$$

$$V_s = v_u / \phi - v_c$$

$$V_s = 1045 / 0.75 - 1164.2 = 229.13 \text{ KN} \text{ No need reinforcement}$$

Minimum shear reinforcement is required:

$$\text{Min}(Avh/Sh) = 0.0025 * h$$

$$= 0.0025 * 300 = 0.75$$

Select $\phi 10$, tow layers

$$Avh = 2 * \pi * 10^2 / 4 = 157 \text{ mm}^2$$

$$157 / Sh = 0.75$$

$$Sh = 157 / 0.75 = 209.33$$

Select $Sh = 200 \text{ mm} \leq S_{max} = Lw / 5 = 550 / 5 = 110 \text{ cm}$.

$$=3*h = 3*30=90 \text{ cm.}$$

Design of Vertical Reinforcement:

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{L_w} \right) \left(\frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025 \right) \right] * 200$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{28.2}{5.5} \right) \left(\frac{157}{200*300} - 0.0025 \right) \right] * 200$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.60$$

Select $\phi 14$ in Two Layer

$$A_{vv} = \frac{2*\pi*14^2}{4} = 307.7 \text{ mm}^2$$

$$\frac{307.7}{S_v} = 0.49$$

$$S_v = 512 \text{ mm}$$

Maximum spacing is the least of:

$$\frac{L_w}{3} = \frac{5500}{3} = 1833.34 \text{ mm}$$

$$3*h = 3*300 = 900 \text{ mm}$$

450 mm ...Control

Use $\phi 14/300$ mm for two layers

Design of Bending Moment:

$$A_{st} = \left(\frac{5500}{200} \right) * 2 * 79 = 4345 \text{ mm}^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w * h} \right) \frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4345}{5500 * 300} \right) \frac{420}{28} = 0.0395$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w * h * f_c'} = 0$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0395 + 0}{2 * 0.0395 + 0.85 * 0.85} = 0.04928$$

$$\phi M_n = \phi \left[0.5 A_{st} f_y l_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y} \right) \left(1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

$$= 0.9 [0.5 * 4345 * 420 * 5500 (1 + 0) (1 - 0.04928)] = 4294.05 \text{ KN}$$

$$\geq 4224.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ub} = M_u - \phi M_n = 4224.22 - 4294.05 = -69.83 \text{ KN.m}$$

$$X \geq \frac{l_w}{600 * \frac{\Delta h}{h_w}} = \frac{5500}{600 * 1} = 91.67 \text{ mm}$$

$$L_b \geq \frac{X}{2} = 45.83 \text{ mm}$$

Since Smallest value of L_b & M_{ub} not require Boundary .

4.10 Design of Footing

Material:

- Concrete B350, $F_c' = 28 \text{ N/mm}^2$
- Reinforcement Steel, $F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Load Calculations:

Dead Load = 1543 KN , Live Load = 433 KN

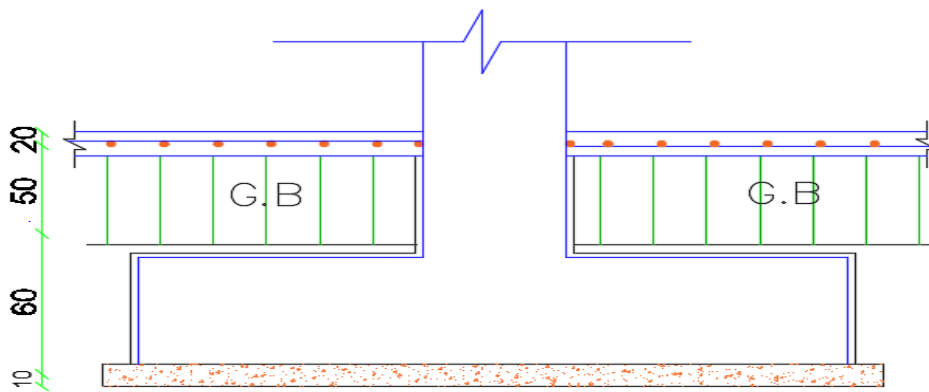
Total services load = $1543 + 433 = 1976 \text{ KN}$

