بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمجمع يطا الطبي

فريق العمل :

محمد ناصف الفقيات عنان مازن السويطي

يوسف **نجم** الدين إبراهيم تلاحمة ضرار نعيم أبوصبحة

تقوا الله ثمر غنام

إشراف :

م.إيناس الشويكي

الخليل- فلسطين

٢٠١٦-٢٠١٧م

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمجمع يطا الطبي

فريق العمل :

محمد ناصف الفقيات عنان مازن السويطي

يوسف نجم الدين إبراهيم تلاحمة ضرار نعيم أبوصبحة

تقوا الله نمر غنام

إشراف :

م.إيناس الشويكي

الخليل- فلسطين

٢٠١٦-٢٠١٧م

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

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمجمع يطا الطبي

فريق العمل :

محمد ناصف الفقيات عنان مازن السويطي

يوسف نجم الدين إبراهيم تلاحمة ضرار نعيم أبوصبحة

تقوا الله ثمر غنام

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

.....

الإهداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم
سيد البشرية محمد بن عبدالله
إلى ....من هم أحق منا بالحياة
إلى.......الشهداء .
إلى ....الأسود الرابضة خلف القضبان
.......إلى من كسروا قيد السجان
....الأسرى .
إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر
إلى.......أبي العزيز .
إلى....نبع العطاء وسيل الحنان
إلى.......أمي العزيزة .
إلى ....عنوان سعادتي إلى.......إخوتي الأعزاء .
إلى....هبة السماء ......أصدقائي الأوفياء .
إلى ....الشموع التي احترقت لتنير الدرب
إلى.......أساتذتي.
إلى....من عرفتهم في هذا الصرح العلمي
.......زملائي وزميلاتي .
إلى....منهل العلم إلى.......جامعتي .
إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

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

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان إلى بانية الجيل الواعد **...جامعة** بوليتكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

....بطاقمها التدريسي و الإداري.

إلى المشرف على هذا البحث المهندسة

إيناس الشويكي.

والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا

البحث امتواضع ,.

فريق العمل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمجمع يطا الطبي

فريق العمل:

محمد ناصف الفقيات عنان مازن السويطي

يوسف نجم الدين يوسف تلاحمة ضرار نعيم أبوصبحة

تقوا الله ثمر غنم

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٧م

إشراف:

م.إيناس الشويكي

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 تصميم إنشائي لمجمع يطا الطبي ، ويتكون المجمع من مبنيين منفصلين ، وهما مستشفى يطا الحكومي المكون من خمسة طوابق بمساحة 10800مترا مربعا ومركز يطا الصحي المكون من طابق واحد بمساحة 845 مترا مربعا.

ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسرعة الوصول للمستخدمين.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع تم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_11)، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل Atir , Safe, Autocad2007, Office2007, Etabs 2015:

بعد إتمام المشروع سنكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

Project Abstract

The Structural Design For Yatta Medical Building

WORKING TEAM:

MOHAMMAD FAQYAT **ANAN SWETI**

YOUSEF TALAHMAH **DERAR ABU SABHA**

TAQWA GHANNAM

Palestine Polytechnic University -2017

SUPERVISOR:

ENG. INAS SHWIKI

Structural design is the most important design of the building after the necessary of architectural design, the distribution of columns, loads, offer durability, the best prices and the highest degree of safety are the responsibility of the structural designer. In this project we will do the structural design of the Yatta Complex. The building consists of two separate buildings, Yatta Hospital of five floors with total area of 10800 square meters and Yatta health center of one floor with total area of 845 square meters.

The architectural of the project is based on multiple steric blocks distributed consistently it terms of aesthetic and functional purposes, as well as it is designed in the form of distributing blocks that provide comfort, ease and speed of access for users.

It is important mentioning that we used the Jordanian code to determine the live loads, for the analysis of the structural and design sections we used the US Code (ACI_318_11), it must be noted that he relying on some computer programs such as: Autocad2007, Safe , Office2007, Atir, Etabs and others.

After the completion of the project to be able to provide structural design of all structural elements with permission of Allah Almighty.

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
نسخة عن صفحة العنوان	ii
شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	iii

الإهداء	iv
الشكر و التقدير	v
ملخص المشروع باللغة العربية	vi
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vii
فهرس المحتويات	viii-xiv
List of Abbreviation	xv- xvi
الفصل الأول: المقدمة	1-4
1-1 المقدمة	2
1-2 أهداف المشروع	2
1-3 مشكلة المشروع	2
1-4 حدود مشكلة المشروع	3
1-5 المسلمات	3
1-6 فصول المشروع	3
1-7 إجراءات المشروع	3-4
الفصل الثاني: الوصف المعماري	5-24
2-1 المقدمة	6
2-2 لمحة عن المشروع	6
2-3 موقع المشروع	7-9
2-4 وصف المساقط الأفقية	10-15
2-4-1 المبنى الأول (مستشفى يطا الحكومي)	10-14
طابق التسوية	10
الطابق الأرضي	11
الطابق الأول	12
الطابق الثاني	13
الطابق الثالث	13-14
2-4-2 المبنى الثاني (مركز يطا الصحي)	14-15
الطابق الأرضي	14-15
2-5 وصف الواجهات	15-20
2-5-1 المبنى الأول (مستشفى يطا الحكومي)	16-18
الواجهة الشمالية	16
الواجهة الجنوبية	16-17
الواجهة الشرقية	17
الواجهة الغربية	18
2-5-2 المبنى الثاني (مركز يطا الصحي)	18-20

الواجهة الشمالية	18
الواجهة الجنوبية	19
الواجهة الشرقية	20
الواجهة الغربية	20
6-2 وصف الحركة	21-24
6-2-1 المبنى الأول (مستشفى يطا الحكومي)	21-23
6-2-2 المبنى الثاني (مركز يطا الصحي)	23-24
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	25-39
1-3 المقدمة	26
2-3 هدف التصميم الإنشائي	26
3-3 الدراسات التحليلية و النظرية	26
3-3-1 الأحمال	27-30
3-3-2 الأحمال الميتة	27
3-3-3 الأحمال الحية	28
3-3-4 الأحمال البيئية	29-30
4-3 العناصر الإنشائية	30-38
4-3-1 العقدات	31
4-3-1-1 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	31
4-3-1-2 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	32
4-3-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	32
4-3-1-4 عقدات العصب ذات الاتجاهين	33
4-3-2 الجسور	33-34
4-3-3الأعمدة	34-35
4-3-4 جدران القص	35-36
4-3-5 الأساسات	36-37
4-3-6 الأدراج	37-38
4-3-7فواصل التمدد	38-39
chapter 4 : Structural Design & Analysis	40-96
4.1 Introduction	41
4.2 Design method and requirements.	41-42
4.3 Check of minimum thickness of structural member	42-43
4.4 Design of topping.	43-45
4.5 Design of (Rib 1) Calculations	45-67
4.5.1 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 24.7 KN.m	49-50

