بِسْمِ ٱللَّهِ ٱلرَّحْمَٰنِ ٱلرَّحِيمِ

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

هندسة مباني

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لـِ " مبنى مجمع مكاتب الوزارت " في مدينة حلحول.

فريق العمل :-

1)حمزة ياسر جبارين
2)ضياء هرماس
3)محمد مروان
4)عاصم ابو جحيشة
5)عارف حلاحلة

إشراف :-

م.فايز الحجوج

الخليل- فلسطين

2018-2019م

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل-فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :-

التصميم الإنشائي لـِ " مبنى مجمع مكاتب الوزارت " في مدينة حلحول

أسماء الطلبة :-

1)حمزة ياسر جبارين
2)ضياء هرماس
3)محمد مروان
4)عاصم ابو جحيشة
5)عارف حلاحلة

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية و المعمارية وذلك للوفاء بمتطلبات درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني.

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة

.....

2018-2019م

الاهداء

نـهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز.....

الى الشموع التي تحترق لتضيء لنا الدرب , أمي وأبي اللذين سهرا الليل وعملا النـهار لنتفوق ونستمر.

الى الأعزاء على قلبي.....أخوتي.

الى من علمني أول حرف.....أساتذتي.

الى زملائي بكل مراحل الدراسة.

الى أمـهات الشـهداء والجرحى والأسرى.

الى من قدم شيئا" من اجل فلسطين.

الى كل من أحبنا واحببناه.

كذلك نشكر كل من ساعد على إتمام هذا البحث وقدم لنا العون ومد لنا يد المساعدة وزودنا بالمعلومات اللازمة لإتمام هذا البحث.....

الذين كانوا عونا لنا في بحثنا هذا ونورا يضيء الظلمة التي كانت تقف أحيانا في طريقنا.....

فريق العمل

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتكنك فلسطين الموقرة, وكلية الـهندسة والتكنلوجيا, ودائرة الـهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذه بالجامعة ونخص بالذكر المهندس فايز الحجوج والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

كما ونتقدم بخالص الشكر إلى كل من ساهم في إتمام هذا البحث، بدأً بالمؤسسة التعليمية وعلى رأسها رابطة الجامعيين مروراً بالكادر التعليمي ونخص بالذكر أساتذة قسم العمارة، وكل من ساهم في إنجاح هذا العمل.

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى "مجمع مكاتب الوزارات في مدينة حلحول"

فريق العمل :

1)حمزة ياسر جبارين 2)ضياء هرماس
3)محمد مروان 4)عاصم ابو جحيشة
5)عارف حلاحلة

جامعة بوليتكنك فلسطين**2019-2018** م

إشراف :
م.فايز الحجوج

ملخص المشروع :

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى " **مجمع مكاتب الوزارات في مدينة حلحول"** يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من عقدات وجسور وأعمدة وأساسات وجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

يقع المبنى في مدينة حلحول ,يتكون المشروع من أربعة طوابق ، بما في ذلك الطابق الأرضي ، الذي يشكل أكبر مساحة ، بمساحة إجمالية تبلغ 3313 متر مربع ، وتبلغ المساحة الإجمالية للأرضيات (9130 متر مربع) ، يستند ويتميز تصميم المشروع من الناحية المعمارية بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق ممن الناحية الجمالية والوظيفية.

أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الإمريكي (ACI_318_08) ،ولا بد من الإشارة إلى أنه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :-

Autocad (2014), Atir, Microsoft Office.

وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية ممن تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والإحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم لون الهياكل التصميم إنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر إنشائية التي تكوين الإنشائية للمبنى ، ومن المتوقع بعد ا إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائية لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله.

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design Of " Ministries Complex in Palestine "

WORKING TEAM:

1.hamza jabareen 2.diya hermas
3.mohammad marowan 4.aref hahla
5.asem abu jehesha

Palestine Polytechnic University 2019 – 2018

Supervisor:
Eng.fayez hjouj

Project abstract

The idea of this project is summarized in the structural design of the "Office Complex Complex in Halhul". The project objective can be summed up in the design work of all the structural elements that the project contains, such as bridges, columns, foundations, walls and other structural elements.

The building is located in the city of Halhoul. The project consists of four floors, including the ground floor, which is the largest area, with a total area of 3313 square meters. The total area of the floors (9130 square meters) is based on the design of the project. Based on the multiplicity of stereotypical blocks and distribute them in a consistent form of aesthetics and functional.

As for structural analysis and section design, the code will be used (08_318_ACI). It should be noted that some computer programs will be used, such as:

Autocad (2014), Atir, Microsoft Office.

The project will include a detailed structural study that identifies and analyzes the various structural elements and expected loads and then the color of the structures. The structural design of the elements and the preparation of the plans according to the design of all the structural elements of the building. After completion of the project, it is expected that we will be able to provide the structural design for all elements Construction

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	I
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	Ii
الإهداء	Iii-Iv
الشكر و التقدير	v
ملخص المشروع باللغة العربية	Vi
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vi and vii
فهرس المحتويات	viii
الفصل الأول : المقدمة	1
1-1 المقدمة	2
1-2أهداف المشروع	2
1-3 مشكلة المشروع	3
1-4 حدود مشكلة المشروع	3
1-5 المسلمات	3
1-6 فصول المشروع	3
1-7إجراءات المشروع	4
1-8 الجدول الزمني للمشروع	5
الفصل الثاني : الوصف المعماري	6
2-1المقدمة	7
2-2لمحة عن المشروع	8
2-3 موقع المشروع	8
2-4 أسباب اختيار الموقع	9
2-5 وصف المساقط الأفقية للمشروع	9
2-5-1 الطابق الأرضي	9
2-5-2 الطابق الأول	10
2-5-3 الطابق الثاني	11
2-6 وصف واجهات المشروع	12
2-6-1 الواجهة الشرقية	12
2-6-2 الواجهة الغربية	13
2-6-3 الواجهة الشمالية	13
2-6-4 الواجهة الجنوبية	14
2-7 وصف الحركة في المبنى	14
2-8 حركة الشمس والرياح	14
2-9 المقاطع في المبنى	15
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	16
3-1 المقدمة	17
3-2 هدف التصميم الإنشائي	17
3-3 الدراسات التحليلية و النظرية	18
3-4 الاختبارات العلمية	18
3-5 الأحمال	19
3-5- 1 الأحمال الرئيسية	19
3-5-2 الاحمال الثانوية	20
3-5-2-1 الأحمال الميتة	20

21 3-5-2-2 الأحمال الحية
22 3-5-2-3 الأحمال البيئية
22 أحمال الثلوج
22-23 أحمال الرياح
24 أحمال الزلازل
24 3-5-2-4 أحمال الانكماش والتمدد
24 3-6العناصر الإنشائية
25 3-6-1 العقدات
25-26 3-6-1-1العقدات المصمتة
26 3-6-1-2العقدات المفرغة
26 3-6-1-2-1 العقدات المفرغة في اتجاه واحد
27 3-6-1-2-2 العقدات المفرغة في اتجاهين
27-29 3-6-2 الجسور
29 3-6-3الأعمدة
30 3-6-4 جدران القص
31 3-6-5 فواصل التمدد
31-33 3-6-6 الأساسات
33-34 3-6-7 الأدراج
34-35 3-6-8 الجدران الاستنادية
36 3-7 البرامج الحاسوبية المستخدمة

37 Chapter 4 : Structural Design & Analysis
38 4.1 Introduction
39 4.2 factored loads
40 4.3 slabs thickness calculations
40 4.3.1 thickness for one way ribbed
40 4.4 load calculations for toppping

42 4.5Design of topping
43 4.6 design of rib
44 4.6.1 plan of rib7
44 4.6.2 load clcluation
48-51 4.6.3 Design of flexuer of rib 1
48-49 4.6.3.1Design of negative moment .
50-51 4.6.3.2Design of positive moment
51-52 4.6.3.3Design of shear of rib
54 4.7 Design of beam
55 4.7.1 Design of flexure
56-58 4.7.1.1 Design of positive moment
58-59 4.7.1.2 Design of negative moment
61-62 4.7.2 Design of shear

62-66 4.8 DESIGN OF COLUMN IN BASEMENT FLOOR (Group 11)
66-77 4-9 DESIGN OF STAIR
77-86 4.10 DESIGN TWO WAY RIBBED SLAB1

87-94 4.11DESIGN OF ISOLATED FOOTING (Group F11)
101 **الفصل الخامس : النتائج والتوصيات**
101 5-1 النتائج
102 5-2 التوصيات

فهرس الجداول

5 جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2015
20 جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

12 جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر
41 Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab
42 Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for two way rib slab
73 Table (4.3): Dead Load Calculation of Landing

فهرس الأشكال

8 شكل (2-1) الموقع المقترح للمشروع
9 شكل (2-2) مخطط الطابق الأرضي
10 شكل (2-3) مخطط الطابق الأول
11 شكل (2-4) مخطط الطابق الثاني
12 شكل (2-5) الواجهة الشرقية
13 شكل (2-6) الواجهة الغربية
13 شكل (2-7) الواجهة الشمالية
14 شكل (2-8) الواجهة الجنوبية
15 شكل (2-9) مقطع A-A
15 شكل (2-10) مقطع B-B
19 شكل (3-1) انتقال الأحمال
23 شكل (3-2) تأثير سرعة الرياح على الضغط الواقع على المبنى
23 شكل (3-3): تأثير اتجاه الرياح على الضغط الواقع على المبنى
25 شكل (3-4) عقدات مصمتة باتجاه واحد
26 شكل (3-5) عقدة مصمته باتجاهين
27 شكل(3-6)العقدات المفرغة ذات الاتجاه الواحد
27 شكل(3-7)العقدات المفرغة ذات الاتجاهين
28 شكل (3-8) أشكال الجسور
29 شكل (3-9) أنواع الاعمدة المستخدمة
30 شكل (3-10) جدار القص
32 شكل (3-11) شكل الأساس المنفرد
33 شكل(3-12)مقطع طولي في الأساس
33 شكل(3-13)توزيع الحديد بالأساس
34 شكل(3-14)مقطع توضيحي في الدرج
35 شكل(3-15)جدار استنادي

43 Fig. (4.1): One way rib slab
44 .Fig. (4.2): Rib 7 basment floor
45 Fig 4.3: Geometry of rib and its dimension
46 Figure (4-4): loading of Rib (R7)
47 Figure (4-5): Moment Envelop of rib (R7)
47 Figure (4-6) :. shear Envelop of rib (R7)
55 Figure (4-7): Beam Geometry
55 Figure (4-8): Load of Beam (B.F-24)
56 Figure (4-9) : Shear Envelop for Beam (B.F-24)
56 Figure (4-10) : Moment Envelop for Beam (B.F-24)
66 Fig 4.11: Stair Plan
68 Fig 4.12: Stair Section
70 Fig 4.13: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight
75 Fig 4.14: Shear and moment envelop diagram
77 Fig 4.15: Stair Reinforcement
88 Fig 4.16 : Foundation Section
96 Fig 4.17 : Basement Wall section
97 .Fig 4.18 : Shear and moment envelop diagram

.

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.
- 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.
- L= length of clear span in long direction of two- way construction, measured center-to-center of supports in slabs without beams and center to center of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- M_u = factored moment at section.
- M_n = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load
- S = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- Vc = nominal shear strength provided by concrete.
- Vn = nominal shear stress.
- Vs = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- Wc = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- Wu = factored load per unit area.
- ϕ = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.

- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

1-1 المقدمة.

2-1 أهداف المشروع.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 حدود المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 إجراءات المشروع.

8-1 الجدول الزمني للمشروع .

(1-1) المقدمة:-

يعد البناء أو المسكن من أهم مقومات الحياة ,وأكثرها لزوما على مر العصور , ومع مرور الزمن ظهرت الحاجة الملحة الى وجود مباني متخصصة في مختلف نواحي الحياة البشرية, حيث ظهرت المباني الدينية ودور العبادة , كذلك المباني الحكومية من المحاكم ودور القضاء ومجالس الدولة المختلفة, كمجالس الوزراء ومجالس النواب وغيرها, كذلك ظهرت المستشفيات والمدارس والمكتبات والمنشات الرياضية المتنوعة, هذا كله بالإضافة إلى المباني والمجتمعات التجارية والسكنية.

ومع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم , من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من اجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

فالمهندس هو من يصمم وينشئ الملاذ الآمن لرجل عائد إلى بيته بعد يوم طويل مرهق ومتعب وهو ذاته من يجمع الناس تحت سقف واحد في حدث موسيقي هنا وأخر رياضي هناك , بكل اختصار المهندس هو من يظهر أو على الأقل من يحاول أن يظهر الجمال المدفون وراء وجه الطبيعة.

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام بإجراء التصميم الإنشائي لمبنى متعدد الطوابق وهو تصميم إنشائي لمبنى مجمع مكاتب الوزارت في مدينة حلحول.

(2-1)أهداف المشروع :-

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

1) القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
2) القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3) تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة .
4) إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي ومقارنتها مع الحل اليدوي.

(3-1) مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للسفارة الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث , وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه , ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها , مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ , ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها , لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ . ومن المشاكل التي واجهتنا في هذا المشروع عند بلاطة معينة في اتجاه واحد سمك العقدة50 سم وحيث انه تم عملها في اتجاه واحد واقل السمك

(4-1) حدود المشروع :-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والأول من السنة الدراسية 2019-2018 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول.

(5-1) المسلمات :-

هذا وسوف يتم:

1) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08M) .
2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir),(Safe)(etabs) وغيرها.
3) برامج اخرى مثل: (.Microsoft Office), (Microsoft Word)

(6-1) فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:-

الفصل الأول : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.

الفصل الثاني : يشمل الوصف المعماري للمشروع.

الفصل الثالث : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.

الفصل الرابع : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

الفصل الخامس: النتائج و التوصيات .

(7-1) 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) ودراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

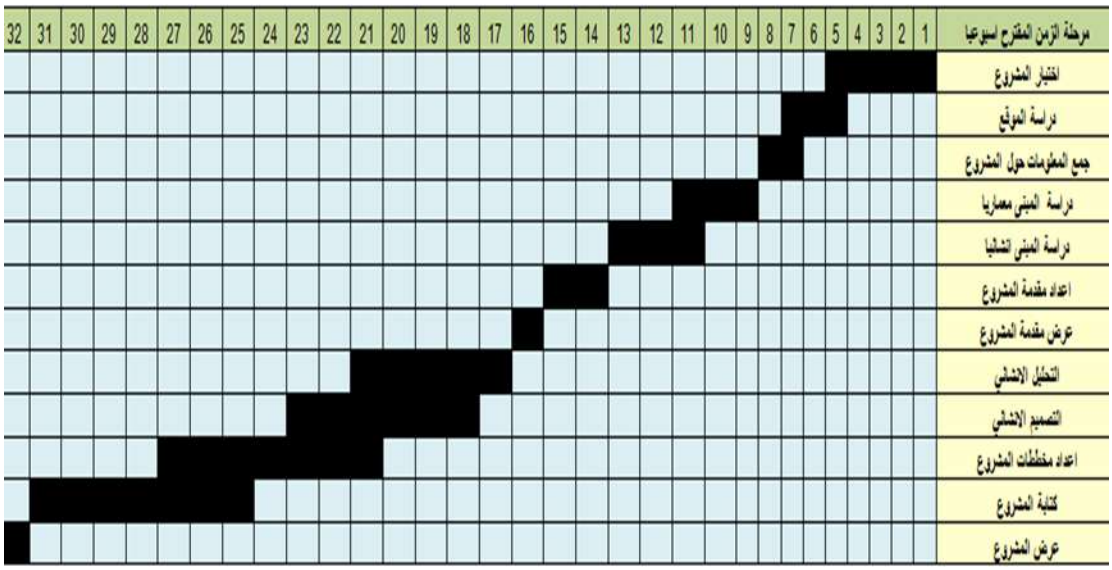
4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

(1-8) الجدول الزمني للمشروع :-

يبين الجدول رقم(1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل خلال فصلين دراسيين



جدول (1-1): الجدول الزمني للمشروع.

Chapter 2

الوصف المعماري

2-1المقدمـــــــــــــــــــة

2-2 لمحة عن المشروع

2-3 موقع المشروع

2-4 وصف المساقط الأفقية للمبنى

2-5 وصف الواجهات

2-6 وصف الحركة في المبنى

2-7 أسباب اختيار الموقع

2-8 حركة الشمس والرياح

2-9 المقاطع في المبنى

(1-2) مقدمة :-

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

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 والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيله.

إن بساطة المبنى ليست دليلا على بساطة العمل المعماري , بل إن المبنى على الرغم من البساطة قد يخبئ لنا بين ثناياه من الجمال والفن المعماري في أجزاءه الداخلية ما يجعله يتفوق على الكثير من الأبنية الأخرى , فالمبنى مهما كانت وظيفته يكون قد حقق الشروط المعمارية تماما عندما يمزج بين الجمال الحقيقي في واجهات وشكل المبنى والوظيفة التي سيؤديها ذلك المبنى وبذلك يكون قد نجح معمارياً , لان المفهوم المعماري لا يقتصر على الشكل فحسب كما يظن البعض ؛ وإنما يحقق الوظيفة أيضاً .

وقد يبدو المبنى بسيطاً من الخارج، وكأنه مفكك إلى عدة قطع ضخمة دون الشعور بالاتصال بين هذه القطع؛ مع أنها في حقيقة الأمر متصلة ومترابطة 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 تحّرف وتقطع لتخرج بتركيبة بصرية لا توحي بارتباطها بالشكل المنتظم.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولا 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 لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة التهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتمادا على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

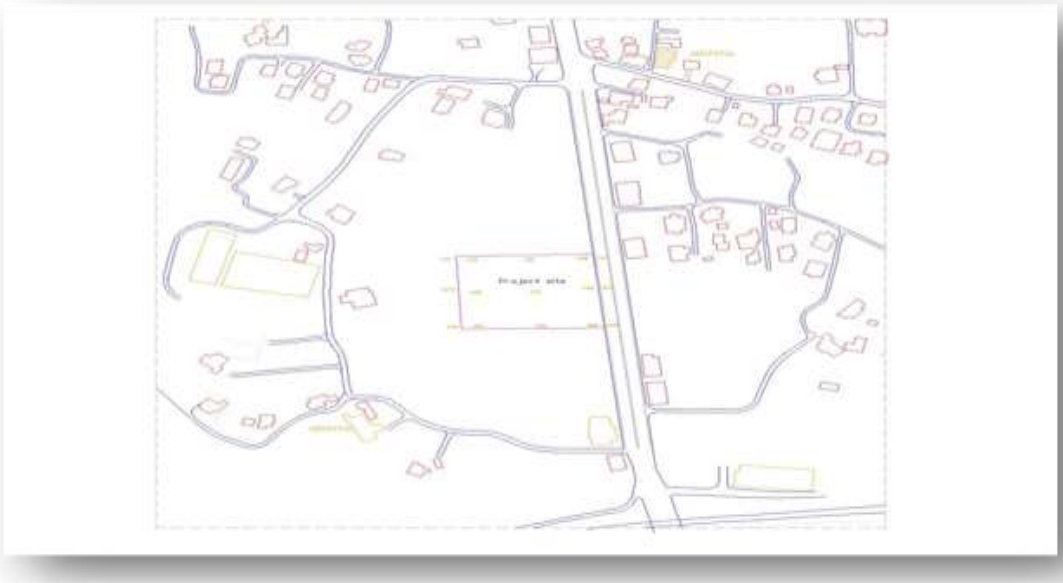
2-2 لمحة عن المشروع :

تتلخص فكرة المشروع في إنشاء مجمع مكاتب الوزارت في مدينة حلحول, يتمتع بجميع المرافق والأقسام اللازمة , كما أنه يتمتع بشكل معماري جميل جدا , أضف إلى ذلك كله أنه يحافظ على أداء الوظيفة المرجوة منه بالموازاة مع كل ما يحويه من اللمسات المعمارية لإبرازها في كثير من المنشات, وهو أيضاً يقع في مكان يعطيه إطلالة رائعة على المدينة . إذ تم الحصول على المخططات المعمارية للمشروع من دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ليتسنى عمل التصميم الإنشائي وإعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تشملها, والمشروع من إعداد المهندسة عزية عصفور.