Total Factored load = $1.2 \cdot 1543 + 1.6 \cdot 433 = 2545 \text{ KN}$

Column Dimensions ($a \cdot b$) = $55 \cdot 70 \text{ cm}$

Soil density = 18 Kg/cm^3

Allowable Bearing Capacity = 400 KN/m^2



Fig(4.24):Foot Section

Assume $h = 60 \text{ cm}$

$$q_{net-allow} = 400 - 25 \cdot 0.6 - 25 \cdot 0.7 = 367.5 \text{ KN/m}^2$$

Area of Footing:

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{2545}{367.5} = 6.92 \text{ m}^2$$

Assume Square Footing

B required = 2.8 m

Select B = 2.8m

Bearing Pressure:

$$q_u = 2545 / 2.8 \cdot 2.8 = 324.60 \text{ KN/m}^2$$

Design of Footing:**1-Design of One Way Shear Strength:**

Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume $h = 60\text{cm}$, bar diameter $\phi 14$ for main reinforcement and 7.5 cm Cover

$$d = 600 - 75 - 14 = 511 \text{ mm}$$

$$V_u = q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d \right) * L$$

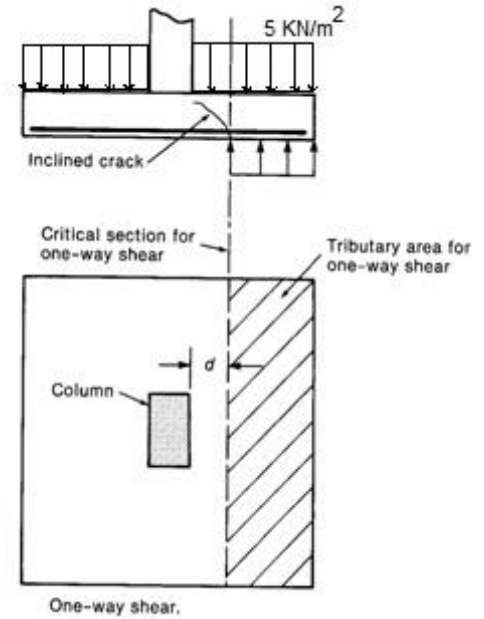
$$V_u = 324.6 * \left(\frac{2.8-0.55}{2} - 0.511 \right) * 2.8 = 558\text{KN}$$

$$\phi.V_c = \phi * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 2800 * 511 = 946.4\text{KN}$$

$$\phi.V_c = 946.4\text{KN} > V_u = 558\text{KN}$$

\therefore Safe

**2-Design of Two Way Shear Strength:**

$$V_u = P_u - FR_b$$

$$FR_b = q_u * \text{area of critical section}$$

$$V_u = 2545 - 324.6[(0.55 + 0.511) * (0.70 + 0.511)] = 2128\text{KN}$$

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

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

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

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

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{70}{55} = 1.27$$

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

$$b_o = 2*(51.1+55) + 2*(51.1+70) = 454.4cm$$

$$\alpha_s = 40 \text{ for interior column}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.27} \right) * \sqrt{28} * 4544 * 511 = 3654.51KN$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40*511}{4544} + 2 \right) * \sqrt{28} * 4544 * 511 = 4990KN$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{28} * 4544 * 511 = 3072Kn$$

$$\Phi V_c = 3072 \text{ KN} > V_u = 2128KN$$

3-Design of Bending Moment:

Critical Section at the Face of Column

$$FR = qu * \left(\frac{B-a}{2} \right) * L = 324.6 * \left(\frac{2.8-0.55}{2} \right) * 2.8 = 1022.5KN.$$

$$M_u = 1022.5 * 1.125 / 2 = 575.2KN.m$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{575.2 \times 10^6}{0.9 \times 2800 \times 511^2} = 0.87Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.65$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{420}} \right) = \frac{1}{17.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 17.65 \times 0.87}{420}} \right) = 0.00211$$

$$A_{s,req} = \rho \cdot b \cdot d = 0.00211 \times 2800 \times 511 = 3020.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.0018 * 2800 * 600 = 3024 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = A_{s,min} = 3024 \text{ mm}^2 \dots \text{is control}$$