51	4.5.2 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 15 KN.m
52	4.5.3 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 17 KN.m
53-54	4.5.4 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 16.3 KN.m
54-55	4.5.5 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 11 KN.m
55-56	4.5.6 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 9.9 KN.m
56-57	4.5.7 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 16.6 KN.m
57-58	4.5.8 Positive moment $Mu^{(-)}$ =13.9 KN.m
58-59	4.5.9 Negative moment $Mu^{(-)}$ =19.6 KN.m
60-61	4.5.10 Negative moment $Mu^{(-)}$ =15.6 KN.m
61-62	4.5.11 Negative moment $Mu^{(-)}$ =16.8 KN.m
62-63	4.5.12 Negative moment $Mu^{(-)}$ =13.4 KN.m
63-64	4.5.13 Negative moment $Mu^{(-)}$ =8.1 KN.m
64-65	4.5.14 Negative moment $Mu^{(-)}$ =13.6 KN.m
65-66	4.5.15 Negative moment $Mu^{(-)}$ =15 KN.m
66-67	4.5.16 Design of shear of rib1
68-75	4.6 Design Beam (37) at the Basement Floor Slab
70-71	4.6.1 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 268.2 KN .m
71-72	4.6.2 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 267.2 KN.m
72-73	4.6.3 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 213.3 KN.m
73-74	4.6.4 Positive moment $Mu^{(+)}$ = 230.6 KN .m
74-75	4.6.5 Design of shear(B37)
75-77	4.7 Design of Column (C9)
75-76	(4.7.1) Check the slenderness effect
76-77	(4.7.2) Design the stirrups
77	(4.7.3) Check for code requirements
77-82	4.8 Design of Isolated Footing (F8)
77	(4.8.1) Determination of Loads
٧٧	(4.8.2) Determination of Footing Area
78	(4.8.3) Check for one-way shear strength
79-80	(4.8.4) Check for two-way shear action (punching)
80-82	(4.8.5) Design of Bending Moment
82	(4.8.6) Design the column –footing joint "dowels"
84	4.9 Design of Shear Wall (SW22)

85-90	4.10 Design of stair
85	(4.10 .1) Determination of Slab Thickness
85-86	(4.10.2) Load Calculations at section
86	(4.10.3) Design of Shear
86-87	(4.10.4) Design of Bending Moment
87-88	(4.10.5) Design of landing
87	(4. 10.6) Design of Shear
88-89	(4.10.7) Design of Bending Moment
90-93	*4.11 Design of* Basement Wall
91	(4.11.1) Load on basement wall
91	(4.11.2) Design of the shear force
92	(4.11.3) Design of bending moment
92	(4.10.4) Design of the horizontal reinforcement
94-97	4.12 Design of Two Way Solid Slab of Water Tank
94-97	(4.12.1) Calculate the minimum thickness slab
95	(4.12.2) Dead load calculations
95-96	(4.12.3) Shear Design
96	(4.12.4) Flexural Design
96-97	(4.12.5) Positive Moment
98-105	**الفصل الخامس: النتائج و التوصيات.**
99	5-1 النتائج
99	5-2 التوصيات
99	5-3 قائمة المصادر والمراجع
100-105	5-4 الملحقات

فهرس الجداول

4	جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الأول والثاني للسنة الدراسية ٢٠١٦-٢٠١٧
27	جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة
28	جدول (2-3) الأحمال الحية

جدول (3-3) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	30
Table (4-1) Check of minimum thickness of structure members.	42
Table (4-2) Dead load calculation for topping.	44
Table (4-3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.	48
Table(4-4) calculation of the Dead load solid	95

فهرس الأشكال

الفصل الثاني	5-24
شكل (2-1) منظور للمبنى	6
شكل (2-2) موقع قطعة الأرض	8

شكل (2-3) مخطط الموقع العام للمشروع	9
شكل (2-4) مسقط طابق التسوية (المبنى الأول)	10
شكل (2-5) مسقط الطابق الأرضي(المبنى الأول)	11
شكل (2-6) مسقط الطابق الأول(المبنى الأول)	12
شكل (2-7) مسقط الطابق الثاني (المبنى الأول)	13
شكل (2-8) مسقط الطابق الثالث(المبنى الأول)	14
شكل (2-9) مسقط الطابق الأرضي (المبنى الثاني)	15
شكل (2-10) الواجهة الشمالية (المبنى الأول)	16
شكل (2-11) الواجهة الجنوبية(المبنى الأول)	17
شكل (2-12) الواجهة الشرقية(المبنى الأول)	17
شكل (2-13) الواجهة الغربية(المبنى الأول)	18
شكل (2-14) الواجهة الشمالية (المبنى الثاني)	19
شكل (2-15) الواجهة الجنوبية(المبنى الثاني)	19
شكل (2-16) الواجهة الشرقية(المبنى الثاني)	20
شكل (2-17) الواجهة الغربية(المبنى الثاني)	20
شكل (2-18) Section A-A(المبنى الأول)	21
شكل (2-19) Section B-B(المبنى الأول)	22
شكل (2-20) Section C-C(المبنى الأول)	22
شكل (2-21) Section D-D(المبنى الأول)	23
شكل (2-22) Section A-A(المبنى الثاني)	23
شكل (2-23) Section B-B(المبنى الثاني)	24
الفصل الثالث	24-39
شكل (3-1) عقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد	31
شكل (3-2) عقدة المصمتة ذات الاتجاهين	32
شكل (3-3)عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد	32
شكل (3-4) عقدة العصب ذات الاتجاهين	33
شكل (3-5) لشكل الجسور المدلاة والمسحورة	34
شكل (3-6) أشكل مختلفة الأعمدة	35
شكل (3-7) جدار القص	37
شكل (3-8) الأساس المفرد	37
شكل (3-9) الدرج	38
شكل (3-10)فاصل التمدد في المبنى	39
Chapter 4	40-97
Figure (4-1) : Topping load and moment diagram	43

44	Figure (4-2) : Topping of one way rib slab
45	Figure (4-3) : One way rib slab
46	Figure (4-4) : Rib1 in basement floor.
46	Figure (4-5) : Dead load in the rib
46	Figure (4-6) : Live load in the rib
47	Figure (4-7) : Geometry of rib and it's dimension.
47	Figure (4-8) : Reactions of rib (live and dead).
47	Figure (4-9) : Moment diagram of Rib
48	Figure (4-10) : Shear diagram of Rib
68	Figure (4-11) : Beam geometry
68	Figure (4-12) : Load of the beam
69	Figure (4-13) : Shear Diagram in beam
76	Figure (4-14) : Column section and reinforcement
٧٨	Figure (4-15) : One way shear
79	Figure (4-16) : Two way shear
83	Figure (4-17) : Top Plan and section of footing
84	Figure (4-18) : Plan of wall
85	Figure (4-19) : Top view of stair
89-90	Figure (4-20) : Reinforcement for stairs
90	Figure (4-21) : Geometry of basement
93	Figure (4-22) : Reinforcement for Basement Wall
٩٤	Figure (4-23) : Plan Of Solid Slab
٩٧	Figure (4-24) : Reinforcement of solid slab

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension 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 .
- f_y = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- LL = live loads.
- Lw = length of wall.
- M = bending moment.
- Mu = factored moment at section.
- Mn = nominal moment.
- Pn = nominal axial load.
- Pu = factored axial load
- S = Spacing of shear 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.
- Vu = 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 .

الفصـــــــــل الأول

المقدمـــــة

1

1.1 المقدمة.

2.1 أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1 إجراءات المشروع.

1.1 المقدمة

دأب الإنسان منذ بداياته إلى البحث عن المسكن فالتجأ إلى الكهوف والتجاويف الصخرية المحيطة به ، ومع محاولاته لتطوير أساليب الحياة لديه ، والتكيف مع بيئته اجتهد لتطوير مسكنه ، فاستخدم المواد المحيطة به لإنشاء هذا المأوى من أخشاب وجلود الحيوانات والحجارة والطين ، وصولا إلى استخدامه الحديد والاسمنت المستخدم حاليا في البناء.

واستجابة لمتطلبات التقدم والتكنولوجيا بدأ بالاتجاه إلى الأبنية المتخصصة في مجالات حياته العامة والخاصة، فجعل لكل احتياج مبناه الخاص مثل الجامعات والمدارس والمستشفيات والشقق السكنية والمراكز الصحية ، الخ...