يتكون المشروع من أربعة طوابق ، بما في ذلك الطابق الأرضي ، الذي يشكل أكبر مساحة ، بمساحة إجمالية تبلغ 3313 متر مربع ، وتبلغ المساحة الإجمالية للأرضيات (9130 متر مربع).

2 - 3موقع المشروع :

. يقع موقع المشروع شمال غرب مدينة حلول والتي تقع شمال مدينة الخليل والتي على شارع رئيسي يحدها شرقا ويحيط بالموقع مباني سكنية . تجدر الإشارة هنا انه تم اختيار المشروع ومعاينته قبل البدء في التصميم المعماري , وقد تم مراعاة تحقق الوظيفة الفعلية للمبنى وكل العوامل الجمالية أيضاً , كما تم توجيه المبنى بحيث يلبي أغراض التهوية والإنارة ويظهر ذلك جليا في الشكل(2-1).



شكل(2-1) موقع مجمع الوزارت بالنسبة لمدينة حلحول

4-2 أسباب اختيار الموقع :

يتميز موقع المشروع بالميزات التالية :
1- سهولة الوصول إليه بسهولة من خلال شوارع تمر بمحاذاته من جميع الاتجاهات.
2- تتميز بأنها أرض مستوية فنسبة الميلان فيها قليلة جداً.
3- قربها من مركز المدينة, حيث يسهل الوصول إليها مشياً على الأقدام خلال وقت قصير.

5-2 وصف المساقط الأفقية للمشروع :

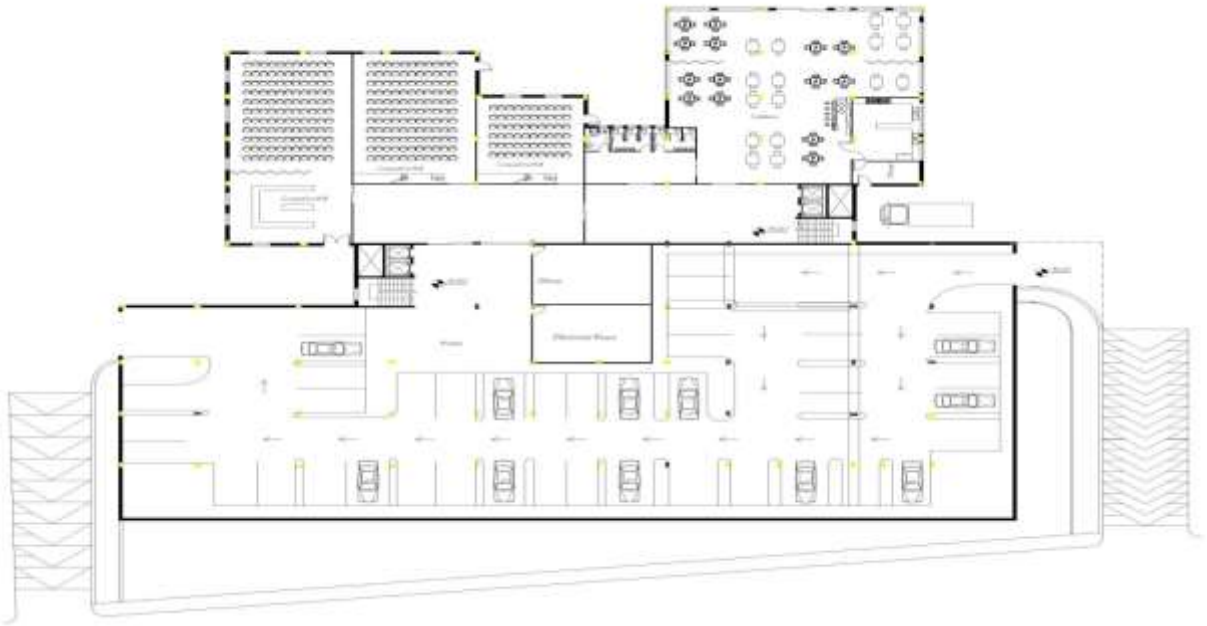
1-5-2 الطابق الأرضي :

تبلغ مساحته 3313 متر مربع, ومنسوبه(((0. 0+)))فوق مستوى سطح الأرض, حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:

- الموقف لركن السيارات .
- مخازن للمبنى.
- عدد من الكافتيريا وغرف الجلوس.
- مراحيض.
- ويحتويالطابق الأرضي على غرفة الكهرباء.

كما هو موضح في الشكل(2-2)

.

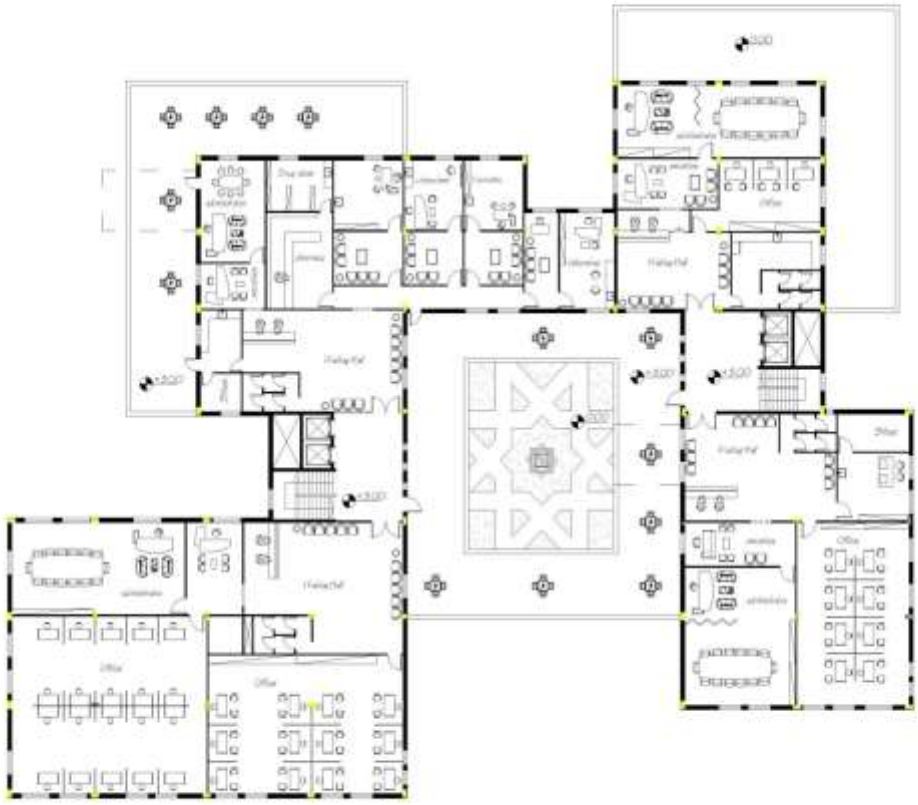


2-2مخطط الطابق الأرضي

2-5-2 الطابق الأول :

تبلغ مساحته 2908 متر مربع, ومنسوبه 3.0+ فوق مستوى سطح الأرض, حيث أن فعاليات هذا الطابق موزعة كالتالي:

- مكاتب.
- غرف للمدير.
- غرف الامن.
- مخازن.
- غرف انتظار.
- مختبرات.
- غرف للمقابلة.
- كما هو موضح في الشكل(2-3)



2-3مخطط الطابق الأول

3-5-2 الطابق الثاني :

تبلغ مساحته 2900متر مربع, ومنسوبه 6.00 + فوق مستوى سطح الأرض, حيث تتوزع فعاليات هذا الطابق كالتالي:

-مكاتب.
- غوف انتظار.
-غرف الامن.
-مخازن.
-كما هو موضح في الشكل(4-2)

(4-2)مخطط الطابق الثاني

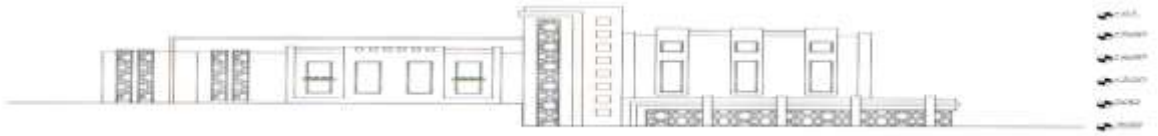
6-2 وصف الواجهات :

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري لواجهات هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الرأسية والأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج.

كما أن المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة , والخرسانة العادية وبعض الأنواع من الحجر, شريطة مناسبتها لشروط مقاومة الظروف الجوية وتوفير عنصر الجمال .

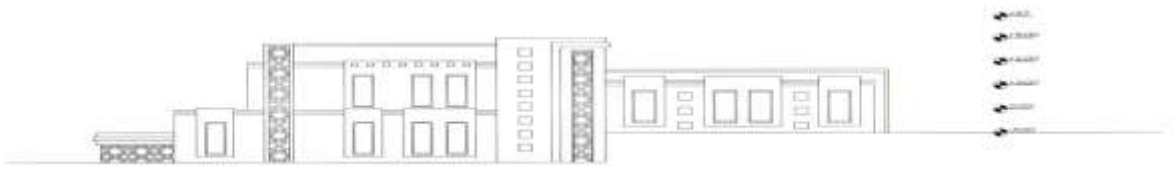
1-6-2 الواجهة الشرقية:

هي الواجهة الرئيسية للمكاتب , حيث تحتوي على المدخل الرئيسي للمبنى, وتطل على الشارع الرئيسي .



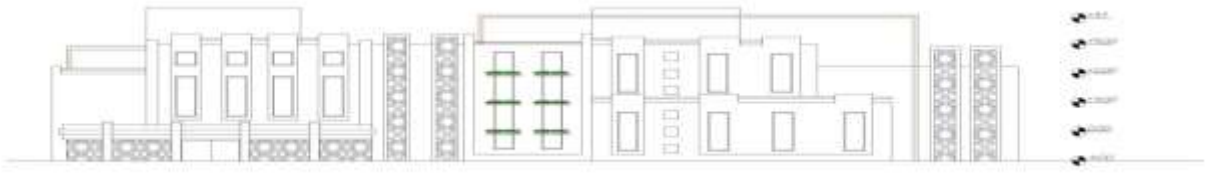
5-2 الواجهة الشرقية.

2-6-2الواجهةالغربية:



2 -6 الواجهة الغربية

3-6-2 الواجهة الشمالية :



2 -7 الواجهة الشمالية

4-6-2 الواجهة الجنوبية :

8-2 الواجهة الجنوبية

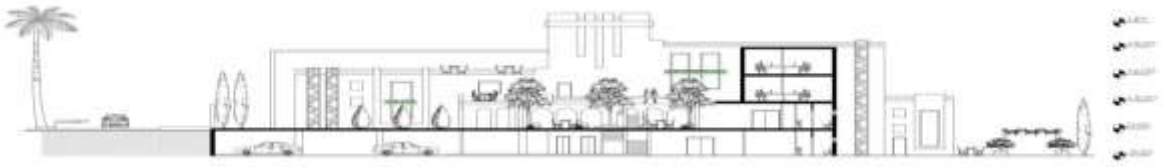
7-2 وصف الحركة في المبنى :

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواء من داخل مجمع مكاتب الوزارات إلى خارجه أو بالعكس, حيث تقع طوابق مجمع مكاتب الوزارات على مستويات مختلفة فوق مستوى سطح الأرض, وتتنوع أشكال الحركة إلى أفقية في المستوى الواحد من خلال الممرات والمساحات الفارغة, حيث تتناسب الحركة مع وظيفة الفراغ, وأيضاً الحركة الرأسية من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية بين مستويات الطوابق المختلفة.

8-2 حركة الشمس والرياح :

تعتبر دراسة حركة الرياح والشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى, فيجب معرفة تأثير كل منهما على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي, بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإنارة الطبيعية.

9-2 المقاطع في المبنى :



شكل2-9مقطع A-A

شكل2-10 مقطع B-B

1-3 مقدمـــــــــــــــــــة

2-3 هدف التصميم الإنشـــــائي

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

4-3 الاختبارات العمـــــــــلية

5-3 الأحمـــــــــــــــــال

6-3 العناصر الإنشـــــــــــائية

7-3 البرامج الحاسوبية المستخدمة

(3-1)مقدمة :-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما للمشروع المراد إنشاؤه , فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت , هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها , مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية , بالإضافة إلى توفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة، ولذلك فأن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

(3-2)هدف التصميم الإنشائي :-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ,ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل, رياح, ثلوج, وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة, وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذا فأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI 318-08M)(American concrete institue) , ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام (U.B.C-97) ,واستخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج المحسبة لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة علية و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

1) عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية

قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.

2) التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
3) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
4) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

(3-3)الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :-

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 المطلوب والآمن وطريقة العمل المناسبة.

(4-3) الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها , ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات , ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعداد وأعماق مدروسة , وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها .

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة .

(3-5)الأحمال :-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها , إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة , وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه .

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

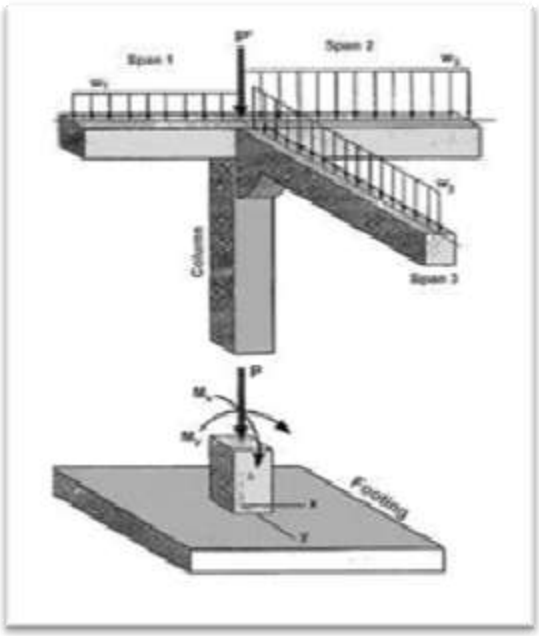
(3-5-1)الأحمال الرئيسية (Main Loads) , ومنها :

1-الأحمال الميتة(Dead Loads –DL) .

2-الأحمال الحية(Live Load –LL) .

وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخدام لهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع .

3-الأحمال البيئية.



الشكل رقم (3-1) انتقال الأحمال .

(3-5-2)الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس وقد تم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة به كما سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

(3- 5-2- 1)الأحمال الميتة :-

هي الأحمال الناتجة دائما عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية) , كالأوزان على مختلف أنواعها سواء الأوزان الذاتية للمنشأ , أو أوزان العناصر الثابتة فوقها , وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى , أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإستنادية مثلاً , ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح و الجدران الخارجية , و أعمال الأرضيات ,ومواد العزل ,و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج, و القصارة و التمديدات الكهربائية والصحية و الأتربة المحمولة . والجدول رقم (3- 1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسب كود الأحمال والقوى الأردني .

الرقم	المادة المستخدمة	الكثافة(KN/m^3)
1	البلاط	22
2	الخرسانة المسلحة	25
3	الطوب	10
4	القصارة	23
5	الرمل	18
6	المونة	22

جدول (3- 1) يبين الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

(3- 5-2- 2)الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , أو استعمالات أي جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة , وأحمال القصور الذاتي .

ويمكن تصنيفها كالتالي :-

1) أحمال الديناميكية : مثل الأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
2) الأحمال الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر , كأثاث البيوت , والقواطع ,والأجهزة الكهربائية, والآلات الاستاتيكية غير المثبتة , و المواد المخزنة.
3) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العامل الديناميكي في حالة وجودة , مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة.
4) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبية والرافعات.

ويبين الجدول(3-2) قيم الأحمال الحية الواقعة على كل عنصر في المبنى اعتماداً على كود الأحمال والقوى الأردني.

(3- 5-2- 3) الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ,وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة ،وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه , وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها , بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة , والارتفاع للمبنى , وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به ,وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا :-

1) أحمال الثلوج :-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (3- 3) (حسب كود الأحمال والقوى الأردني) :-

رقم البند	أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
1	0	**250>h**
2	(h-250) /1000	**500 > h > 250**
3	(h-400) / 400	**1500 > h > 500**
4	(h – 812.5)/ 250	**2500 > h > 1500**

جدول (3-2) يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

2) أحمال الرياح :-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى ،ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض والعديد من المتغيرات الأخرى.

وتم اعتماد الكود الألماني(DIN 1055-5) للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية وباستخدام الجدول رقم (3-3) الموضح فيما يلي:-

Height Above the surface(m)	0 to 8	>8 to 20	>20 to 100	>100
Wind Speed (m/sec)	28.3	35.8	42	45.6
Wind velocity Pressure (KN/ m^2)	0.50	0.80	1.1	1.30

جدول (3-3)سرعة وضغط الرياح اعتمادا على الكود الألماني5-DIN 1055

$q = v2 / 1600$

حيث أن :

q:-(wind velocity pressure) الضغط الديناميكي للرياح على إرتفاع محدد من منسوب سطح الأرض المحيطة (KN/).

V :- السرعة التصميمية للرياح (m/sec) .

3) أحمال الزلازل :-

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي ، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ , وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في مناطق التي تعرف أنها نشطة زلزالياً .