Check for Spacing :

$$S = 3h = 3 * 60 = 180cm$$

$$S = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 75 = 192.5 \text{ cm}$$

$$S = 45 \text{ cm} \dots \text{is control}$$

Use 16 ϕ 16 in Both Direction,

$$A_{s,provided} = 3215 \text{ mm}^2 > A_{s,required} = 3024 \text{ mm}^2 \dots Ok$$

Check for strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{3215 \times 420}{0.85 \times 2800 \times 28} = 20.26mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.26}{0.85} = 23.84mm$$

$$\epsilon_s = 0.003 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{511 - 23.84}{23.84} \right) = 0.06 > 0.005 \dots Ok$$

4-Design of Dowels:

Load Transfer In Footing:

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85 f_c' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = 55 * 70 = 0.385 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 280 * 280 = 5.6 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.61}{0.175}} = 4.54 > 2 \quad \dots\dots\dots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 175 \times 2) = 5414.5 \text{ Kn}$$

$$\Phi Pn = 5414.5 > Pu = 2545 \dots\dots\dots \text{ok}$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 175) = 2707.25 \text{ KN}$$

$$\Phi Pn = 2707.25 > Pu = 2545 \text{ KN} \dots\dots \text{ok}$$

No Need For Dowels

$$A_{s,\min} = 0.005 * A_c = 0.005 * 550 * 700 = 1925 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 10\phi 16, A_{s,\text{provided}} = 2009.6 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{required}} = 1925 \text{ mm}^2 \dots \text{Ok}$$

5-Development Length In Footing :

Tension Development Length In Footing :-

$$Ld_{T \text{ req}} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db > 300 \text{ mm}$$

$$ktr = 0 \text{ (No stripes)}$$

$$cb = 75 + \frac{16}{2} = 83 \text{ mm} \text{ Or } cb = \frac{150}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 75}{16} = 4.68 > 2.5$$

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

$$Ld_{T \text{ req}} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{28}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 16 = 365.75 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

$$Ld_{T \text{ available}} = \frac{2800 - 550}{2} - 75 = 1050 \text{ mm}$$

$$Ld_{T \text{ available}} = 1050 \text{ mm} > Ld_{T \text{ req}} = 395.054 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

Compression Development Length In Footing :-

$$Ld_{C \text{ req}} = \frac{0.24 * F_y * dB}{\sqrt{24}} > 0.043 * F_y * dB > 200 \text{ mm}$$

$$Ld_{C \text{ req}} = \frac{0.24 * 420 * 16}{\sqrt{28}} = 304.8 > 0.043 * 420 * 16 = 288.96 > 200 \text{ mm}$$

$$Ld_{C \text{ req}} = 304.8 \text{ mm}$$

$$Ld_{C \text{ available}} = 600 - 75 - 16 - 16 = 493 \text{ mm} > Ld_{C \text{ req}} = 304.8 \text{ mm} \dots \text{Ok}$$

Lap Splice of Dowels In Column:

$$L_{sc} = 0.071 * f_y * db = 0.071 * 420 * 16 = 477.12 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