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

محور الدراسة في هذا المشروع هو القيام باجراه التصميم الإنشائي لمبنيين منفصلين وهو تصميم إنشائي لمجمع يطا الطبي المقام في مدينة يطا.

2.1 أهداف المشروع

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

1-اكتساب المهارة في القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات، بما يتناسب مع التخطيط المعماري له.
2-القدرة على تصميم العناصر الإنشائية المختلفة.
3-تطبيق وربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة.
4-إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمجمع يطا الطبي ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر و لا يتعارض مع التصميم المعماري.

4.1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل في هذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2017\2016 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

5.1 المسلمات

1-اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .

2-استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe, Etabs , Sap 2000,Staad Pro).

3-برامج أخرى مثل (Autocad 2014 Microsoft office Word & Power Point).

6.1فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على أربعة فصول وهي:

1-الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه

2-الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع

3-الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى

4-الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

7.1 إجراءات المشروع

1- دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و اختيار النظام الإنشائي الملائم.

2)- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور وبلاطات الأسقف بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

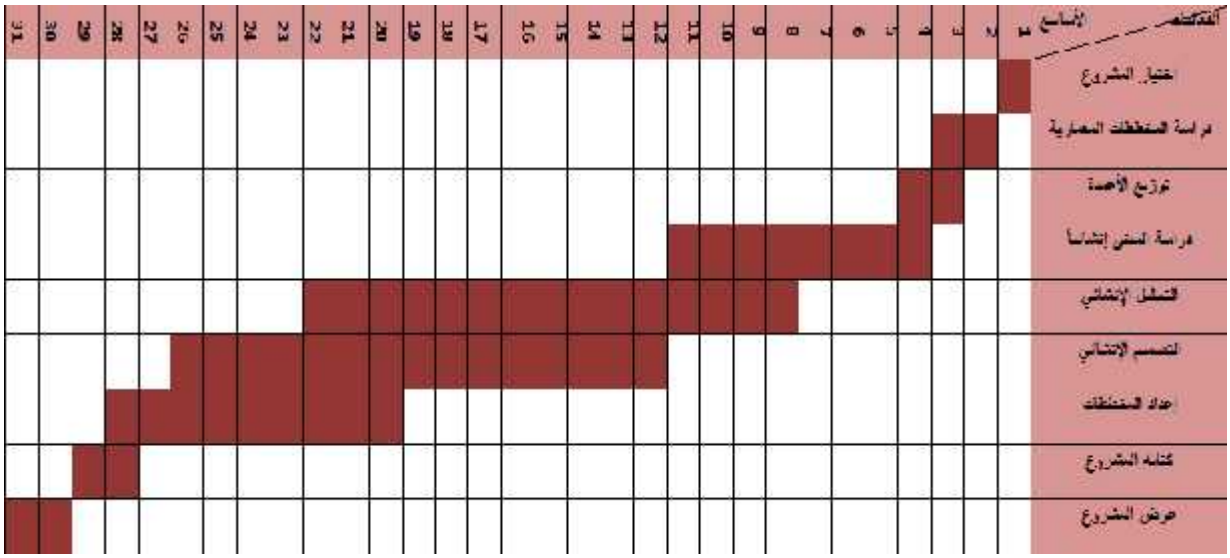
3- تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية تحت تأثير هذه الأحمال .

4- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي سيتم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

الجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الثاني للسنة الدراسية (2016-2017)



الفصـــــــــل الثاني

الوصف المعماري

2

1.2 مقدمه.

2.2 لمحه عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 وصف المساقط الافقية للمبنى.

5.2 وصف الواجهات.

6.2 وصف الحركة.

1.2 مقدمه:

ان الوصف المعماري لأي مبنى حاجه ماسه لنجاحه اذ يساعد في فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها. ومن اهم ميزات تصميم المستشفيات والمراكز الصحية العامة توفير الراحة النفسية للمرضى وتوفير الخدمات الخدمات للمرافقين مثل قاعات الانتظار وغرف الأطباء والممرضين وغرف التشخيص التي تكون واسعه وبلا اعمده لسهولة التنقل داخل المستشفى بالإضافة لتوفير الانارة والتهوية المناسبة.

لأداء أي عمل لا بد ان يتم بمراحل عده حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي مبنى لا بد من تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الانشائية)، ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المبنى، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة اذ يجري التوزيع الاولي لمرافقه لتحقيق الفراغات والابعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الانارة والتهوية والعزل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

2.2 لمحه عن المشروع :

تتلخص فكرة المشروع في لنشاء مجمع طبي يحوي عدد من التخصصات المختلفة في مدينة يطا تحقق الأهداف وتلبي جميع الخدمات التي توفرها المجمعات الطبية الحديثة؛ فهي تشمل على مجموعه من التخصصات وقاعات متعددة الأغراض وقاعات انتظار وغرف مرضى وغرف موظفين وغيرها من الخدمات، ويتكون المجمع من مبنيين منفصلين ، وهما مستشفى يطا الحكومي المكون من خمسة طوابق بمساحة اجمالية 10800مترا مربعا ومركز يطا الصحي المكون من طابق واحد بمساحة 845مترا مربعا وقطعة ارض مخصصة للمبنى تقدر 12000مترا مربعا .

الشكل (1-2): منظور للمبنى.

3.2 موقع المشروع:

تقع قطعة الأرض المقترحة في مدينة يطا جنوب محافظة الخليل على بعد 20 كم منها على نهاية جبل فلسطين الجنوبية في منطقة المنطار تحديدا على شارع يطا –السموع والذي يبلغ عرضه حوالي 20م - بناء على المخطط الهيكلي للمدينة - ويتفرع منه شارع يمر بجانب قطعة الأرض بلدية يطا بفتحه بحيث يبدأ من شارع السموع وينتهي عند قطعة الأرض المخصصة لمباني المستشفى ، وعرض للشارع حوالي (16)، ومتوسط ارتفاع المدينة عن مستوى سطح البحر هو 820 مترا مع تفاوت الارتفاعات في المدينة نظرا لاتساع مساحة أراضيها فهي تعد ثاني أكبر مدن محافظة الخليل حيث أنها تسيطر على إقليم واسع يمتد من أراضي الظاهرية غرباً ودورا في الشمال الغربي والخليل شمالاً حتى منخفض البحر الميت شرقاً والخط الأخضر على مشارف منطقة القب جنوباً، فهي تشكل منطقة انتقالية بين جبل الخليل المرتفعة شمالاً ومنطقة القب المنبسطة جنوباً ،للشكل (2-2) يبين موقع قطعة الأرض.