(3- 5-2-4)أحمال الانكماش والتمدد :-

وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمدد الحراري داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

(6-3) العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاثف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري , ومن أهم هذه العناصر: -

1) الأساسات Foundation .
2) الأعمدة Columns .
3) الجسور Beams .
4) العقدات Slabs .
5) جدران القص Shear walls .
6) الأدراج Stairs .
7) جدران استنادية Retaining Walls .
8) جدران حاملة Bearing Walls .
9) فواصل التمدد Joint System

(3-6-1) العقدات (البلاطات) :-

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

ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع , وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام , والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة , وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

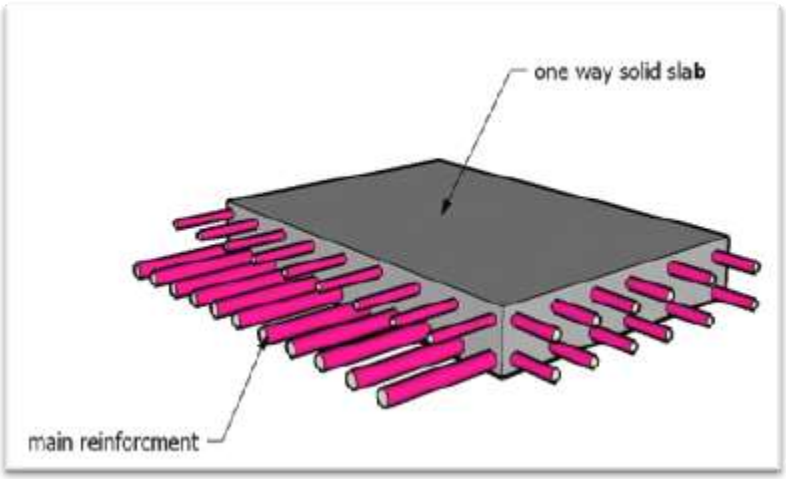
1)العقدات المصمتة solid slabs

2)العقدات المفرغة(المعصبة) Ribbed Slabs .

(3-6-1- 1) العقدات المصمتة Solid Slabs :-

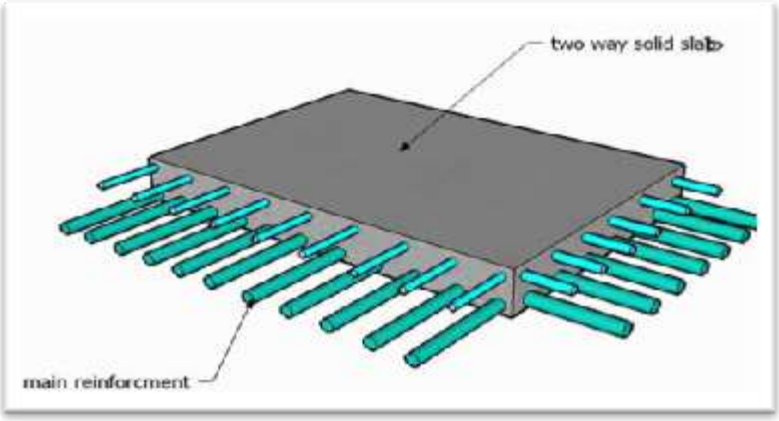
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

1) العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (3- 3) عقدة مصمتة باتجاه واحد .

2) العقدات المصمتة في اتجاهين Tow-Way Solid Slabs .



الشكل (3 - 4) عقدة مصمتة باتجاهين .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات بيت الدرج وكذلك في مطالع الدرج .

(3- 6-1- 2) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

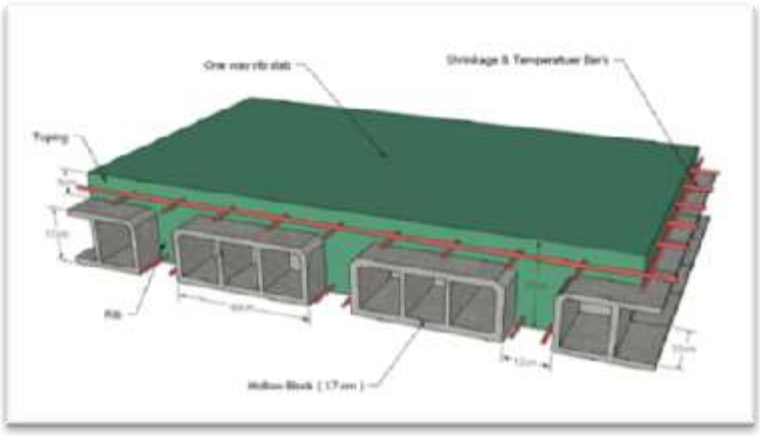
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

1) العقدات المفرغة في اتجاه واحد One Way Ribbed Slabs .

2) العقدات المفرغة في اتجاهين Tow Way Ribbed Slabs .

(3- 6-1- 2 -1) العقدات المفرغة في اتجاه واحد (One Way Ribbed Slabs):-

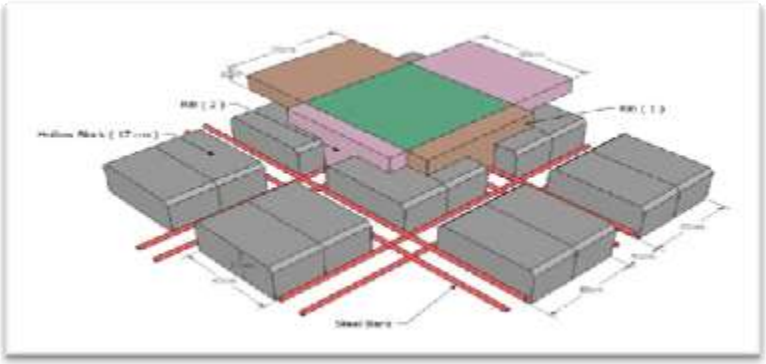
احدى اشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب ويلها العصب وتتميز بخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (3-5) العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

(3- 6-1- 2 - 2)العقدات المفرغة في اتجاهين (Tow Way Ribbed Slabs) :-

ان العقدات المفرغة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة.



الشكل (3 – 6) عقدات مفرغة في اتجاهين .

(3-6-2)الجسور :-

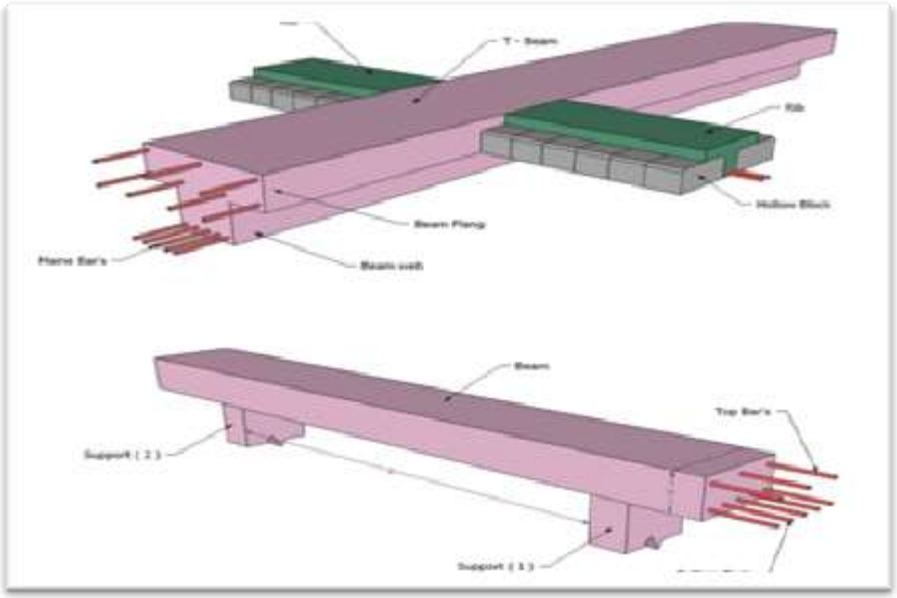
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة , وهي نوعان , خرسانية ومعدنية , اما الخرسانية فهي:-

1) الجسور المسحورة : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

2) الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور L –section , T- section.

ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ,فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل التقوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).



الشكل (3- 7) أشكال الجسور .

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

1) توضع الجسور تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشر على البلاطة الخرسانية الضعيفة.
2) توضع الجسور أعلى الحوائط للتعتيب عليها وفي هذه الحالة يكون عمق الجسر كاف للنزول

   حتى منسوب الأعتاب ويمكن أن تكون مساوية أو اكبر من سمك الحائط.

3) تقليل طول الانبعاج للأعمدة.
4) تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن

   تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.

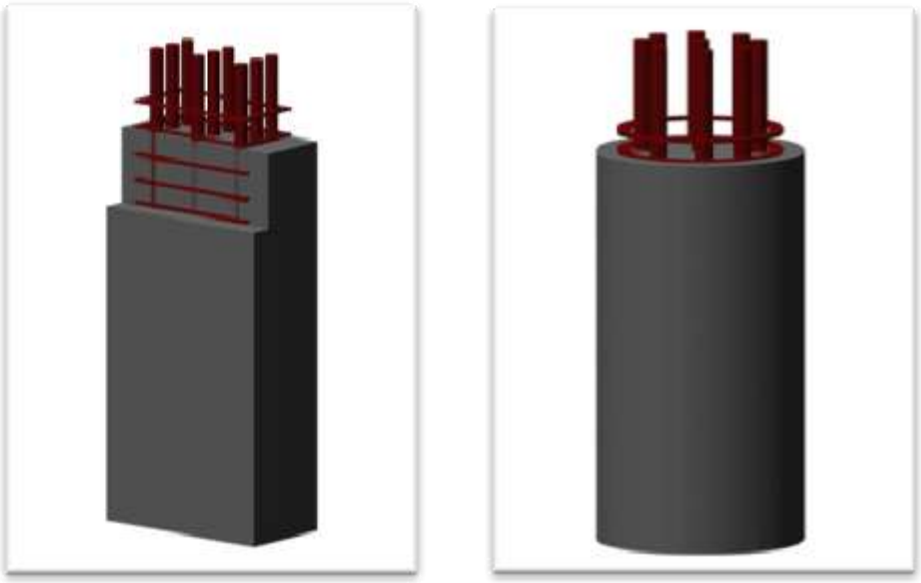
5) تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات(Frames).

   بين الجسور والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الجسور .

(3-6-3)الأعمدة :-

تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى . لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها . أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين:

الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة . ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .ويبين الشكل (3-10) عدد من مقاطع الأعمدة.



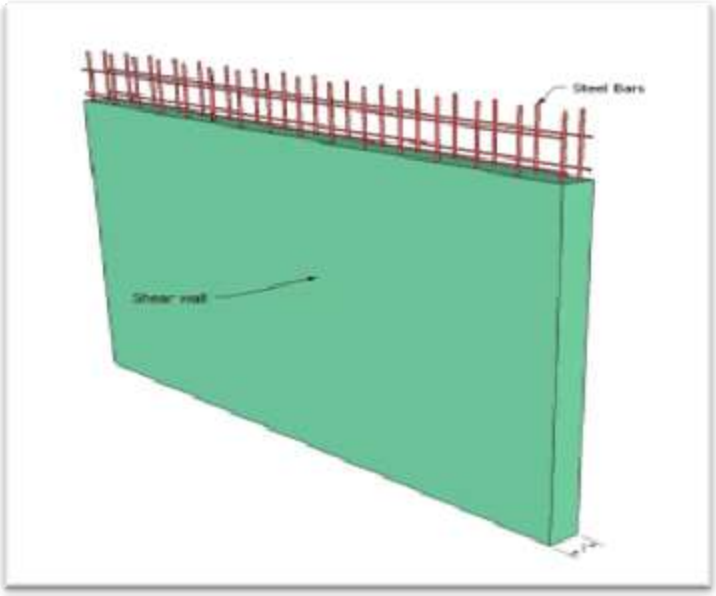
الشكل (3 – 8) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

(3-6-4)جدران القص (Shear Wall) :-

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 تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة 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 العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية ، وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة , وتتمثل هذه الجدران , بجدران بيت الدرج , وجدران المصاعد , والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (3 - 9) جدار القص

(3-6-5) فواصل التمدد :-

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

1) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
2) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
4) (28m) في المناطق الجافة.

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

(3-6-6)الأساسات :-

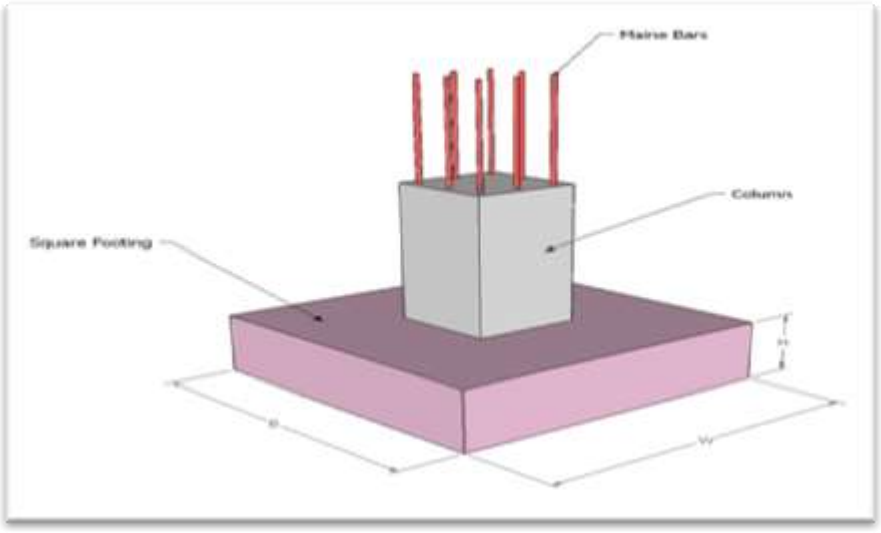
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ , إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض , ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ,فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى .

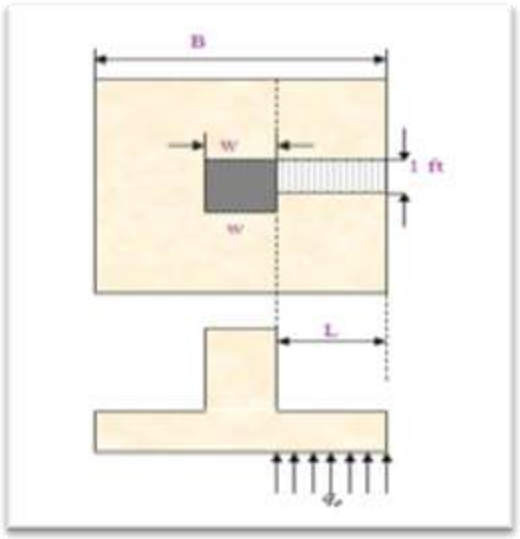
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات , وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة , ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس .

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون اساسات لقواعد شريطية,أو اساسات لقواعد منفصلة,أو اساسات لبشة او حصيرة.

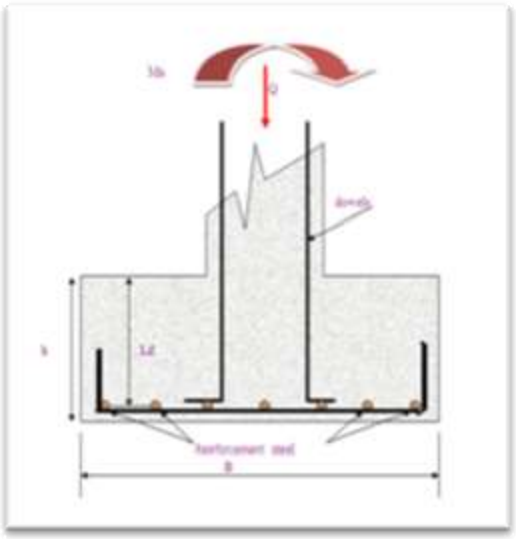
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى, أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation) حيث يتم اللجوء اليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء الى اختراق التربة الى اعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.



الشكل (3- 10) : شكل الأساس المنفرد .



الشكل رقم (3-11) مقطع طولي في الأساس



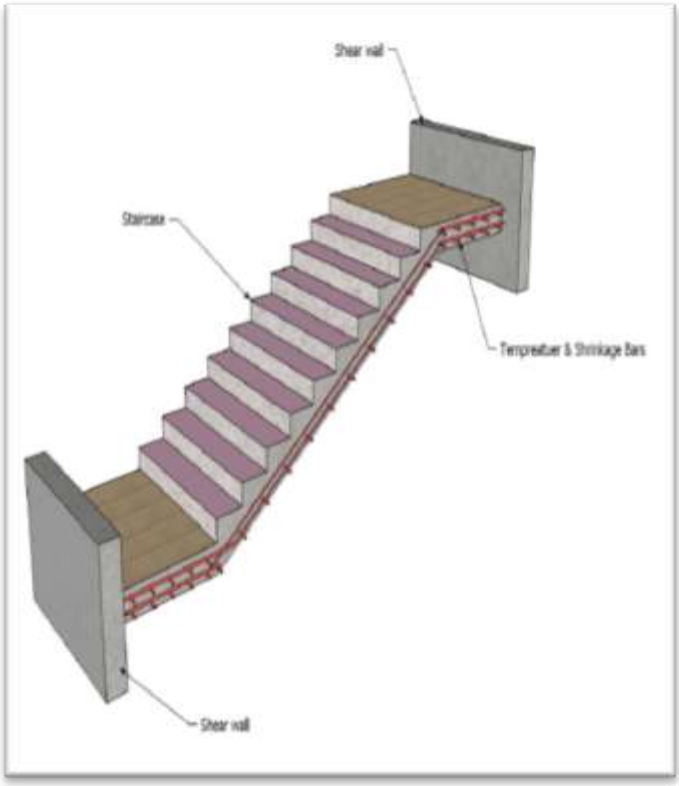
الشكل(3-12)توزيع الحديد بالأساس

في الشكلين (3 - 13)، (3- 14) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

(3-6-7)الأدراج :

الأدراج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد , وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع , وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائي الأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي .

والشكل (3- 15) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (3 - 13) مقطع توضيحي في الدرج .