$$\text{Select } L_{sc} = 500$$

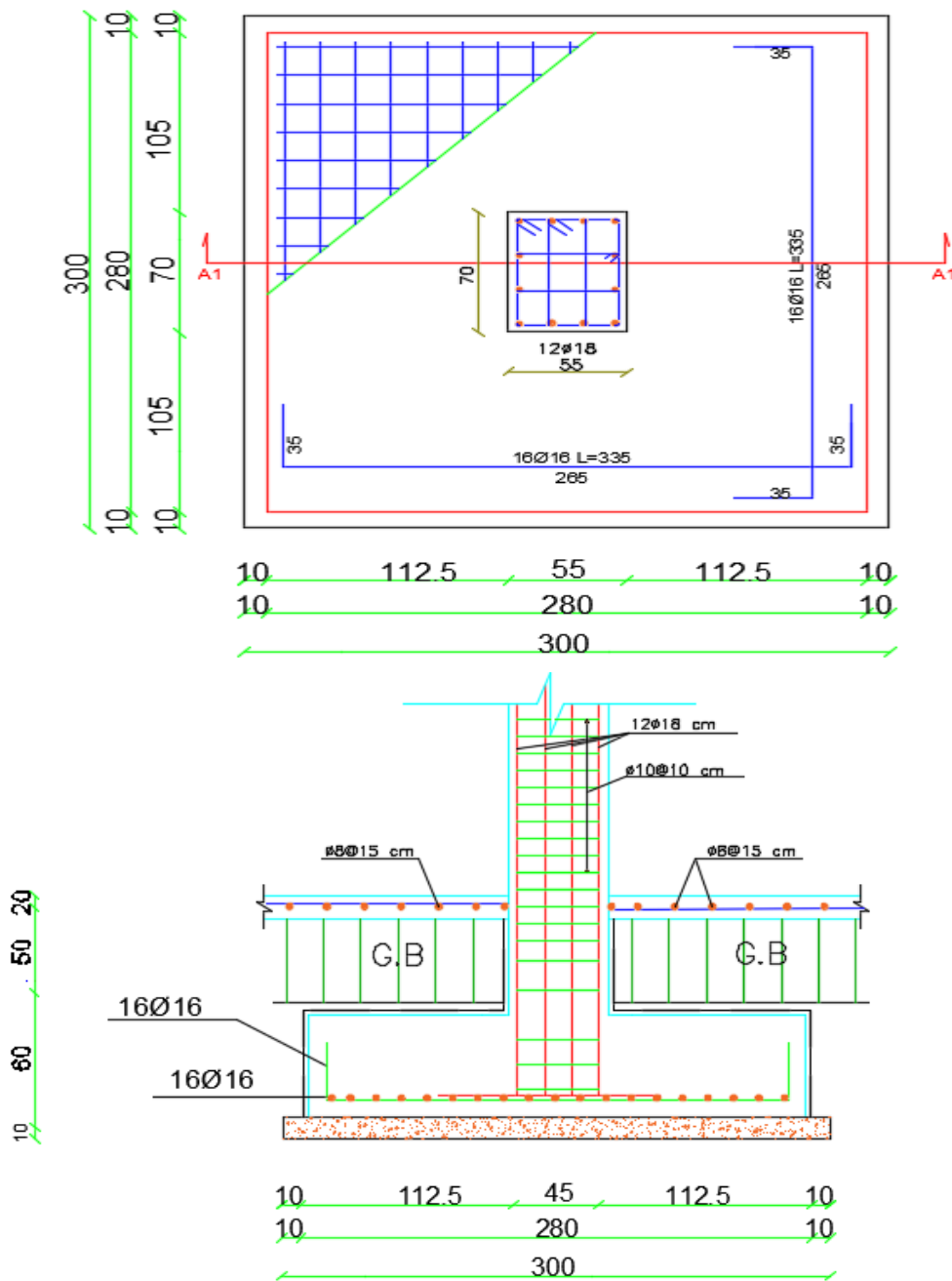


Fig (4-25) :Foot Reinforcement Details.

5

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 مقدمة

2-5 النتائج

3-5 التوصيات

1-5 المقدمة:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية جاهزة للفندق المذكور ذو التصميم المتميز والمبدع، بعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمبنى المقترح بناءه في مدينة دورا.

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

2-5 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 النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في كثير من العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ، كما تم استخدام نظام العقدات (Two-Way Ribbed Slab) في مناطق أخرى حسب متطلبات المنشأ.
5. برامج الحاسوب المستخدمة: هناك عدة برامج حاسوب تم استخدامها في مقدمة هذا المشروع وهي:
 - (a) AUTOCAD 2017: وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
 - (b) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
 - (c) (Microsoft Office): تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع، وإعداد الجداول المرافقة للتصميم.
 - (d) Google SketchUp: تم لاطهار المعماري للواجهات المشروع.
6. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
7. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3-5 التوصيات:

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

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