وقد تم مراعاة التالي في اختيار موقع المبنى:

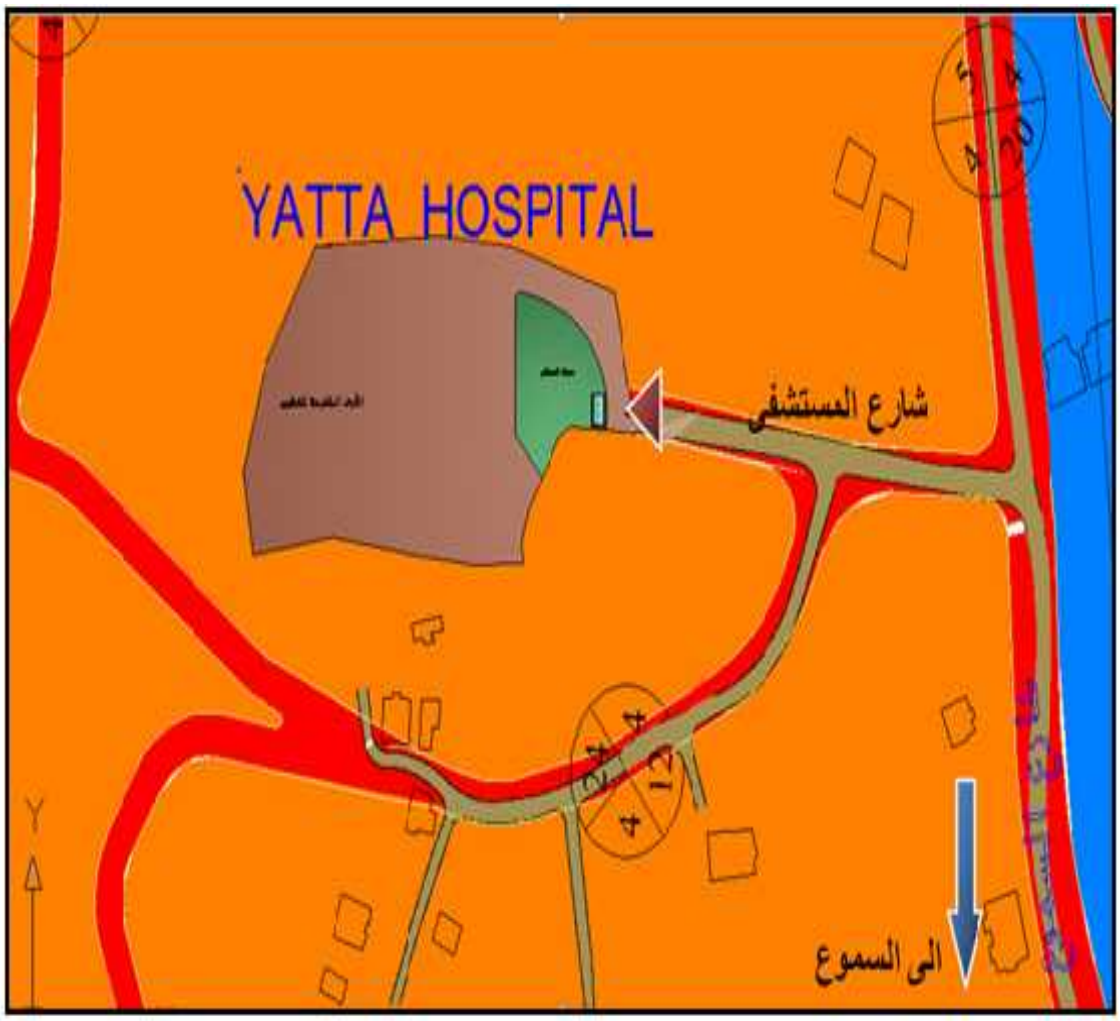
1.سهولة الوصول إليه من الشارع الرئيسي

2. توفر الخدمات العامة من كهرباء وماء وشبكة صرف صحي

3.أخذ الانحدار الطبيعي للأرض بعين الاعتبار في التصميم

وقد تم تصميم المبنى بما يلائم مع قطعة الارض التي المخصصة له ،وللشكل (2-3) يبين مخطط الموقع العام للمشروع

الشكل (2-2) موقع قطعة الأرض



الشكل(3-2) مخطط الموقع العام للمشروع

4.2 وصف المساقط الافقية:

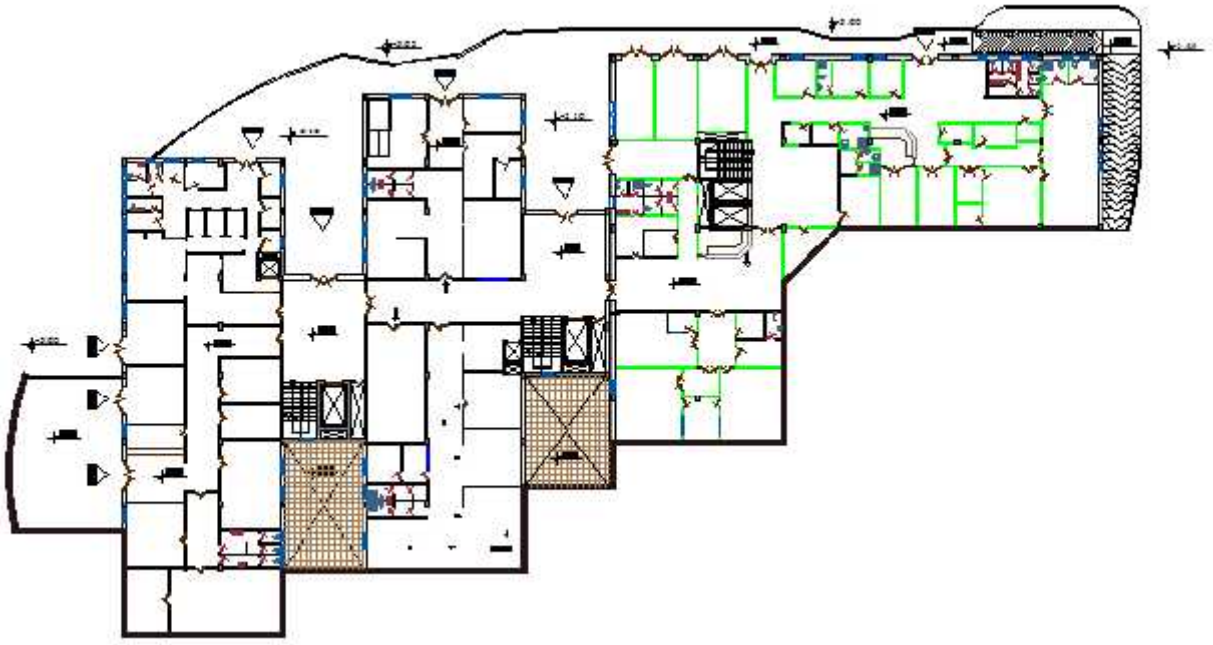
المبنيين في تركيبتهن الهندسية يعتمدان اعتمادا كليا على شكل المستطيلات المتداخلة نظرا لطبيعة قطعة الأرض و تبلغ المساحة الكلية لهذين المبنيين 11645 مترا مربعا .

4.2.1 المبنى الأول (مستشفى يطا الحكومي):

يتكون هذا المبنى من خمسة طوابق وتبلغ المساحة الكلية لهذا المبنى 10800مترا مربعا.

طابق التسوية :