(3-6-8)الجدران الإستنادية :-

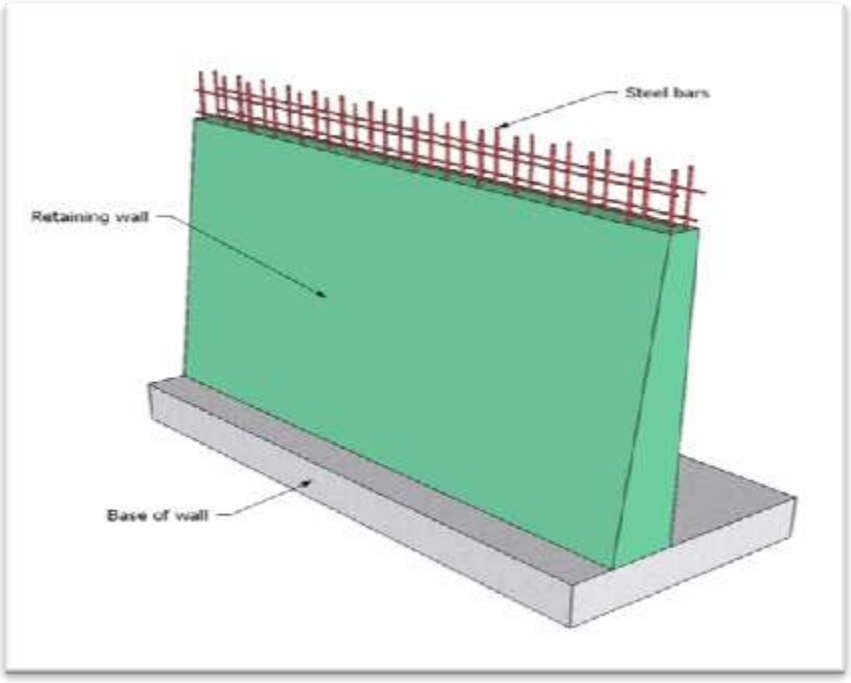
تبنى هذه الحوائط لتسند التراب والماء الذي خلفها وما ينتج عن هذا التراب من ضغوط تحاول أن تقلب أو تحرك هذا الجدار، وتصمم الجدران الإستنادية لمقاومة وزن التربة راسيا وضغوط التربة الأفقية وقوى الرفع من المياه الجوفية .

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. ويمكن أن تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة أو العادية أو من الحجر . وهناك عدة أنواع من الجدران الإستنادية منها :

جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .

الجدران الكابولية (cantilever walls) .

جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (3 -14) جدار استنادي

(3-7)البرامج الحاسوبية المستخدمة :-

1) Autocad 2007: و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
2) Atir : للتصميم الإنشائي.
3) Etabs
4) Safe

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Factored Load

4-3 Slab Thickness Calculation

4-4 Load Calculation For Topping

4-5 Design Of Topping

4-6Design Of One Way Ribbed Slab.

4-7 Design Of Beam

4-8 Design Of Column

4-9 Design Of Stairs

4-10 Design Of Two Way Ribbed Slab

4-11 Design Of Isolated Footing

4-13 Design Of Basement Wall

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.

Reinforced concrete behavior is still under studying, building codes and specifications that give design procedures change from time to time to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

- Lightweight concrete with unit weight about 1350 to 1850 kg/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight about 3200 to 5600 kg/m^3.

4-1-1 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).

4-1-2 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 ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:

For rectangular ($fc' = 30 * 0.8 = 24 MPa$)

4-2 FACTORED LOADS:

Factored loads are the loads specified in the general building code multiplied by appropriate load factors. Load factors also account for variability in the structural analysis used to calculate moments and shear.

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

W_u = 1.2 D_L + 1.6 L_L.(ACI-code-318-14(Table 5.3.1Eq (5.3.1b))

NOTE:

Use concrete B300

$f_c' = 24\ Mpa.$

$f_y = 420\ Mpa$

$f_{yt} = 420\ Mpa$, will be used at design and calculations.

4-3 SLABS THICKNESS CALCULATION:

According to ACI-Code-318-14(Table 9.3.1.1)

	Minimum thickness , h			
	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
Member	Members not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflection			
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

Table (4.1): Check of minimum thickness of structural members

Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of non prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

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

hmin for one-end continuous = L/18.5

=660 /18.5 = 35.5cm

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

hmin for both-end continuous = L/21

= 600/21 = 28.5cm

Select Slab thickness h= 35cm with block 27 cm & Topping 8cm

4-4LOAD CALCULATION FOR TOPPING:

- ✓ **Statically system for topping:**

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

Fig. (4-1) One way rib slab

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

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

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Rib	0.12*0.27*25= 0.81 KN/m	
2	Top Slab	0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m.	
3	Plaster	0.02*0.52*23 = 0.23 KN/m.	
4	Block	0.4*0.27*10 = 1.08 KN/m	
5	Sand Fill	0.07*0.52*18= 0.65 KN/m	
6	Tile	0.03*0.52*23= 0.36 KN/m	
7	Mortar	0.03*0.52*22 = 0.34 KN/m.	
8	partition	1.5*0.52 =0.78 KN/m	
		5.3	KN/m

Nominal Total Dead load = 5.3 KN/m of rib

Nominal Total live load =3*0.52=1.56KN/m of rib

4-5DESIGN OF TOPPING:

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

Table (4 – 2) Calculation of the total dead load for two way rib slab

Dead load:

.No	**Parts of Rib**	**Calculation**
1	**Tiles**	**0.03*23= 0.69 KN/m**
2	**Mortar**	**0.03*22=0.66KN/m**
3	**Coarse Sand**	**18*0.07=1.26KN/m**
4	**Topping**	**25*0.08=2KN/m**
5	**Partitions**	**1.5*1=1.5KN/m**
		6.11 KN/m

Dead Load = 6.11 KN/m

Live Load = 3*1=3 KN/m

W_u = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.11 + 1.6 * 3 = 12. 132KN/m. (Total Factored Load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = \frac{12.132 * 0.4^2}{12} = 0.162\ KN.m$$

$M_n = f_r * S$

$= 0.42\sqrt{f_c'} * \frac{bh^2}{6} = 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.194\ KN.m$

$\phi M_n = 0.55 * 2.194 = 1.207\ KN.m$

$\phi M_n = 1.232\ KN.m > M_u = 0.1704\ KN.m$

No structural reinforcement is needed. Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$\rho = 0.0018$ bh

$A_s = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144\ mm^2.$

0f Φ8 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{144}{50} = 2.88 \rightarrow$ Spacing(S)

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

$= 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y}) - 2.5 * 20 \leq 380 * (\frac{280}{\frac{2}{3}f_y})$

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

= 330 mm. ≤ 380mm.

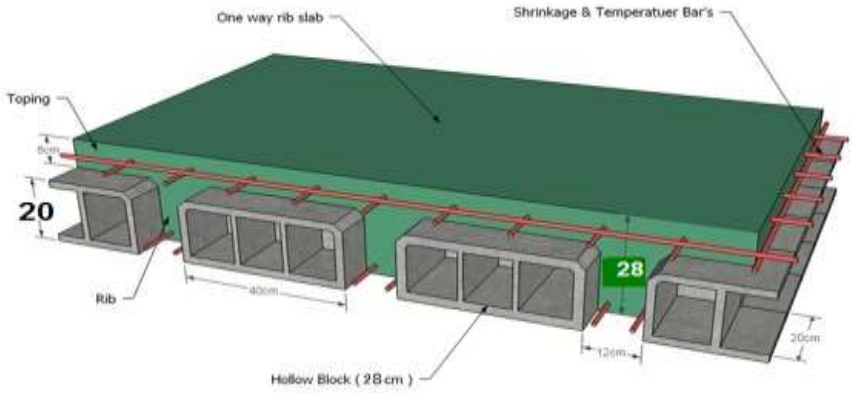
→ ≤ 3 * h = 3* 80 = 240 mm…….controlled.

→ ≤ 450 mm.

∴Use3 Φ8 @ 20 Cm C/C in both directions.

4-6DESIGN OF RIB 7 (ONE WAY RIBBED SLAB):

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



`Fig. (4.1): One way rib slab.

4-6-1PLAN OF RIB 7.

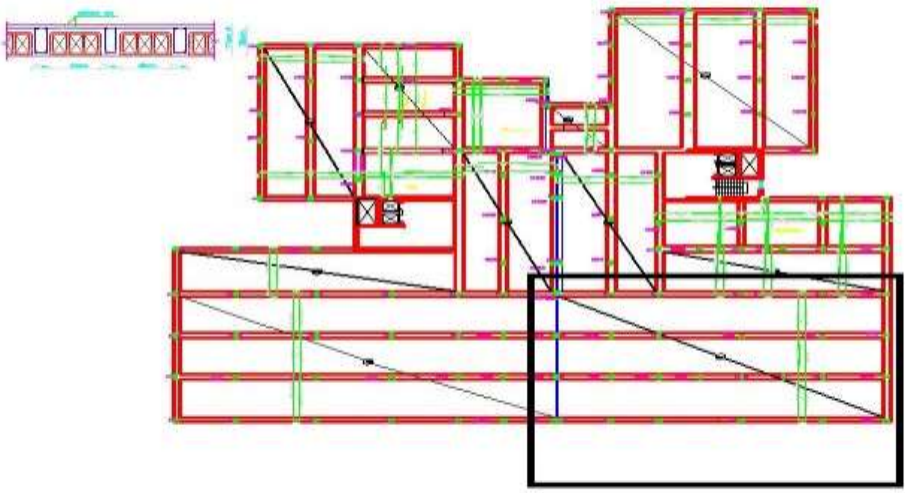


Fig. (4.2): Rib 7 basment floor.

4-6-2LOADS OF RIB:

Material :-

concrete B300 Fc' =24N/mm2

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm2

Section :-

b =12cm bf=52 cm

h =35cm Tf=8 cm

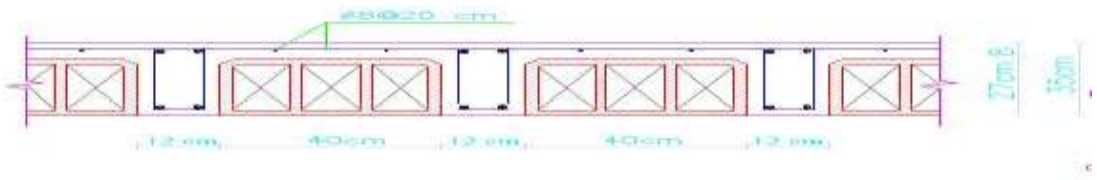
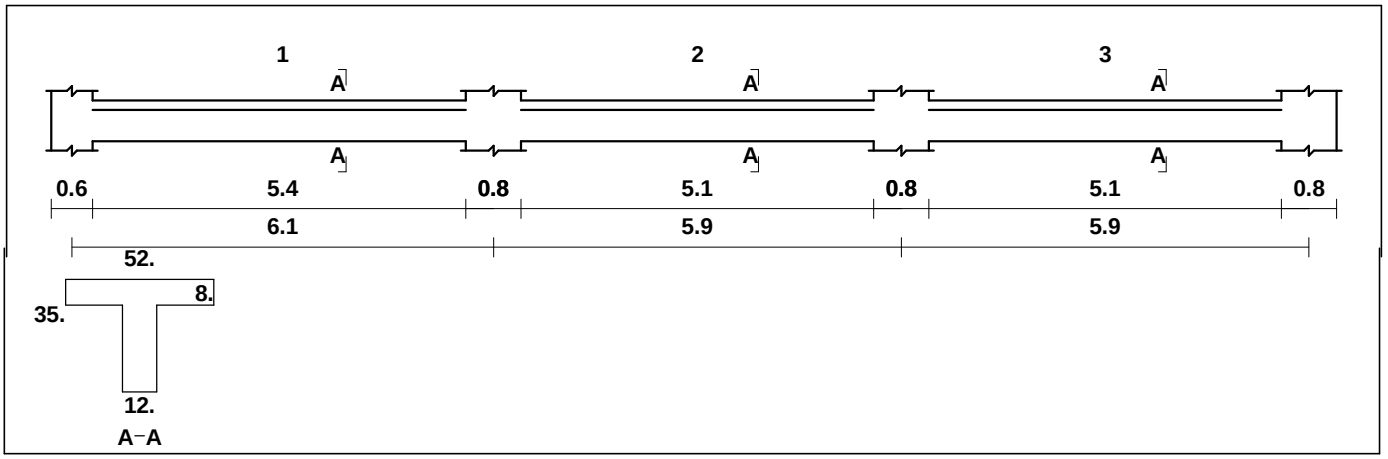


Fig 4.3: Geometry of rib and its dimension.



L o a d i n g

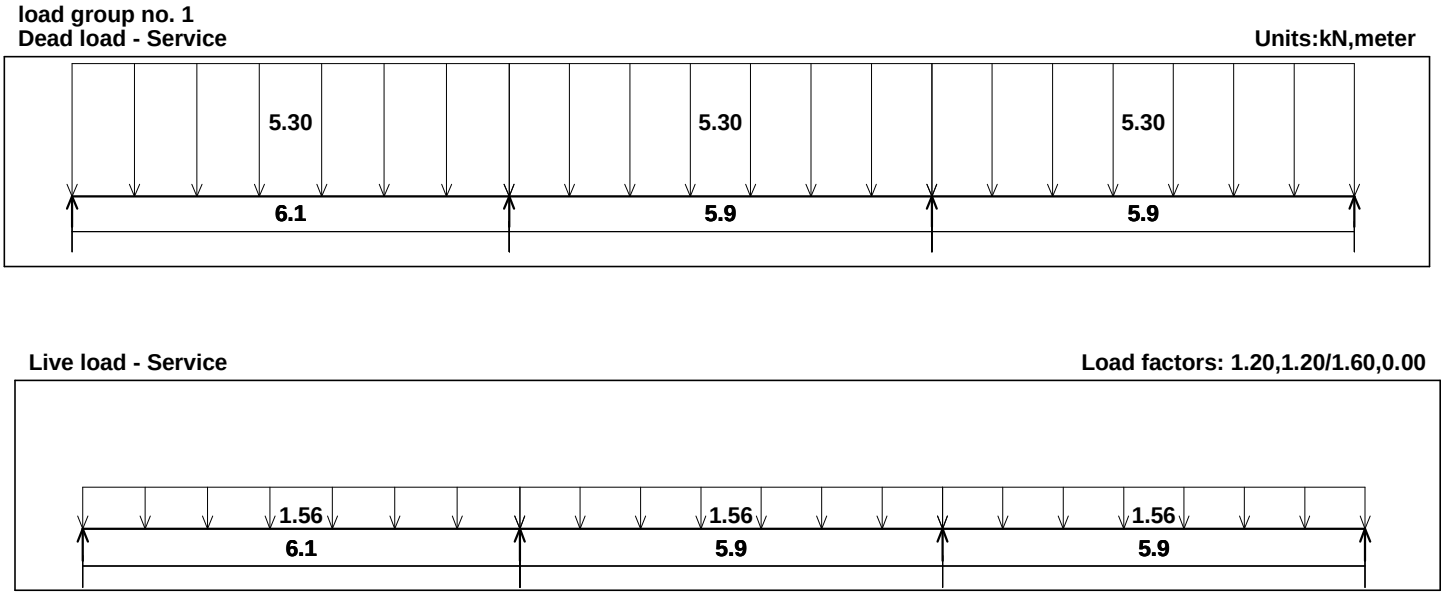


Figure (4-4): loading of Rib (R7)

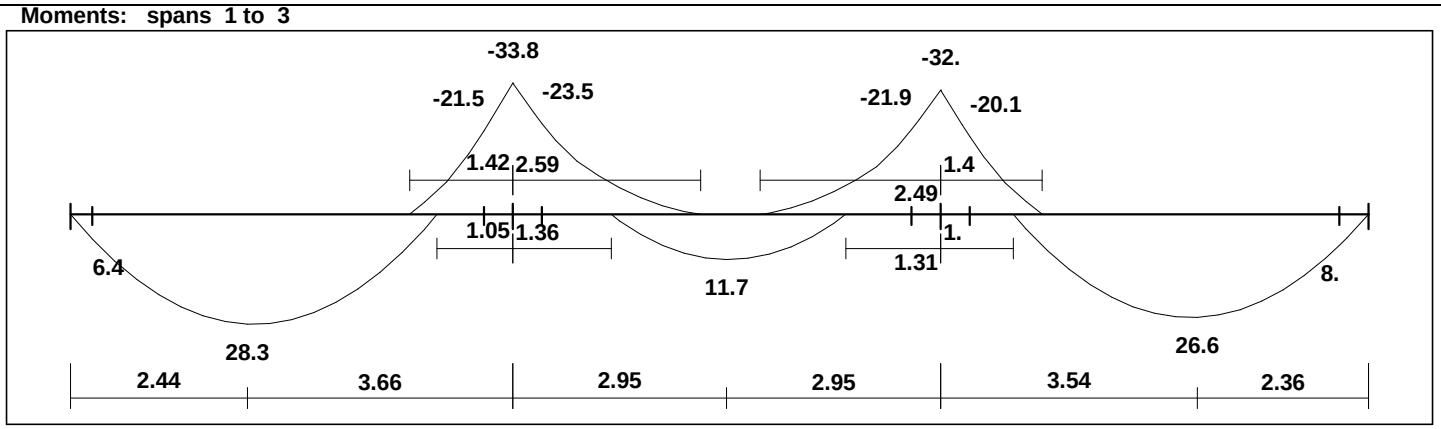


Figure (4-5): Moment Envelop of rib (R7)

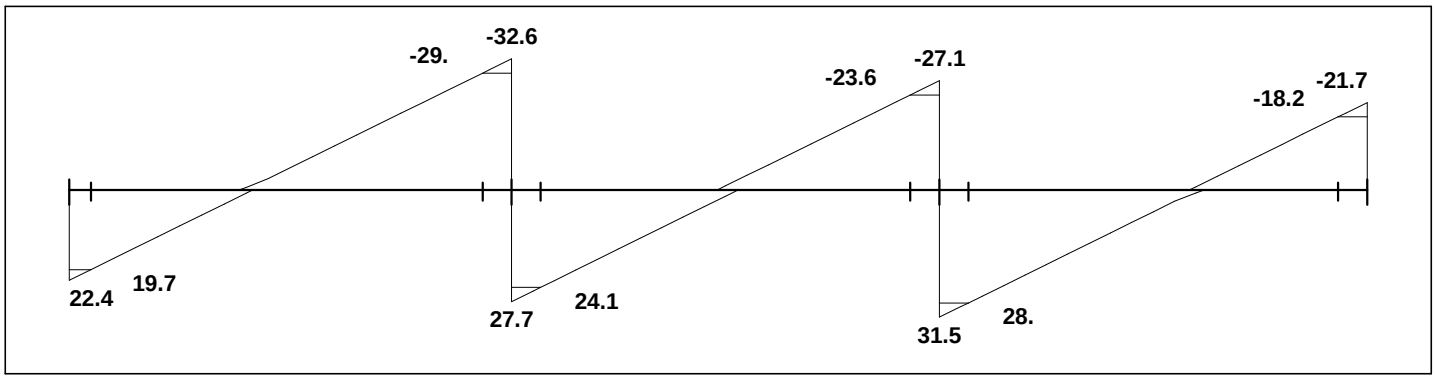


Figure (4-6): Shear Envelop of rib (R7)

Reactions

Factored

DeadR	15.58	42.21	40.99	15.06
LiveR	6.82	18.02	17.68	6.65
MaxR	22.4	60.24	58.67	21.71
MinR	14.88	48.81	47.51	14.32
Service				
DeadR	12.99	35.18	34.16	12.55
LiveR	4.26	11.26	11.05	4.16
MaxR	17.25	46.44	45.21	16.7
MinR	12.55	39.3	38.23	12.09

4-6-3DESIGN OF FLEXURE FOR RIB (7):

4-6-3-1DESIGN OF NEGATIVE MOMENTS:

Maximum negative moment $Mu^{(-)}$ **=23.5 KN.m.**

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

= 350 – 20 – 10 –$\frac{12}{2}$= 314 mm.