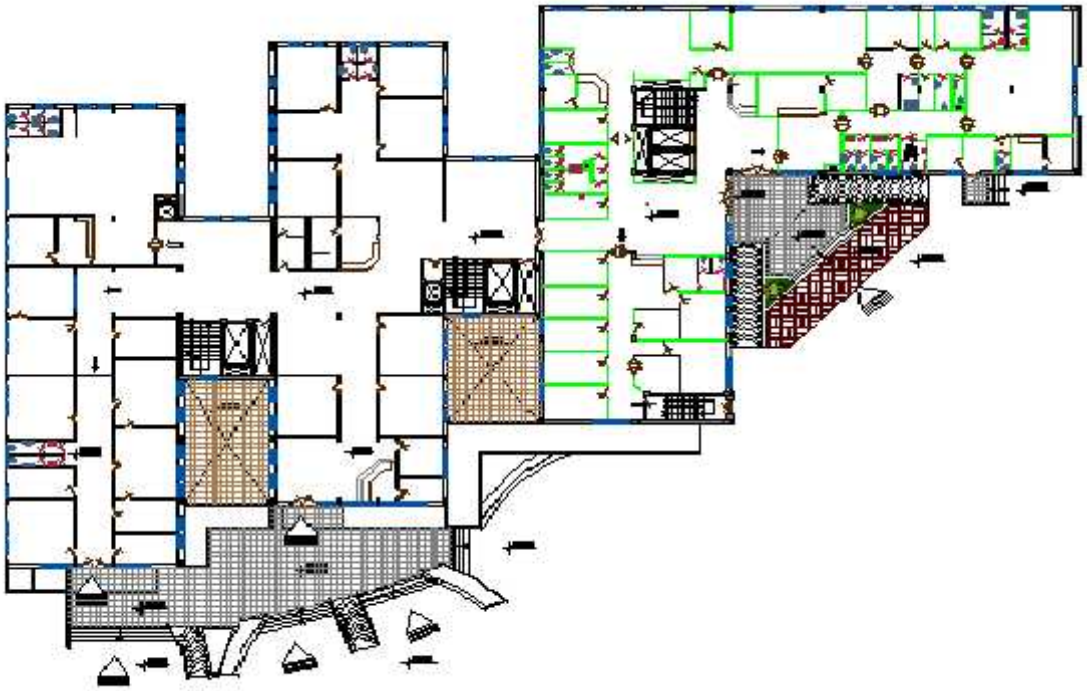
تبلغ مساحة هذا الطابق 2330م٢ ذات منسوب (3.1-م) من سطح الأرض و هو عباره عن طابق طوارئ و استقبال المرضى و قسم التعقيم وغرف الغسيل و مخازن و خدمات أخرى ، ويمتاز بسهولة حركة الموظفين و المرضى وكذلك سهولة دخول الحالات الصعبة و الفورية له من الباب الرئيسي و سهولة الانتقال من طابق التسوية الى طابق اخر حسب طبيعة المرض ، و يمتاز أيضا بمساحات مناسبة للغرف العلاجية و التشخيصية و توزيع الاسرة بشكل مناسب للحالات المرضية.



الشكل (4-2) مسقط طابق التسوية

الطابق الأرضي :

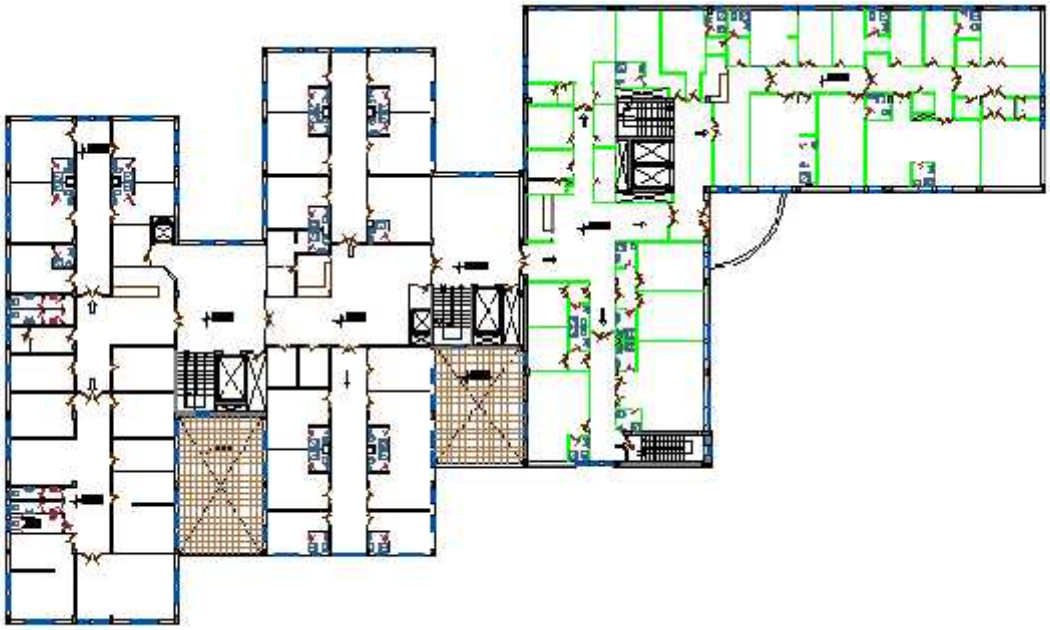
تبلغ مساحة هذا الطابق 2330 م٢ على منسوب (+1.04م) من سطح الأرض ،ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات التي تشمل قسم الكلية الصناعية و قسم المختبرات أماكن الانتظار و العيادات وغرف الغسيل و صيدلية و مخازن ادويه و غرف موظفين و كافتيريا.



الشكل (2-5) مسقط الطابق الأرضي

الطابق الأول:

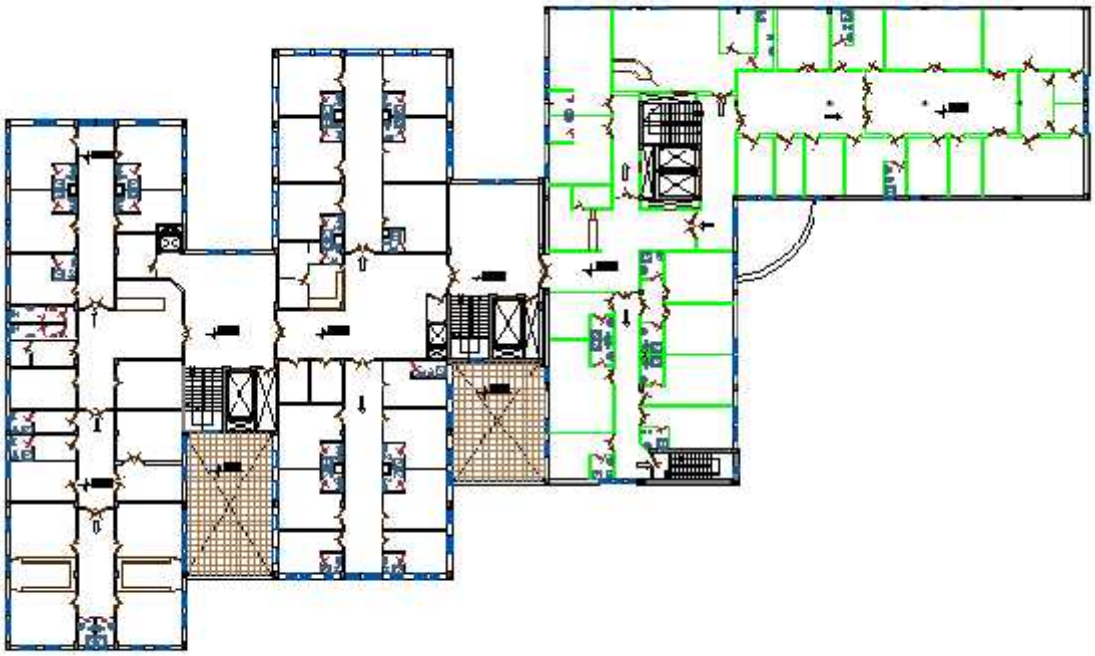
تبلغ مساحة هذا الطابق 2330 م٢ على منسوب (+ 5.20م) من سطح الأرض ،و يمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ، فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل قسم الولادة وقسم الأطفال وقسم الإدارة و خدمات أخرى للمرضى و الموظفين و الأطباء.



الشكل (2-6) مسقط الطابق الأول

الطابق الثاني :

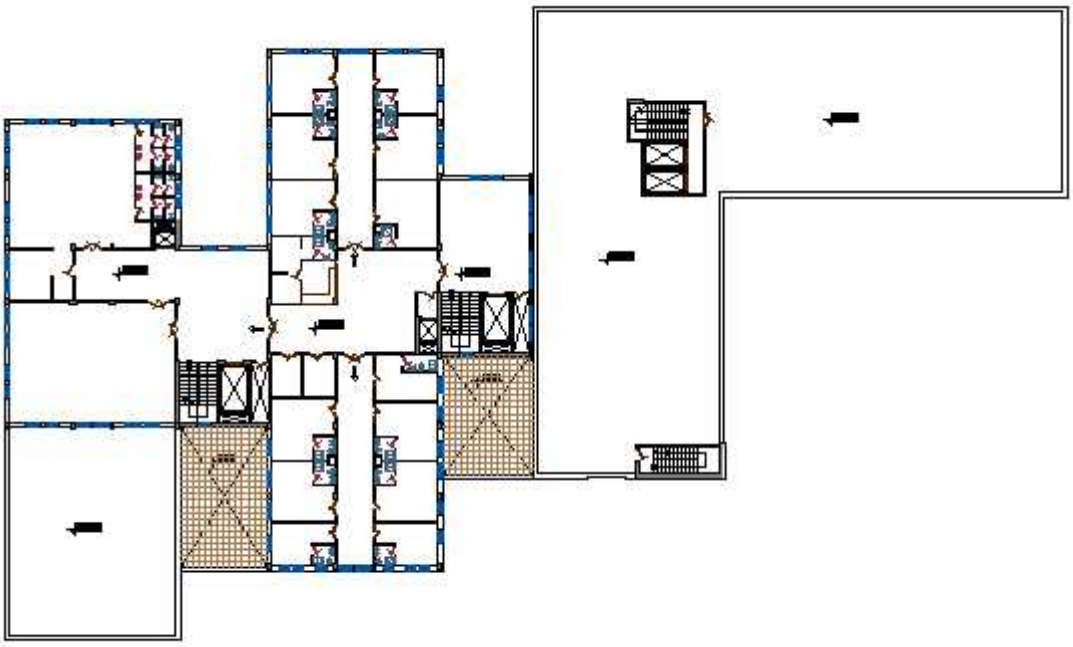
تبلغ مساحة هذا الطابق 2330م٢ على منسوب (+9.36م) من سطح الأرض ،و يمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته ،فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل قسم العمليات وقسم البلطني و وحدة العناية المكثفة و أماكن انتظار .



الشكل (2-7) مسقط الطابق الثاني

الطابق الثالث :

تبلغ مساحة هذا الطابق 1330م٢ على منسوب (+13.52م) من سطح الأرض و يمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة ،فضلا عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق و الموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل قسم الحروق وقسم منامات الجراحة و كافيتريا وقاعة فيديو .



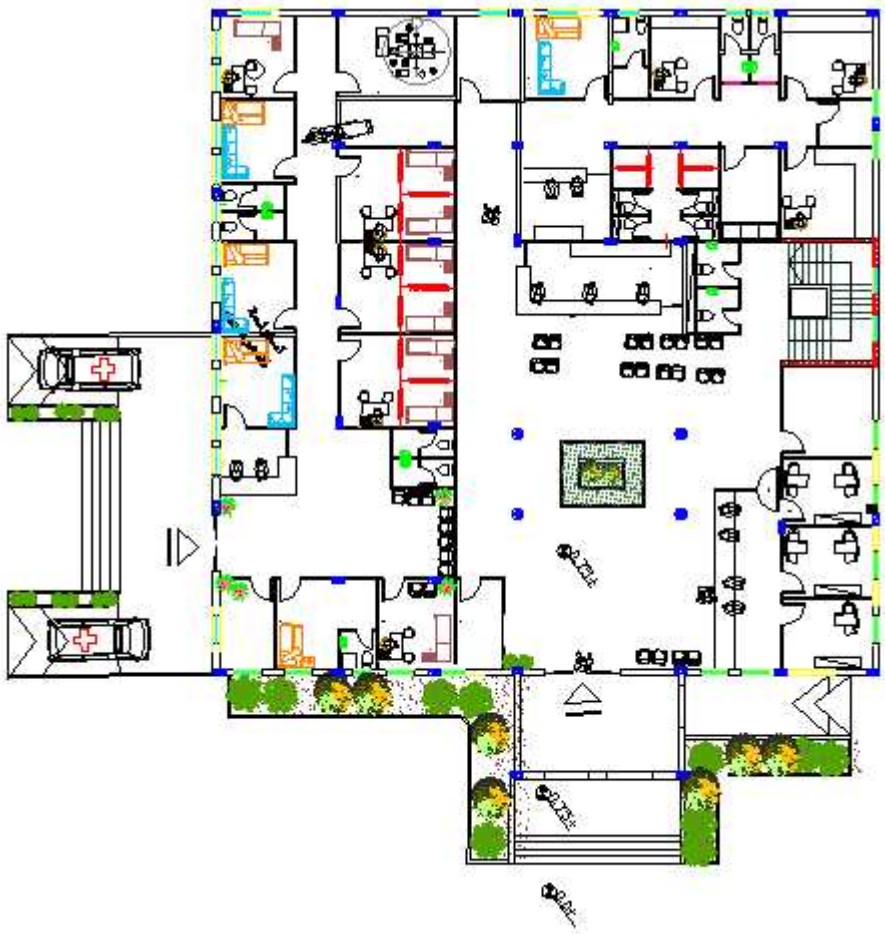
الشكل (2-8) مسقط الطابق الثالث

4.2.1 المبنى الثاني (مركز يطا الصحي):

يتكون هذا المبنى من طابق واحد وتبلغ المساحة الكلية لهذا المبنى 845م٢.

الطابق الأرضي :

تبلغ مساحة هذا الطابق 845م٢ ذات منسوب (+4.50م) من سطح الأرض و هو عباره عن طابق مختبرات و استقبال المرضى و قسم الطوارئ واستراحة للأمن والأطباء و مخازن و خدمات أخرى ، ويمتاز بسهولة حركة الموظفين و المرضى وكذلك سهولة دخول الحالات الصعبة و الفورية له من الباب الرئيسي.



الشكل (9-2) مسقط الطابق الأرضي

5.2 وصف الواجهات:

لا شك في ان الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل انها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات و التي تعكسها الواجهة؛ و هذا يأتي من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة و التي لا بد ان تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ ، او من خلال المناسيب و تفاوتها.

5.2.1 المبنى الأول (مستشفى يطا الحكومي):

الواجهة الشمالية :

يلاحظ الناظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها ، و يظهر تداخل الكتل الافقية و الراسية الامر الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى.

الشكل (10-2) الواجهة الشمالية

الواجهة الجنوبية :

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى و فيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . والنظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى . كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات من جهة و قطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج و الالمنيوم حيث اضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير اضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى.

الشكل (2-11) الواجهة الجنوبية

الواجهة الشرقية :

يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي لقسم الطوارئ و المدخل الرئيسي لقسم التعقيم ،ويلاحظ النظر الى هذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعا للوظيفة التي تؤديها ، و يظهر تداخل الكتل الافقية و الراسية الامر الذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلا عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و لستخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات و يظهر في الواجهة التراجعات للمبنى.