Rn=$\frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{23.5\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 2.2\ Mpa$

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

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*2.2*20.59}{420}}\right)$= 0.006

→$A_s = \rho$ * b *d = 0.006* 120 *314 = 226mm ^{2}.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b_w * d \ \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 314 \ \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314 307.9$

=109.88 mm^2< 125.6 mm^2……. Larger value is control.

→As_{min} = 125.6 mm^2< As_{req} =226mm2.

∴ As = 226mm^2.

2Φ14 = 308 mm2 > Asreq = 226 mm2 . OK

$\therefore$ $\boldsymbol{Use\ 2\ \Phi 14}$

S = $\frac{120-(2*20)-(2*10)-(2*14)}{1} = 32\ mm > 25mm > d_b = 10\ mm$**OK**

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f_c' * b * a

308* 420 = 0.85 * 24 *120* a

a = 52.8 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{52.8}{0.85}$ = 62.15 mm. * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

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

= $\frac{314-62.14}{62.14}$ * 0.003 = 0.012> 0.005 ∴ϕ =0.9 OK

(4.6.3.2) Design of Positive moment of rib (R7)

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

= 350 – 20 – 10 –$\frac{12}{2}$= 314 mm.

→$M_{u\ max}$ = 28.3KN.m

$b_E \leq$ Distance center to center between ribs = 520 mm…… Controlled.

$\leq$ Span/4 = 5100/4 =1275 mm.

$\leq$ (16* t_f) + b_w =(16* 80) +120 =1400 mm.

→**b_E = 520 mm.**

→ $M_{nf} = 0.85\, f_c' * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2}\right)$

$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.314 - \frac{0.08}{2}\right) * 10^3 = 232.53\ KN.m$

ϕM_{nf} = 0.9 * 232.53 = 209.277KN.m

→ϕM_{nf} =217.89 KN.m > $M_{u\ mk8ax}$= 28.3.m.

∴ Design as rectangular section.

Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 29.5KN.m

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

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{28.3\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.613 Mpa$

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.613*20.59}{420}}\right) = 0.00148$

→$A_s = \rho$ * b *d = 0.00148 * 520 *314 = 241.7 mm^2.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \ \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 314 \ \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 314$

= 109.88 mm^2< 125.6 mm^2……. Larger value is control.

$\rightarrow As_{min} = 125.6\ mm^2 < As_{req} = 241.7 mm^2$.

$\therefore As = 241.7\ mm^2$.

$2\ \Phi14 = 308\ mm^2 > As_{req} = 253.1\ mm^2$. OK.

$\therefore$ Use 2 Φ14

$S = \frac{120-40-(2*10)-(2*14)}{1} = 32\ mm > 25mm > d_b = 10\ mm$ **OK**

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

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

$308 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 12.19mm$.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.19}{0.85} = 14.34$ mm. * Note: $f'_c = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

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

$= \frac{314-14.34}{14.34} * 0.003 = 0.063 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK

(4.6.3.3)Design of shear of rib (R7):-

Vu=32.6 KN.

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 23.074KN.$

1.1* ϕ V_c = 1.1 * 23.074 = 25.38KN.

→Check for items:-

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

$32.6 \leq \frac{25..38}{2}$= 12.69…....Not satisfy

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

12.69 ≤ 32.6≤ 25.38 … …. Not satisfy

3- Item 3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$\phi V_{s\,min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 8.65$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.12 * 0.314 * 10^3 = 9.42$ KN…….Control.

∴$\phi V_{s\,min}$ =9.42 KN.

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

25.3 < 32.6 ≤ 25.38+ 9.42

25.3 < 32.6 ≤ 34.8 satisfy

∴ Item (3) is satisfy → $\left(\frac{Av}{S}\right) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$.

$Vs = \left(\frac{Vu}{\phi} - Vc\right)$

$= \left(\frac{32.6}{0.75} - 30.76\right) = 12.7$ KN. *Note: $Vc = \frac{23.076}{0.75} = 30.76$ KN.

Try Φ10(2 Legs) = 2 * 79 = 158 mm^2 .

$\frac{2*79*10^{-6}}{S} = \frac{12.7*\ 10^{-3}}{(420 * 0.314)} \rightarrow$ s = 1.67 m = 1670 mm ……..

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{314}{2} = 157$ mm.

≤ 600 mm.

∴ Use Φ10 @ 15 Cm.

4-7DESIGN OF BEAM(B.F-20)AT BASMENT FLOOR SLAB:

Material:-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm²

Reinforcement Steel fy = 420 N/mm²

Section :-

B =60 cm

h =45 cm

According to ACI-Code-318-08, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

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

=639/18.5 = 34.5 cm.

h_{min} for both-end continuous = 590/21

= 590/21 = 28.1cm

→Select Total depth of beam h= 45cm

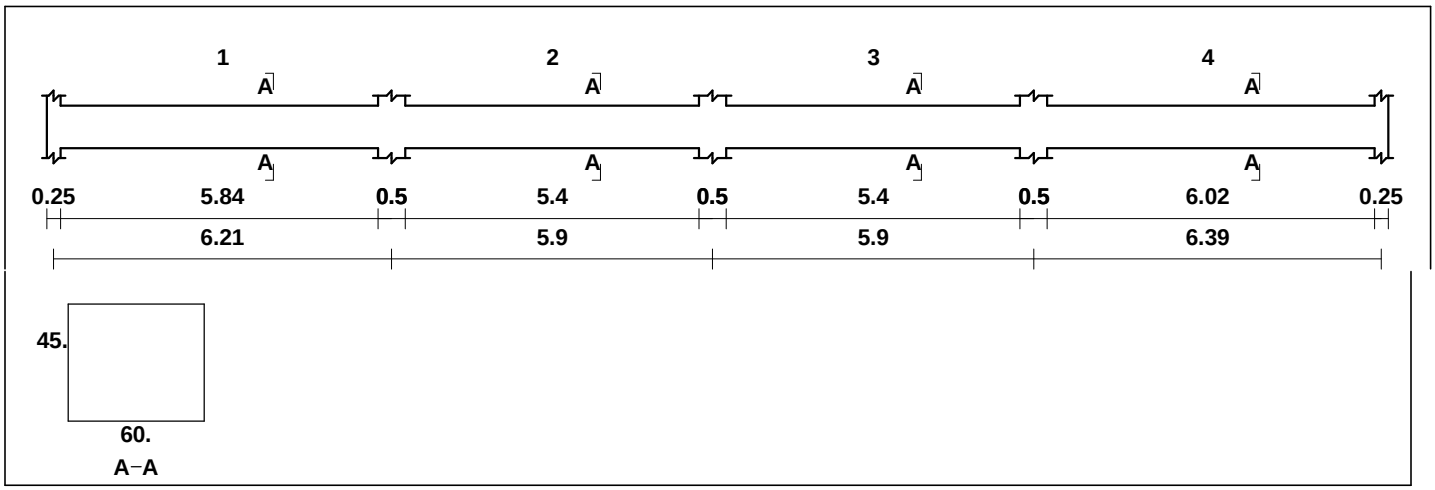
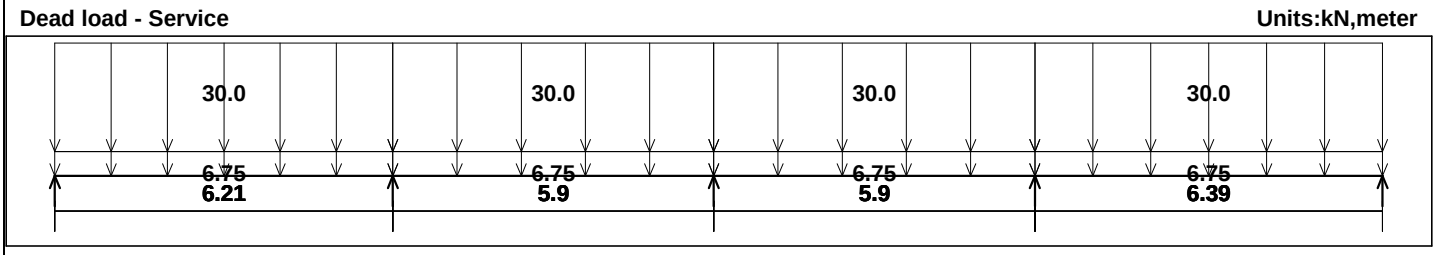


Figure (4-7): Beam Geometry(B.F-20).



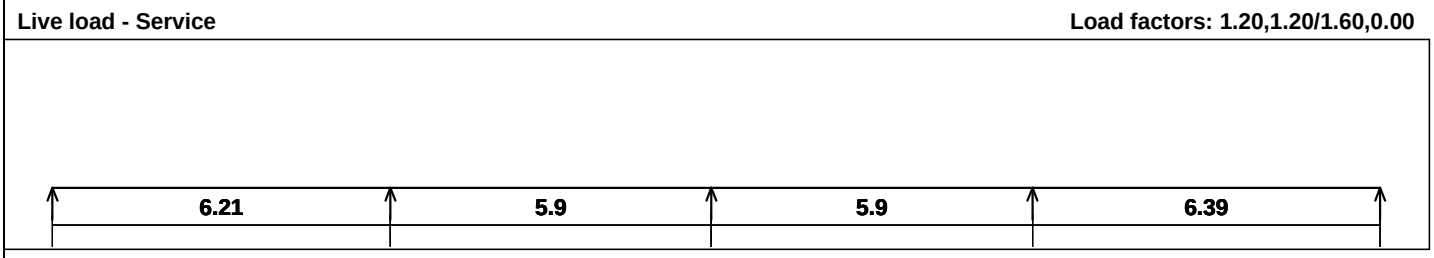


Figure (4-8): Load of Beam (B.F-20)

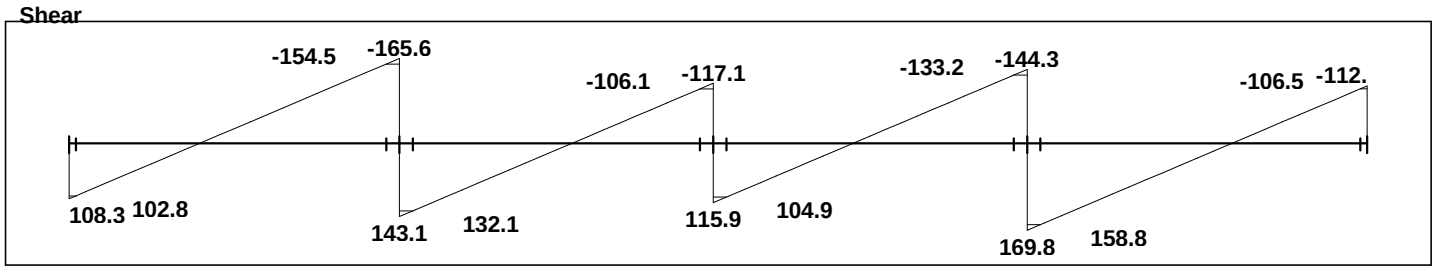


Figure (4-9) : Shear Envelop for Beam (B.F-20)

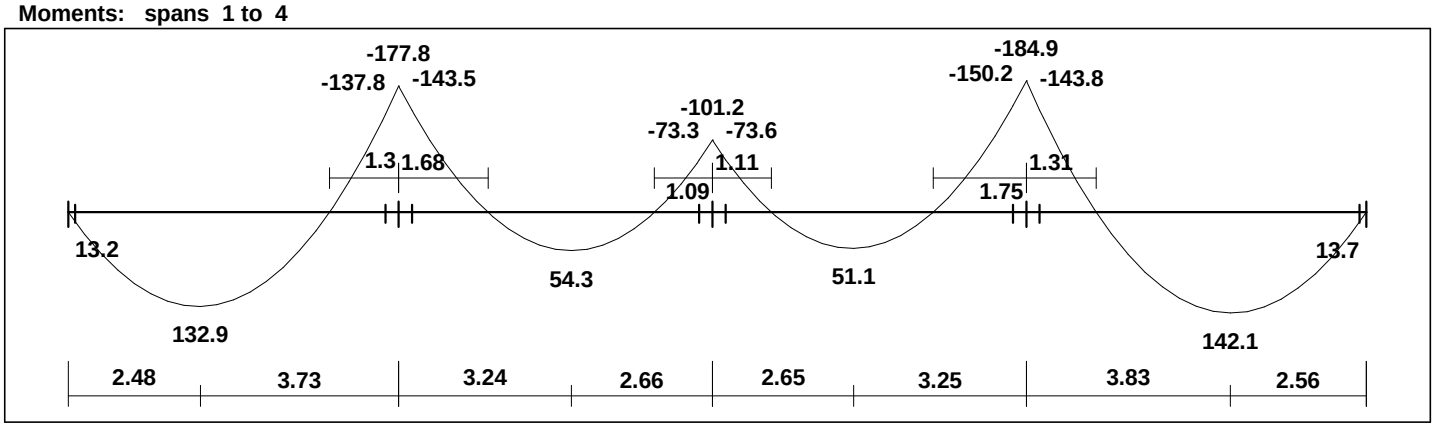


Figure (4-10) : Moment Envelop for Beam (B.F-20)

4.7.1 Design of flexure:-

4.7.1 Design of Positive and negative moment:-

→Mu_{max} = 150.2KN.m .

b_w = 60 Cm. , h = 45 Cm.

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

= 540 – 40 – 10 –$\frac{20}{2}$= 480 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 480 = 205.7$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 205.7 = 174.8$mm. *Note: $f'_c = 24$ MPa < 28 MPa$\rightarrow \beta_1 = 0.85$

$Mn_{max} = 0.85 * f'_c * b * a * (d - \frac{a}{2})$

$= 0.85 * 24 * 0.8 * 0.1748 * (0.480 - \frac{0.1748}{2}) * 10^3$

$= 1120$KN.m .

$\rightarrow \phi Mn_{max} = 0.82 * 1120 = 918.4$KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.004 \rightarrow \phi = 0.82$

$\rightarrow \phi Mn_{max} = 918.4$KN.m > Mu =150.2KN.m .

$\therefore$ Singly reinforced concrete section.

1) Maximum positive moment $Mu^{(+)} = 142.1$ KN.m .

$\phi Mn_{max} = 918.4$KN.m > Mu = 142.1KN.m $\rightarrow$ Singly reinforced concrete section

Mu = 142.1 KN.m .

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

$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{142.1\times10^6}{0.9\times600\times480^2} = 1.142 Mpa$

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.142*20.59}{420}}\right) = 0.0028.$

$\rightarrow A_s = \rho * b_w * d = 0.0028 * 600 * 480 = 806.4mm^2.$

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

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 480 \geq \frac{1.4}{420} * 600 * 480$

= 840mm²<960.6mm²……. Larger value is control.

→As_{min} = 960.6mm²>As_{req} = 806.4mm².

∴ As = 960.6mm².

0f Φ18= $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{960.6}{254.5}$ =3.7→ # of bars =4bars.

∴ Use 4Φ18 → As = 4 *254.5 = 1018mm²> As_{req} = 960.6mm².

Check spacing :-

$S = \frac{600-40*2-2*10-(4*18)}{7} = 142.7\ mm > d_b = 25 > 25OK$

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

1018* 420 = 0.85 * 24* 600 * a

a = 34.9mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{34.9}{0.85}$ = 41.1mm. * Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

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

$= \frac{480-41.1}{41.1} * 0.003 = 0.032 > 0.005$ ∴ϕ =0.9 OK.

∴ Use 4Φ18

2) Maximum positive moment $Mu^{(+)}$ = 54.3 KN.m .

ϕMn_{max} = 918.4KN.m > Mu =54.3 KN.m → Singly reinforced concrete section

Mu = 461KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{54.3\times10^6}{0.9\times600\times480^2} = 0.44 Mpa$

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.44*20.59}{420}}\right) = 0.00106$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.00106 * 600 * 480 = 305.3\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 480 \geq \frac{1.4}{420} * 600 * 480$

$= 960.6\ mm^2 > 806.4 mm^2$…… Larger value is control.

→$As_{min} = 960.6 mm^2 < As_{req} = 305.3\ mm^2$.

∴ As = $960.6 mm^2$.

 # 0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}}$ = $\frac{960.6}{254}$ = 3.7→ # of bars = 4 bars.

∴ Use 4Φ18 → As = 4 * 254.5= 1018mm² > As_{req} = 960.6mm² .

Check spacing :-

S = $\frac{600-40*2-2*10-(4*18)}{10}$ = $142.7mm > d_b = 25 > 25OK$

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

1018* 420 = 0.85 * 24 * 600 * a

a = 34.9mm.

$c = \frac{a}{\beta_1}$ = $\frac{34.9}{0.85}$ = 41.1mm. *** Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85**

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

= $\frac{480-41.1}{41.1}$ * 0.003 = 0.032 > 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

∴ Use 4Φ18.

3) Maximum negative moment = 150.2 KN.m .

ϕMn_{max} = 918.4KN.m > Mu =150.2KN.m → Singly reinforced concrete section

Mu = 150.2KN.m

$m = \frac{f_y}{0.85\, f'_c} = \frac{420}{0.85*24} = 20.59$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{150.2\times10^6}{0.9\times600\times480^2} = 1.21 Mpa$

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.21*20.59}{420}}\right) = 0.003$

→$A_s = \rho * b_w * d = 0.003 * 600 * 480 = 864mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ……(ACI-10.5.1)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 600 * 480 \geq \frac{1.4}{420} * 600 * 480$

$= 960.6\ mm^2 > 806.4mm^2$…… Larger value is control.

→$As_{min} = 960.6mm^2 < As_{req} = 864mm^2$.

∴ $As = 960.6mm^2$.

0f Φ18 = $\frac{As_{req}}{A_{bar}} = \frac{960.6}{254} = 3.7$→ # of bars = 4 bars.

∴ Use 4Φ18 → $As = 4 * 254.5 = 1018mm^2 > As_{req} = 960.6mm^2$.

Check spacing :-

$S = \frac{600-40*2-2*10-(4*18)}{10} = 142.7mm > d_b = 25 > 25 OK$

→ Check for strain:- ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

A_s * fy = 0.85 * f'_c * b * a

1018* 420 = 0.85 * 24 * 600 * a

a = 34.9mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{34.9}{0.85}$ = 41.1mm. *** Note: f'_c = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85**

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

$= \frac{480-41.1}{41.1}$ * 0.003 = 0.032 > 0.005 ∴ϕ =0.9 OK.

∴ Use 4Φ18

4-8 DESIGN OF COLUMN IN BASEMENT FLOOR (Group 11)

Material :-

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculation:- (From Column Group 11)

Service Load:-

Dead Load = 3808KN
Live Load = 1270 KN

Factored Load:-

P_U = 1.2 ×3808+ 1.6×1270= 6600 KN

✓ Dimensions of Column:-

$Assume \rho g = 0.017$

$\phi * \text{Pn} = 0.65 \text{x } 0.8 \times \text{Ag} \{0.85\ fc' (1 - \rho g) + \rho g * Fy\}$

$6600 = 0.65 \text{x } 0.8 \times \text{Ag} \{0.85 * 24 (1 - 0.017) + 0.017 * 420\} * 1000$

Ag= 466745.6 mm2

Use dimantion 700*700 with Ag = 490000mm2 > Ag required

✓ Check Slenderness Parameter:-

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

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

K: effective length factor.

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

Lu = 6.4 m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about X-axis**

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

$$\frac{1 \times 6.4}{0.7 * 0.7} = 13 \leq 22$$

Column Is Long About X-axis

- **about Y-axis**

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

$$\frac{1\times 6.4}{0.7*0.7} = 13 < 22$$

Column Is short About Y-axis

✓ **Minimum Eccentricity:-**

$$\min e = 15 + 0.03\times h = 15 + 0.03\times 700 = 36mm = 0.036m$$

$$e = 0.036m$$

✓ **Magnification Factor:-**

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} \ge 1.0 and \le 1.4$$

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

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

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

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

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700\times\sqrt{24} = 23025.2Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2*(3808)}{6600} = 0.69 < 1$$

$$I_g = \frac{b\times h^3}{12} = \frac{700\times 700^3}{12} = 2.00*10^{10}\,mm^4$$

$$EI = \frac{0.4\times 23025.2\times 2.00}{1+0.69} = 10899.5KN.m^2$$

$$P_C = \frac{\pi^2 *10899.5}{(1*6.4)^2} = 2626.3KN$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1-\frac{6600}{0.75*2626.3}} = 1.4 \geq 1.0 and \leq 1.4$$

✓ **Interaction Diagram:-**

$$e_{\min}\times\delta_{ns} = 0.036\times 1.4 = 0.0504m$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0504}{0.7} = 0.072$$

$$\gamma = \frac{700-2*40-2*10-25}{700} = 0.8$$

$$\frac{\phi * Pn}{Ag} = \frac{Pu}{Ag} = \frac{6600*10^3}{700*700} * 0.145 = 1.96KSI$$

$$For\gamma = 0.8 and \frac{e}{h} = 0.072 and \frac{\phi * Pn}{Ag} = 1.96$$

$$\rho = 0.015$$

$$As = 0.015*700*700 = 7350mm4$$

USE 24ϕ20 With As > As required

✓ **Design of the Stirrups:-**

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :-

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 2.0 = 32\ cm$$
$$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$
$$spacing \le least\dim = 30\ cm$$

$Use \phi 10@20\ cm$

4-9DESIGN OF STAIR:

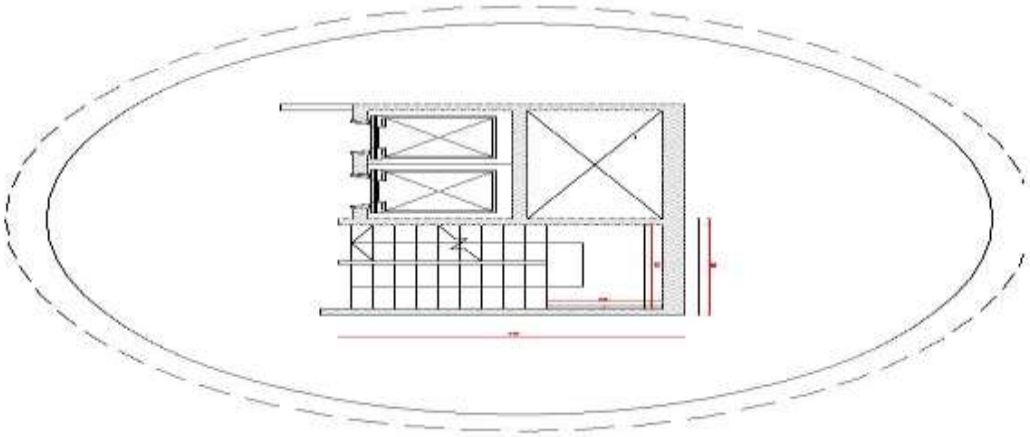


Fig 4.11: Stair Plan.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

1- Design of Flight :-

- ✓ **Determination of Thickness:-**

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 2.4/20 = 12$ cm

Take h = 15 cm

The Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(16.4/30) = 28.66^{o}$

- ✓ **Load Calculation:-**

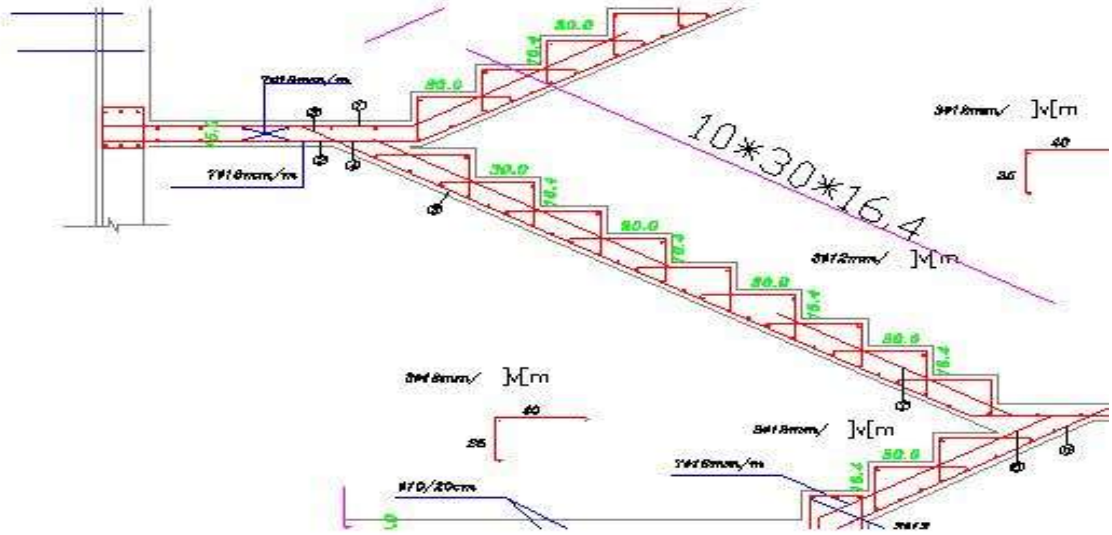


Fig 4.12: Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*(0.35+0.164/0.3) = 1.18 KN/m	
2	Mortar	22*0.03*1*(0.3+0.164/0.3) = 1.02 KN/m	
3	Stair	25*0.5*0.164*1 = 2.05 KN/m	
4	R.C	25*0.25*1 / cos 28.66 = 7.122 KN/m	
5	Plaster	22*0.015*1 / cos 28.66^{o} = 0.37 KN/m	
		Sum	11.7 KN/m

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

Factored Load For Flight :-

W_U = 1.2 ×11.7+ 1.6×5 =22.04 KN/m

- ✓ **System of Flight:-**

  Load the flight to the middle of the landing , then load the landing to the shear wall

.

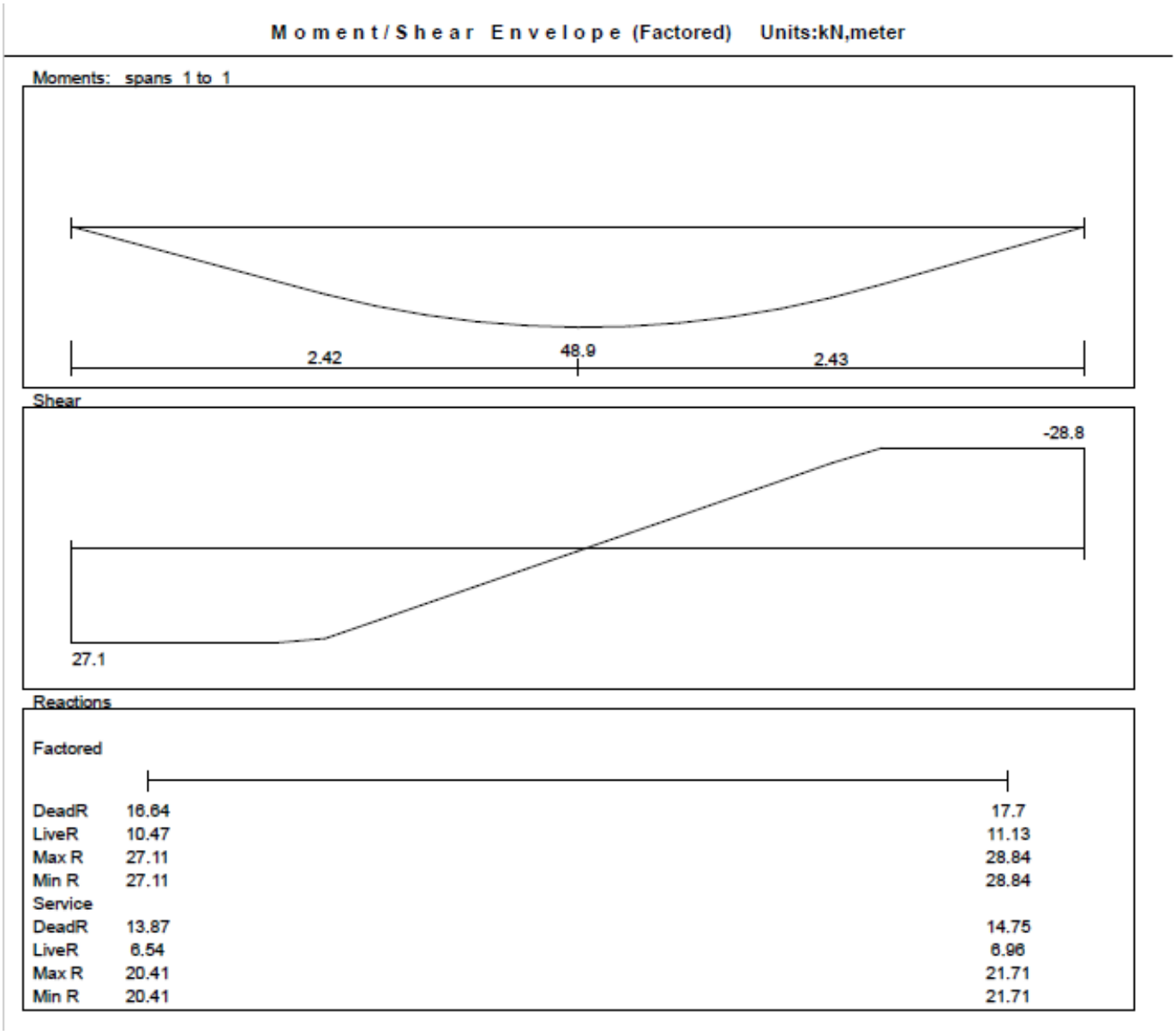


Fig 4.13: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight

1- Design of Shear for Flight :- (Vu=28.8 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 150 - 20 - \frac{12}{2} = 124\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 124 = 101.24$KN

$\Phi V_c = 0.75 * 101.24 = 75.93$ KN > Vu = 28.8 KN**…… Thickness Is Enough**

2- Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=48.9KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{48.9\times10^6}{0.9\times1000\times124^2} = 3.5\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times3.5}{420}}\right) = 0.009$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.009 \times1000\times124 = 1116\ mm^2$

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

$As_{req} = A_{s,min} = 450\ mm^2$**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*250=750 mm

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

S = 450 mm

S = 330 mm **…… is control**

N=591.36/113.1 = 5.2

Use 6 bars/1m strip … or

Use ø12 @ 150 mm , $A_{s,provided}$= 754 mm^2>$A_{s,required}$= 591.36 mm^2… Ok

Check for strain:-

a = $\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{754\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.52\ mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.52}{0.85} = 18.25\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{174-18.25}{18.25}\right) = 0.0256 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

3- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

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

Use ø10@ 150 mm , $A_{s,provided}$= 530 mm^2>$A_{s,required}$= 450mm^2… Ok

✓ **Design and System of Landing:**

-

No.	Parts of Landing	Calculation
1	Tiles	22*0.03*1= 0.66 KN/m
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66 KN/m
4	R.C	25*0.25*1= 6.25 KN/m
5	Plaster	22*0.015*1= 0.33 KN/m
	Sum	7.9KN/m

Table (4.3): Dead Load Calculation of Landing.

Calculation of thickness :

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 2.4/20 = 12$ cm

Take h = 15 cm

✓ **Load Calculation:-**

Dead Load For Landing For 1m Strip = 7.9 KN/m

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 KN/m (service)

Reaction From Flight:-

DL =15.21 KN (service)
LL = 6.5 KN (service)

DL = 15.21 / 1.3 = 11.7 KN / m
LL = 6.5 / 1.3 = 5.00 KN / m

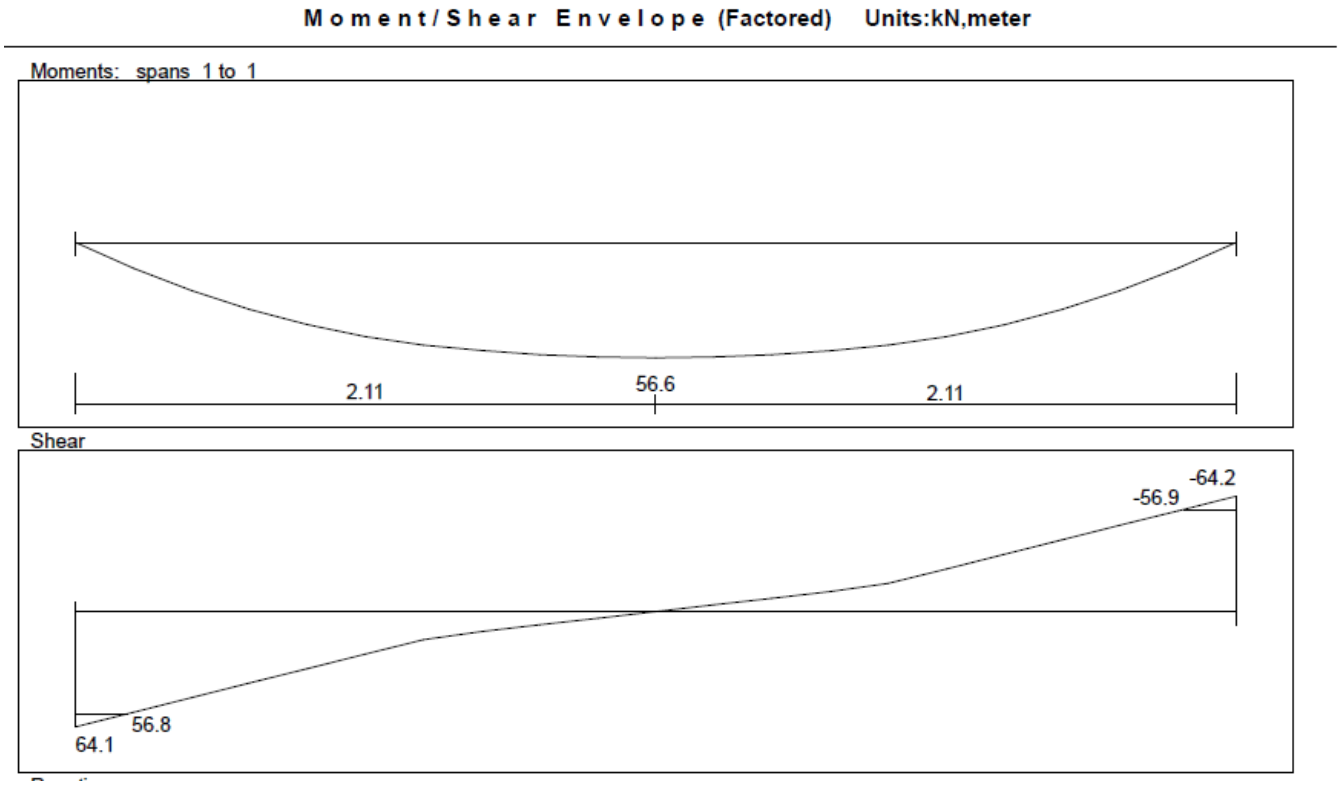


Fig 4.14: Shear and moment envelop diagram

1- Design of Shear:- (Vu=56.9 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 150 - 20 - \frac{12}{2} = 124\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 124 = 101.24$ KN

$\Phi * V_c = 0.75 * 101.24 = 75.93$ KN> Vu = 56.9 KN**…... Thickness Is Enough**

2- Design of Bending Moment :- (Mu=56.6 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 150 - 20 - \frac{12}{2} = 124\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{56.6\times10^6}{0.9\times1000\times124^2} = 4.09\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times4.09}{420}}\right) = 0.0109$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.008\times1000\times124 = 992\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0018*1000*150 = 270\ mm^2$

$A_{s,req} = 270\ mm^2$**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*150 =450 mm

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

S = 450 mm

S = 330 mm **…… is control**

Use ø10 @ 20 mm , $A_{s,provided}$= 392 mm^2 /m >$A_{s,required}$=270mm^2… Ok

Check for strain:-

a =$\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{392\times420}{0.85\times1000\times24} = 8.084\ mm$

c= $\frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{8.084}{0.85} = 9.5\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{124-9.5}{9.5}\right) = 0.0361\ > 0.005\ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