الشكل (2-12) : الواجهة الشرقية

الواجهة الغربية :

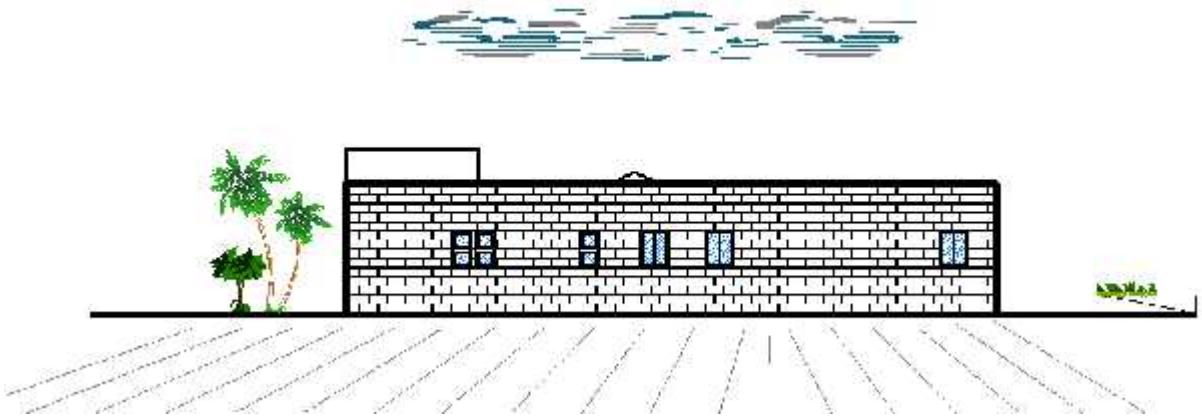
يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للمبنى . والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى . كما يلاحظ استخدام نوعين من الحجر لتمييز مواقع الفتحات من جهة و قطع الملل من جهة أخرى. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج و الالمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالا من جهة و من جهة أخرى فان مثل هذه الفتحات تسهم في توفير اضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى.

الشكل (13-2) : الواجهة الغربية

4.2.1 المبنى الثاني (مركز يطا الصحي):

الواجهة الشمالية:

يظهر في هذه الواجهة طريقة التصميم المعمارية التي إعتمدت على إستخدام المواد الإنشائية الحجرية والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى .



الشكل (2-14) : الواجهة الشمالية

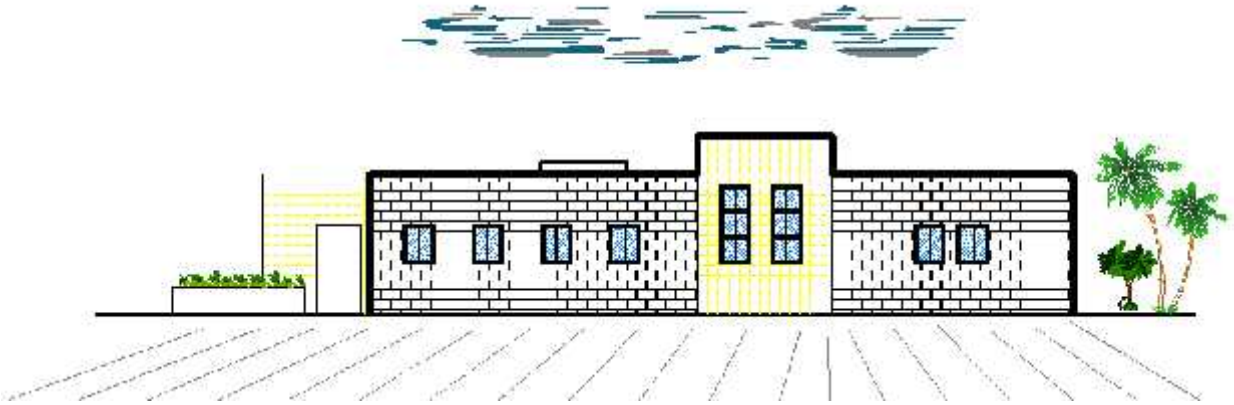
الواجهة الجنوبية :

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى و فيها يظهر المدخل الرئيسي للمبنى . والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى .

الشكل (2-15) : الواجهة الجنوبية

الواجهة الشرقية :

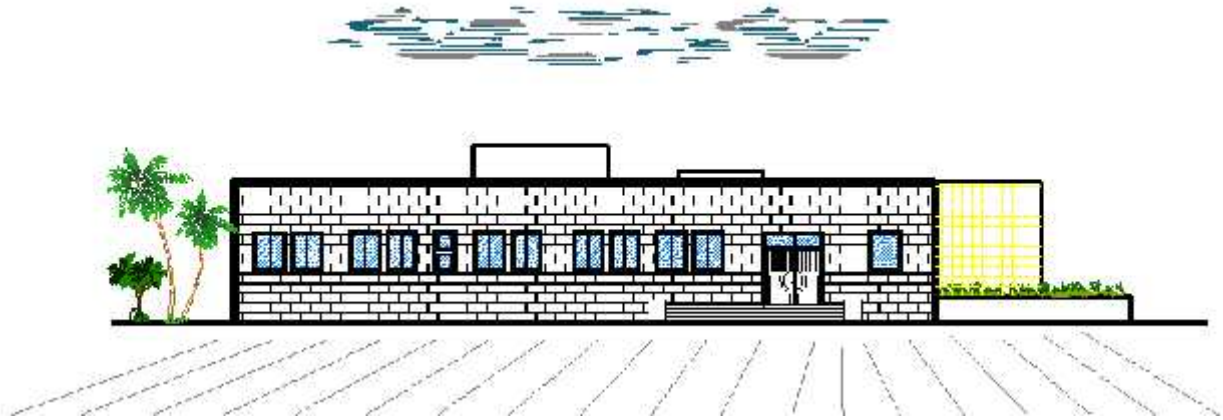
يظهر في هذه الواجهة طريقه التصميم المعمارية التي اعتمدت على استخدام المواد الإنشائية الحجرية وأيضا مدخل فرعي والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى .



الشكل (2-16) : الواجهة الشرقية

الواجهة الغربية :

يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للطوارئ . والناظر لهذه الواجهة يرى تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و هذا بدوره يعكس اختلاف الوظيفة التي تحويها فراغات المبنى .



الشكل (2-17) : الواجهة الغربية

6.2 وصف الحركة

تأخذ الحركة لشكالا عدة سواء من خارج المبنى باتجاه الداخل، او الحركة داخل المبنى نفسه؛ فالحركة من خارج المبنى الى داخله تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى والمنسوب الداخلي. اذ يمكن الدخول للمبنى من مكانين: مكان لدخول الموظفين والمراجعين والممرضين الطابق الأرضي ومكان من طابق التسوية لدخول الحالات الخطرة والمستعجلة، اما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم الى حركة افقية داخل الطابق الواحد وحركة راسية بين الطوابق المختلفة بستخدام المصاعد والادراج.

6.2.1 مستشفى يطا الحكومي (المبنى الأولي)

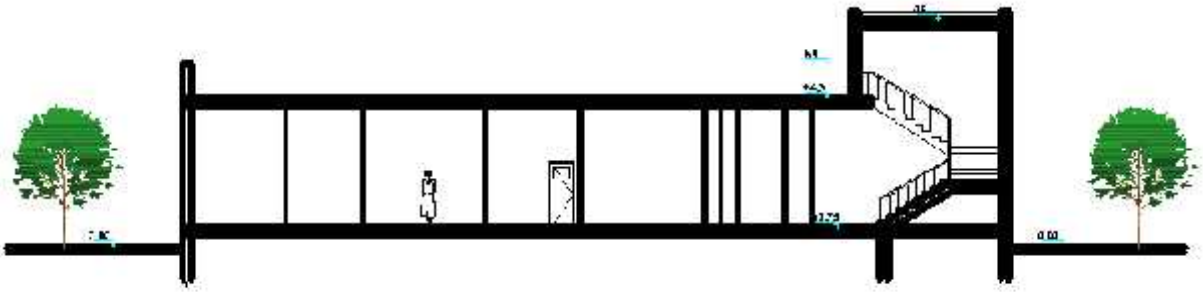
الشكل (2-18) :قطاع A-A

الشكل (2-19) :قطاع B-B

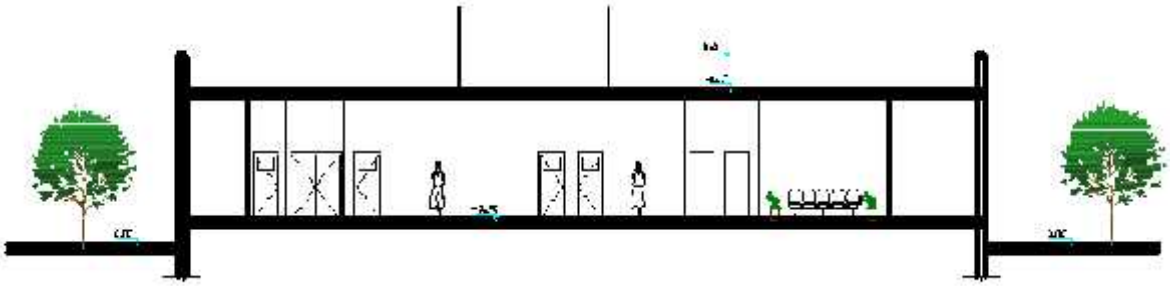
الشكل (2-20) :قطاع C-C

الشكل (2-21) :قطاع D-D

6.2.2 مركز يطا الصحي (المبنى الثاني)