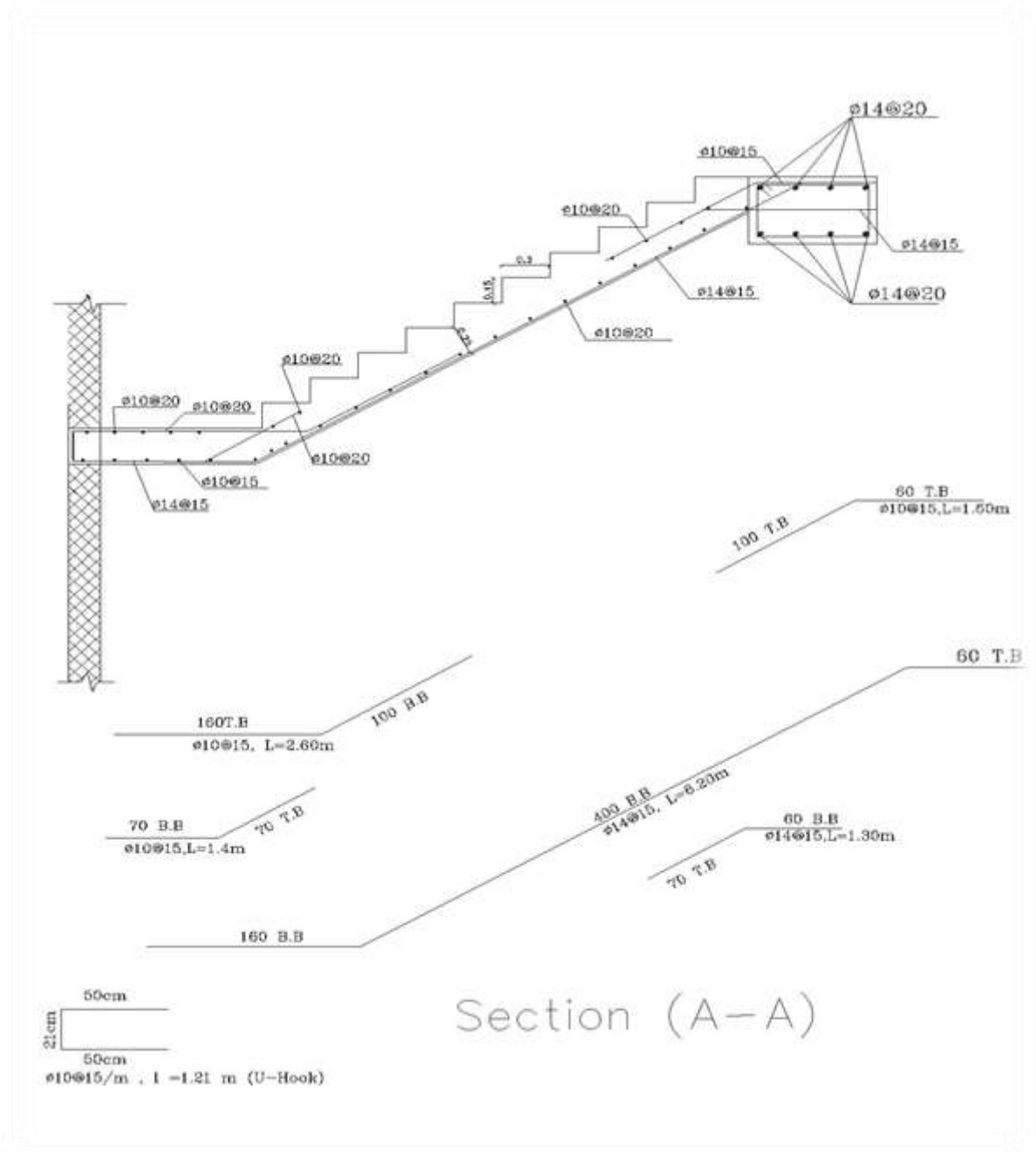


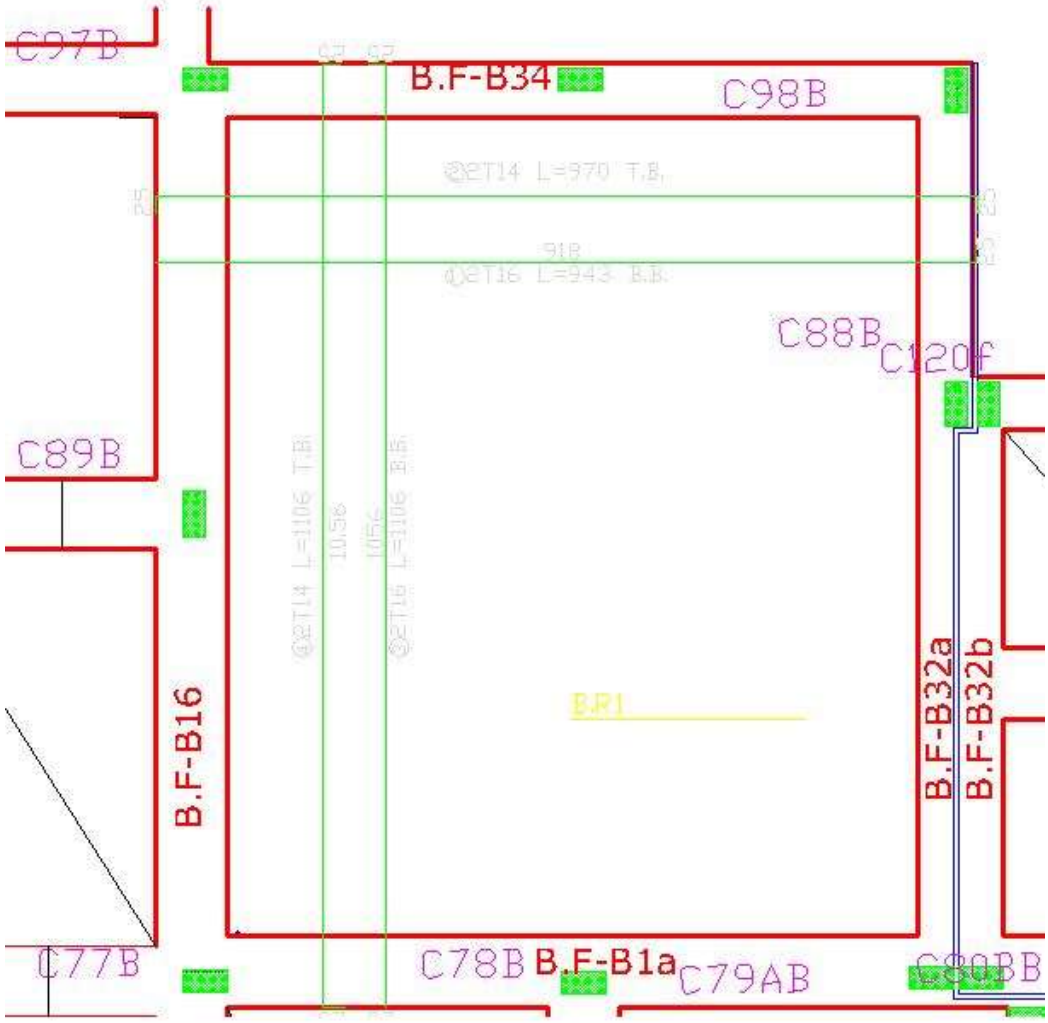
Fig 4.15: Stair Reinforcement.

4.10 DESIGN TWO WAY RIBBED SLAB

LL =5 KN/m^2 Fc' = 24 N/mm^2Fy = 420 N/mm^2

- Tiles, 3 cm .
- Mortar,2 cm .
- Sand,7 cm .
- Plaster 2 cm, .
- Partitions, 2.4 KN/m^2 .

1. Minimum thickness (deflection requirements): Assume the thickness for the shown ribbed slab , h = 35 cm.



Check for the minimum thickness of the slab:

$I_{bf\text{-}b16} = \frac{bh^3}{12} = \frac{60*35^3}{12}$ =214375cm^4

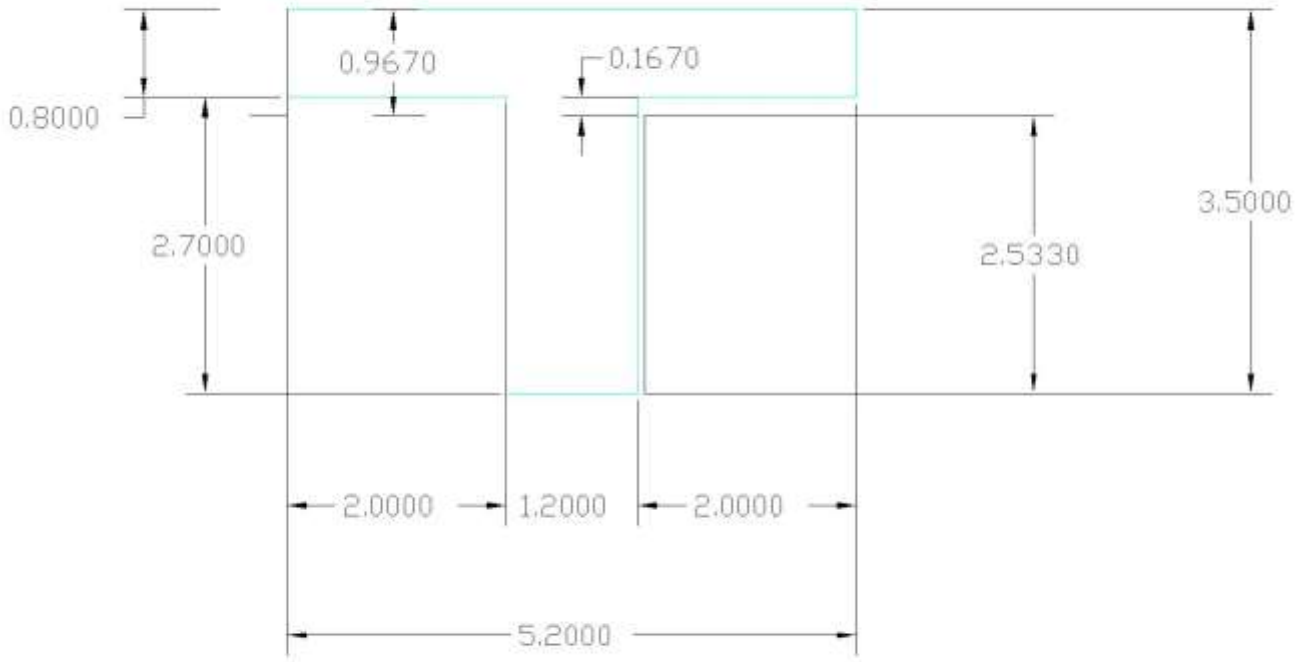
$I_{bf\text{-}b32a} = \frac{bh^3}{12} = \frac{80*35^3}{12}$ = 285833.33 cm^4

$I_{bf\text{-}b1a} = \frac{bh^3}{12} = \frac{80*35^3}{12}$ = 285833.33 cm^4

$I_{bf\text{-}34} = \frac{bh^3}{12} = \frac{60*35^3}{12}$ = 214375cm^4

Note : For simplification Assume this panel is rectangular (this will give me additional safe)

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



be $= 52\ cm$

$$yc = \frac{40 * 8 * 4 + 12 * 35 * 14}{8 * 40 + 12 * 35} = \frac{7160}{740} = 9.67\text{cm}$$

$$I_{RIB} = \frac{52*9.67^3}{3} - \frac{\mathbf{2*20*1.67^3}}{\mathbf{3}} + \frac{\mathbf{12*25.33^3}}{\mathbf{3}} =$$

$$=15673.33 - 62.099 + 65007.8$$

=80619.03cm^4

Note : All beams here are exterior beams

Short direction , L=8.5 m =850cm

$$I_s = \frac{I\ RIB*(\frac{L}{2}+b\ w)}{bf} = 80619.03 * (850/2 + 80)/52$$

= 782934.81 cm^4

Long direction , L=10m =1000cm

$$I_s = \frac{I\ RIB*(\frac{L}{2}+b\ w)}{bf} = 80619.03 * (1000/2 + 60)/52$$

= 899212.25 cm^4

$$\alpha_{f1} = \frac{I_{bf-b1a}}{I_s\ sh0rt} = \frac{285833.33}{782934.81} = 0.365$$

$$\alpha_{f2} = \frac{I_{bf-b34}}{I_s\ sh0rt} = \frac{214375}{782934.81} = 0.27$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_{bf-b16\ /12}}{I_s\ Long} = \frac{214375}{899212.25} = 0.24$$

$$\alpha_{f4} = \frac{I_{bf-b32a}}{I_s\ Long} = \frac{285833.33}{899212.25} = 0.31$$

$\alpha_{fm} = \alpha_{f1} + \alpha_{f2} + \alpha_{f3} + \alpha_{f4}/4$

= 1.185/4 = 0.296

2> 0.296>0.2

$$h = \frac{\mathrm{Ln}(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5\beta(\alpha fm - 0.2)} \geq 125$$

$\beta = \frac{ln,long}{ln,short} = \frac{10}{8.5} = 1.17$

$$h = \frac{1000(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * 1.17(0.296 - 0.2)} = 34.086\ cm < 15\ cm \quad ok$$

take slab thickness h slab = 35 cm

Topping = 8 cm

Hollow block = 27 cm

✓ **Load Calculation:-**

Num	Material	Quality Density KN/m3	Calculation
1	tiles	22	22 *0.03 * 0.52 * 0.52 = 0.178
2	Morter	22	22 * 0.02 * 0.52 * 0.52 = 0.119
3	sand	18	18 * 0.07 * 0.52 * 0.52 = 0.34
4	topping	25	25 * 0.08 * 0.52 * 0.52 = 0.541
5	rib	25	25 * 0.27 * 0.12 * (0.52 + 0.4) = 0.7452
6	Block	10	10 * 0.27 * 0.4 * 0.4 = 0.432
7	plaster	23	23 * 0.02 * 0.52 * 0.52 = 0.124
8	partitions	2.4	2.4* 0.52 * 0.52 = 0.535
		Sum	3.1383KN

DL = 3.1383 / (0.52*0.52) = 11.606 KN / m2 (service)

DL = 1.2 * 11.606 = 13.927 KN/m2 (factored)

LL = 3 KN / m2 (service)

LL = 1.6 * 3 = 4.8 KN/m2 (factored)

W= 13.927+4.8= 18.727 KN/m2

Moment calculation:

Ma = Ca*W*L^2a*be , Mb = Cb*W*L^2b*be

La = 8.5m , Lb = 10m

La/Lb = 0.85

CASE 8

, Ca positive $_L$ = 0.040 Ca positive $_D$ = 0.029

Cb positive $_D$ = 0.017 , Cb positive $_L$ = 0.022

Ma positive $_D$ = 0.029* 13.927*8.5^2*0.52 = 15.17 KN.m

Ma positive $_L$ = 0.04*4.8*8.5^2*0.52 = 7.2 KN.m

Ma positive =15.17+ 7.2= 22.37KN.m

Mb positive $_D$ = 0.017*13.927*10^2*0.52 = 12.3 KN.m

Mb positive $_L$ = 0.022*4.8*10^2*0.52 = 5.5 KN.m

Mb positive = 12.3 + 5.5 = 17.8KN.m

1- Design of positive Moment for short direction (Mu=23.37 KN.m):

Assume bar diameter Ø16 For main reinforcment

d = h – C – $d_{stirups}$ – d_{bar}/2 = 350– 20 – 10 – 16/2 =330 mm

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{23.37\times10^6}{0.9\times520\times330^2} = 0.45\ Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.45}{420}}\right) = 0.00108$

A_s = ρ.b.d = 0.00108×520×330 = 185.9 mm^2.

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*120*330$ = 115.47mm^2 Controls

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*120*330$= 132 mm^2

Asreq = 185.9mm2 >Asmin = 115.47 mm2

Use 2ø10 Bottom In Both Direction , $A_{s,provided}$= 194 mm^2>A_{smin} = 185.9mm^2 Ok

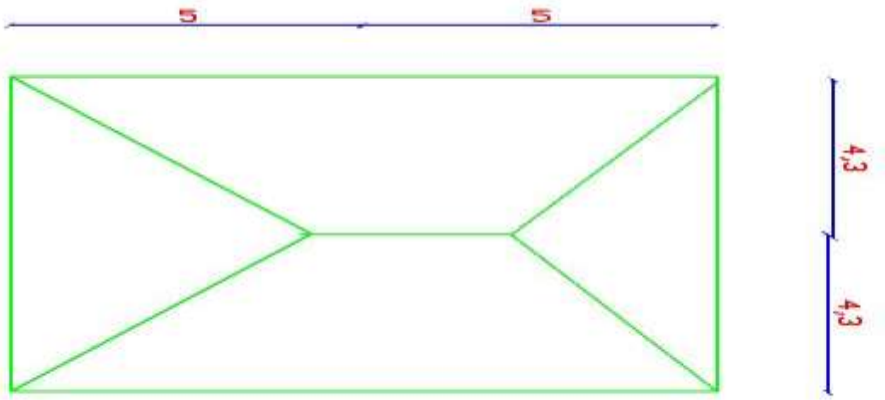
Check for strain: -

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85 b\ f_c'} = \frac{194\times420}{0.85\times520\times24} = 7.68\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{7.68}{0.85} = 9.03mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{330-9.03}{9.03}\right) = 0.1 > 0.0050\text{k}$$

Design for shear:



The shear in the slab can be Calculated using tributary area for shear (as simply supported 1m strip)

Wa for case 1 in short direction = 0.49

Wu = 4.8 + 13.927 = 18.727 KN/m

Vu_d = Wu*be((Ln/2)-d) = 18.727*0.52((8.5/2)-0.330) = 26.67 KN

øVc = $\frac{1.1}{6}\sqrt{f'c}$*bw*d = 0.75*$\frac{1.1}{6}*\sqrt{24}$*120*330*10^{-3} = 38.17 KN
øVc = 26.67 KN >Vu_d = 38.17 KN …. No need for stirrups

But Use 2Φ8 @ 15 cm .

4.11DESIGN OF ISOLATED FOOTING (Group F11)

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ **Load Calculations :-**

Dead Load = 3808KN , Live Load = 1270 KN

Total services load = 3808+ 1270 = 5078 KN

Total Factored load = 1.2*3808 + 1.6*1270 = 6600 KN

Column Dimensions (a*b) = 70* 70 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 400 KN/m2

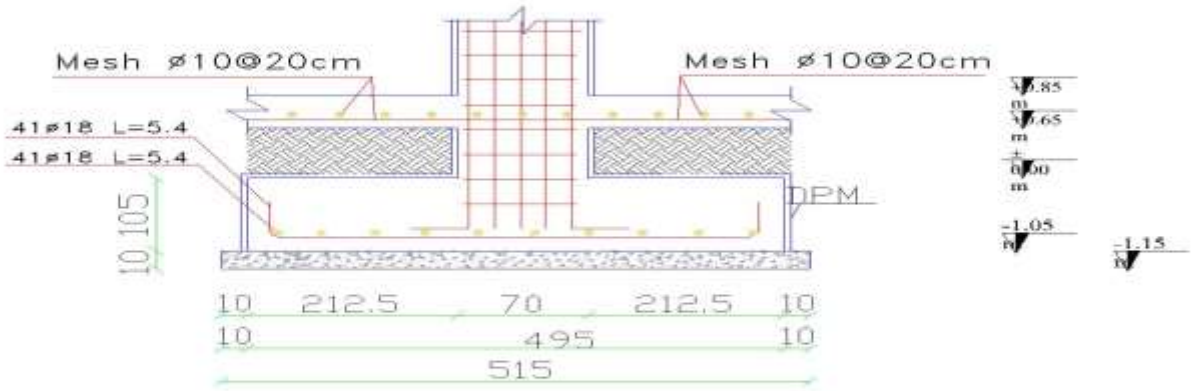


Fig 4.16 : Foundation Section.

Assume h = 105cm

$q_{net-allow}$ = 400 – 25*1.05 – 18*0.65– 25*0.2– 5= 352.05 KN/m2

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{5078}{352.05} = 14.42\ m^2$$

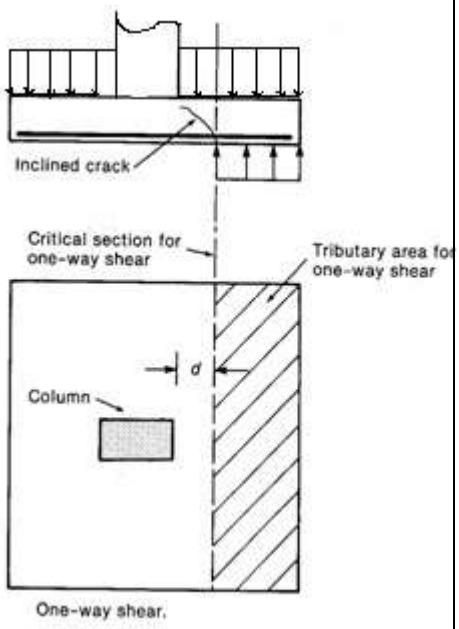
Assume Square Footing

Select B = 4.95 m

✓ Bearing Pressure :-

q_u = 6600/ 4.95 * 4.95= 269.36 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 = 105cm , bar diameter ø 18 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 150 – 75 – 18 = 957 mm

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

$Vu = 269.36 * \left(\frac{4.95-0.7}{2} - 0.957\right) * 4.95 = 1438.6$ KN

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 4.95 * 957 = 2900.9KN$$

$$\phi.Vc = 2900.9KN > Vu = 1439.6KN$$

$$\therefore \ Safe$$

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$Vu = Pu - FR_b$$

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

$$Vu = 269.39 * \left[4.95 * 4.95 - (0.7 + 0.957) * (0.7 + 0.957)\right] = 5413.97KN$$

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

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

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

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

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{700}{700} = 1.0$$

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

$$b_o = 2 * (95.7 + 70) + 2 * (95.7 + 70) = 662.8cm$$

α_s = 40 for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{1}\right)*\sqrt{24}*6628*957 = 1165282KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*957}{6628}+2\right)*\sqrt{24}*6628*957 = 1510108KN$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*6628*957 = 776855KN$$

ΦVc =7768.55 KN>Vu=5412.97 KN … **Thickness is enough**

3- Design of Bending Moment :-

Moment at face of column in x- direction

Mu = 269.36 * 4.95 *2.125 * (2.125/2) =3010.4 KN

d = 1050 – 75 – 18/2 = 966 mm

$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3010.4\times10^6}{0.9\times4950\times966^2} = 0.72\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.72}{420}}\right) = 0.0017$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0017×4950×966 = 8128.89 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*5940*1050 = 9733.5 mm^2

$A_{s,min}$= 9733.5 mm^2 **…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*1050 = 3150 mm

S = 450 mm

S = 450 mm **…… is control**

Use 41ø18 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 10433.22 mm^2>$A_{s,required}$= 9733.5 mm^2… Ok

S= (4950-75*2-41*18)/40 = 101.55 cm < S max …. OK

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{10433.22\times420}{0.85\times4950\times24} = 43.4\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{43.4}{0.85} = 51.05\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{966-51.05}{51.05}\right) = 0.053 > 0.005\ \ldots\ldots\ \mathbf{0k}$$

4- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

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

A_1 = 0.70 * 0.70 = 0.49 m^2

A_2 = 4.95* 4.95= 24.5 m^2

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{24.5}{0.49}} = 7.07 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = \{0.65\times(0.85\times24\times515000\times2)\}/1000 = 6364.8KN$$

$$\Phi Pn = 6364.8 > Pu = 2090\ldots\ldots\ldots.ok$$

No Need For Dowels

Load Transfer In Column :-

$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 515000)/1000 = 3182.4KN$

$\Phi Pn = 3182.4 > Pu = 2090.....ok$

No Need For Dowels

As,min for dowels = 0.005 * Ac = 0.005 * 700* 700 = 2450 mm2

Use 41ø18, $A_{s,provided}$= 10433.22 mm^2>$A_{s,required}$= 2450 mm^2… Ok

5- Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

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

$Ktr = 0\ (Nostripes) cb = 75 + \frac{18}{2} = 84mm\ \ Or\ cb = \frac{101.55}{2} = 50.7\ mm$

$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 5.7}{18} = 2.8 > 2.5$

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

$Ld_{T\ req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{24}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 18 = 444.43\ mm >$ 300mm

$Ld_{T\ available} = \frac{4950-700}{2}$ -75=2050 mm

$Ld_{T\ available}$ = 2050mm >$ld_{req} = 444.43\ mm$…….. **OK**

Compression Development Length In Footing :-

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*Fy*dB}{\sqrt{24}} > 0.043*Fy*dB > 200mm$

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*420*18}{\sqrt{24}} = 370.36 > 0.043*420*18 = 325.08 > 200mm$

$Ld_{Creq} = 370.36$ mm

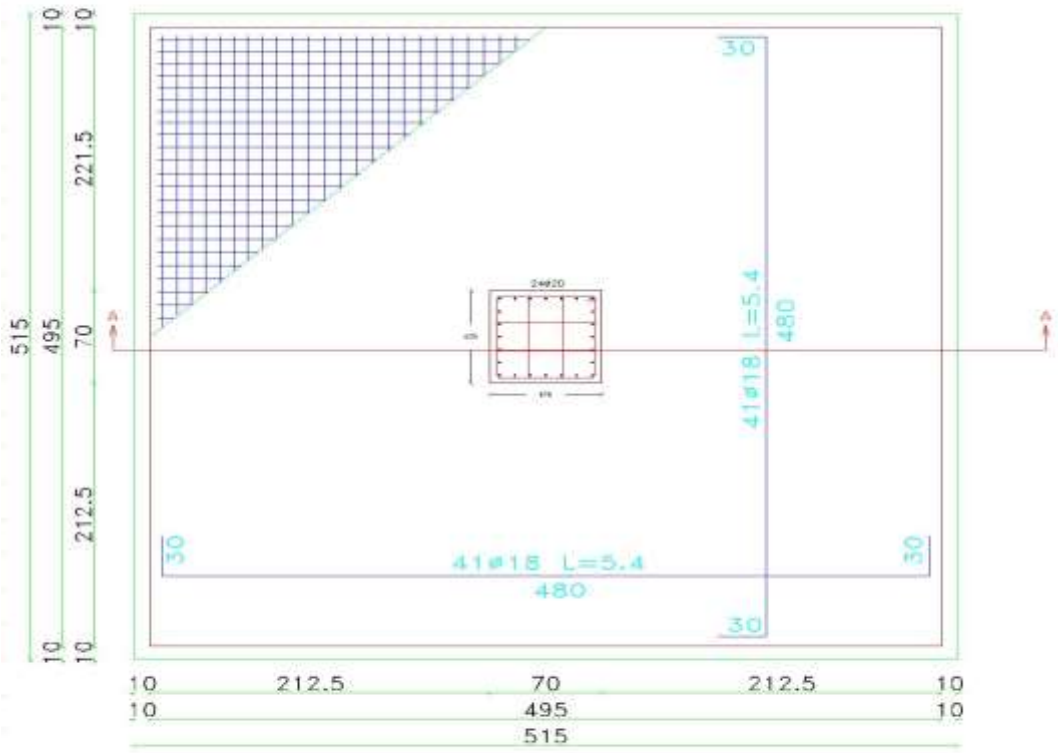
$Ldc_{available} = 1050 - 75 - 18 - 18 = 939mm > Ld_{Creq} = 370.36$ mm **…….. Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

$Lsc = 0.071 \times fy \times db = 0.071 \times 420 \times 18 = 536.76$ mm > 300 mm

Select Lsc = 600 mm

Foundation - G11



4.13 DESIGN THE BASEMENT WALL .

Note : Column Load On theBasement wall not included , we designed these columns

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :-

Soil density = 18 Kg/cm3 , Surcharge = 5 KN/m^2

angle of friction in soil ø= 35°

the wall is Pinned-Pinned system

the backfill is dry (No Water)

K_0 = 1- sin ø = 0.426

P1 = K_0× desnsity ×h × b = 0.426 * 18 * 3.7× 1 = 28.4 KN/m **(Due to soil)**

P2 = K_0×q= 0.426 * 5 = 2.13 KN/m **(Due to surcharge)**

P1 = 0.5 × 3.7× 23.85 = 44.1 KN **(act at distance 1.23 m from down)**

P2 = 2.13 × 3.7 = 7.9 KN **(act at distance 1.85 m from down)**

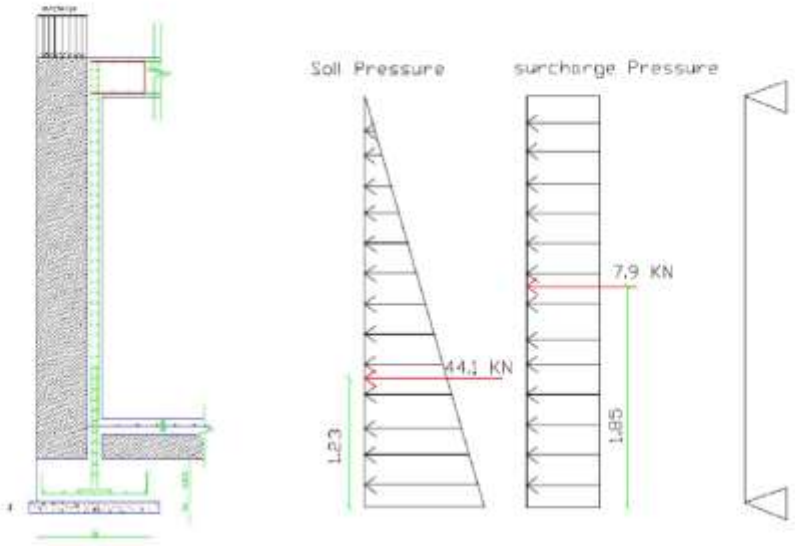


Fig 4.17 : Basement Wall section

After enter these data to ATIR program

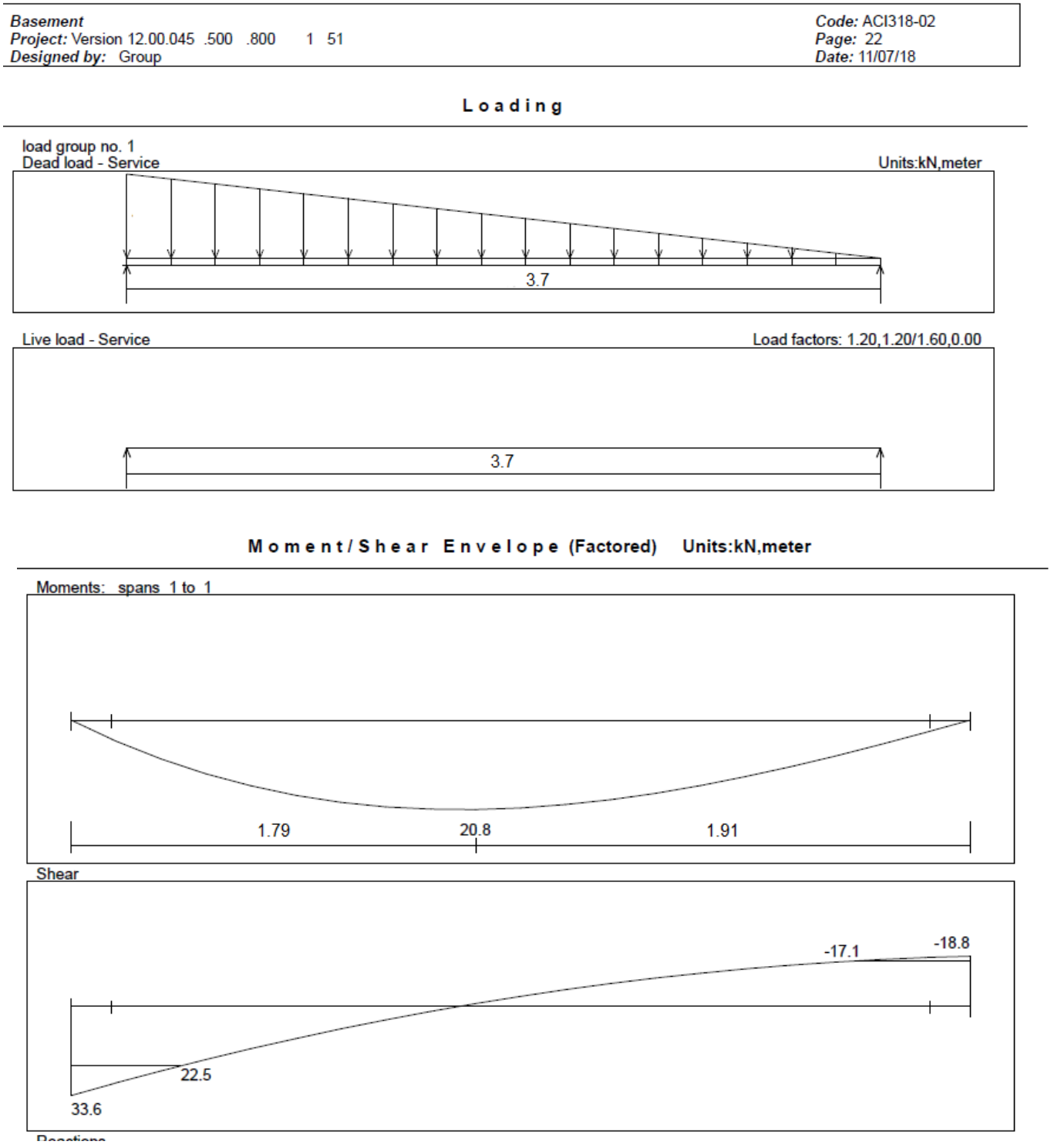


Fig 4.18 : Shear and moment envelop diagram

✓ Design Of Basement Wall

1- Design of Shear:- (Vu= 22.5 KN)

Assume bar diameter ø 12 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 75 - \frac{12}{2} = 169\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'c}\, b_w\, d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 169 = 138$ KN

Φ* V_c = 0.75* 138= 103.5 KN> Vu = 22.5 KN**….. Thickness Is Enough**

2- Design of Bending Moment (Mu=20.8KN/m) :-

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 75 - \frac{12}{2} = 169\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{20.8\times10^6}{0.9\times1000\times169^2} = 52\ Mpa$

$M = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.60$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times52}{420}}\right) = 0.00125$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00125×1000×169 = 211.25 mm^2

Check for $A_{s,\,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} *1000*169 = 392.8\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 1000 * 169 = 449.8\ mm^2$ **Controls**

Use ø12 @250 mm , $A_{s,provided} = 452\ mm^2 > A_{s,required} = 449.8\ mm^2$… Ok

3- Design of horizontal and minimum vertical

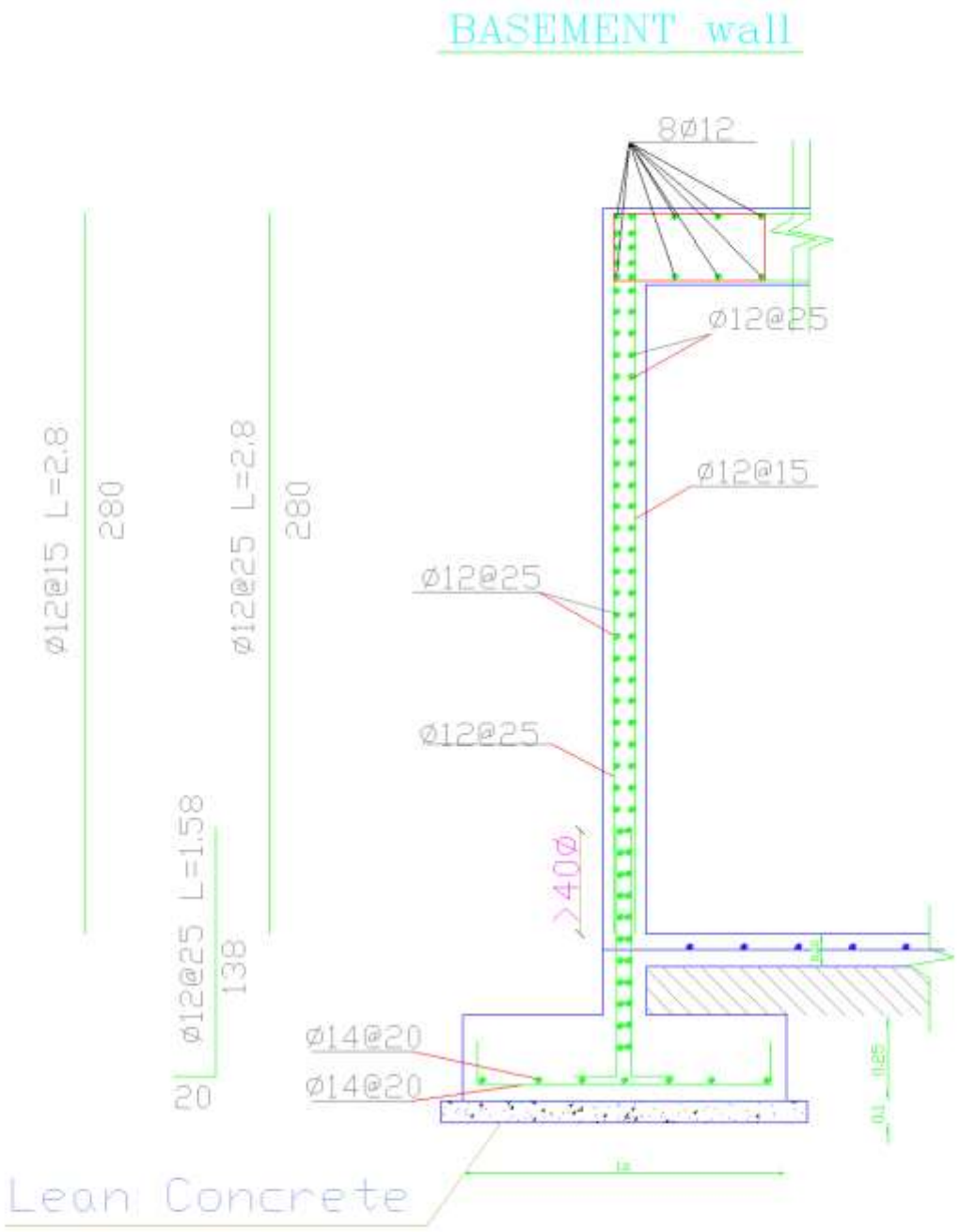
$A_{s,h} = \rho.b.h = 0.0012 \times 1000 \times 250 = 300\ mm^2$

For each side : As = 300/2 = 150 mm^2

Use ø12 @ 250 mm for each side , $A_{s,provided} = 527\ mm^2 > A_{s,required} = 180\ mm^2$… Ok

$As_{vmin} = \rho.b.h = 0.002 \times 1000 \times 250 = 500 mm^2$…. 250 mm2 for each side

Use ø12 @ 150 mm for each side , $A_{s,provided} = 527\ mm^2 > A_{s,required} = 250\ mm^2$… Ok



Typical Section In Basement Wall

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

5

5-1 النتائج

5-2 التوصيات

1-5 النتائج

من خلال هذا التجوال في هذا البحث, و التعرف على معطياته و جوانبه , تم الخروج بزبدة هذا البحث من خلال نتائج تتمثل فيما يلي :-

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

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

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

4- التعرف على العناصر الإنشائية , وكيفية التعامل معها, ومع آلية عملها , وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

2-5 التوصيات

1. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
2. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
3. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

4. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
5. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.
6. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.