الشكل (2-22) :قطاع A-A



الشكل (2-23) :قطاع B-B

الفصـــــــــل الثالث

الوصف الإنشائي

3

1.3 المقدمة.

2.3هدف التصميم الإنشائي.

3.3الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية للمبنى.

4.3العناصر الإنشائية.

1.3مقدمة

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

2.3هدف التصميم الإنشائي

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

- الأمان (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل(Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثرسلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

3.3.1 الأحمال

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

3.3.1.1 الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي **كالتالي**:

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة المسلحة	25
4	الطوب	10
5	القصارة	22
6	الرمل	16

3.3.1.2 الأحمال الحية

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

١. **أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.**
٢. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. **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 اعتمادا على نوعية استخدام المبنى.

الجدول (2-3) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحملالحي kN/m^2
1	مواقف السيارات	4
2	المخازن	3
3	الأدراج	4
4	السقوف	4
5	المطاعم	5
6	المكاتب	2
7	المستشفيات	5

3.3.1.3الأحمال البيئية :

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

3.3.1.3.1الرياح :

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها 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 اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

3.3.1.3.2الثلوج :

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

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

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

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

الجدول (3-3) : أحمال الثلوج

علو المنشأ عن سطح البحر (H) (بالمتر)	أحمال الثلوج (KN /M²)
h< 250	0
h > 25<500	(h-250) / 1000
h > 500<1500	(h-400) /400
h > 1500<2500	(h – 812.5) /250

3.3.1.3.3 الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم(UBC97).

4.3 العناصر الإنشائية

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

4.3.1 العقدات :

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

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

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى :

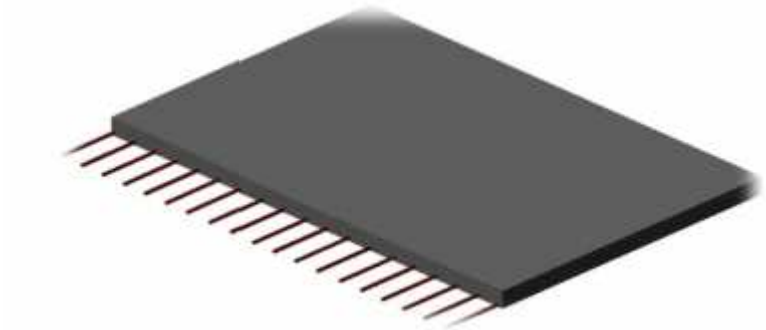
- العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slabs).
- العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slabs).

٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

4.3.1.1 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One Way Solid Slabs):

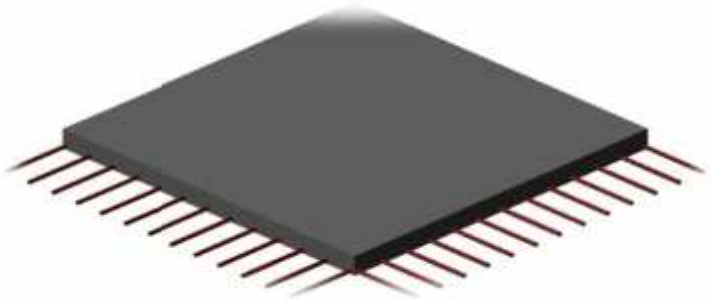
ومنها ما هو باتجاه واحد و اتجاهين وقد تم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد في بعض عقدات بيت الدرج وعقدة.



الشكل (3-1): عقداتمصمتة ذات الاتجاه الواحد.

4.3.1.2العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)

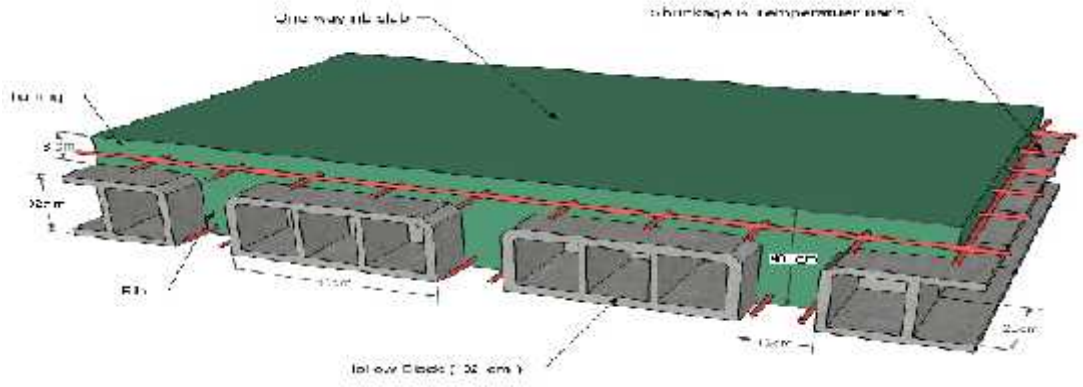
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليحالرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (2-3).



الشكل (3-2):عقدات مصمتة ذات الاتجاهين.

4.3.1.3عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

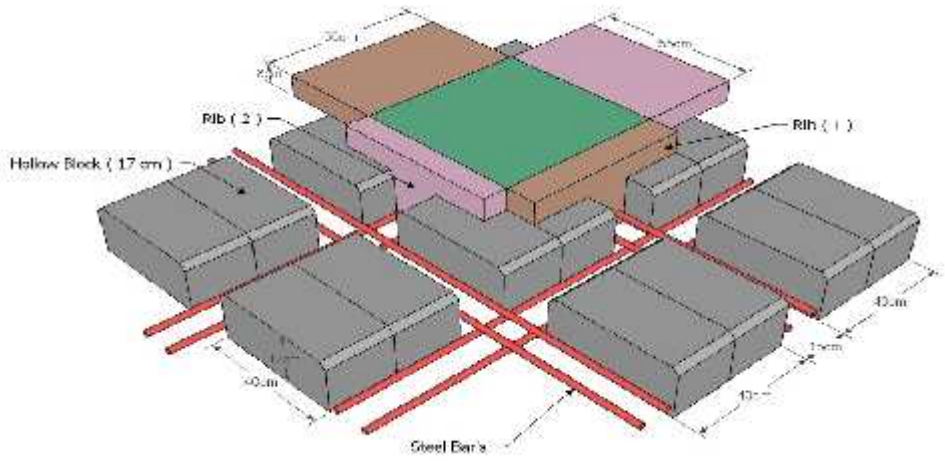
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها ، وهي إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب ، ويكون التسليح باتجاه واحد كما هو مبين في الشكل (3-3).



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

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

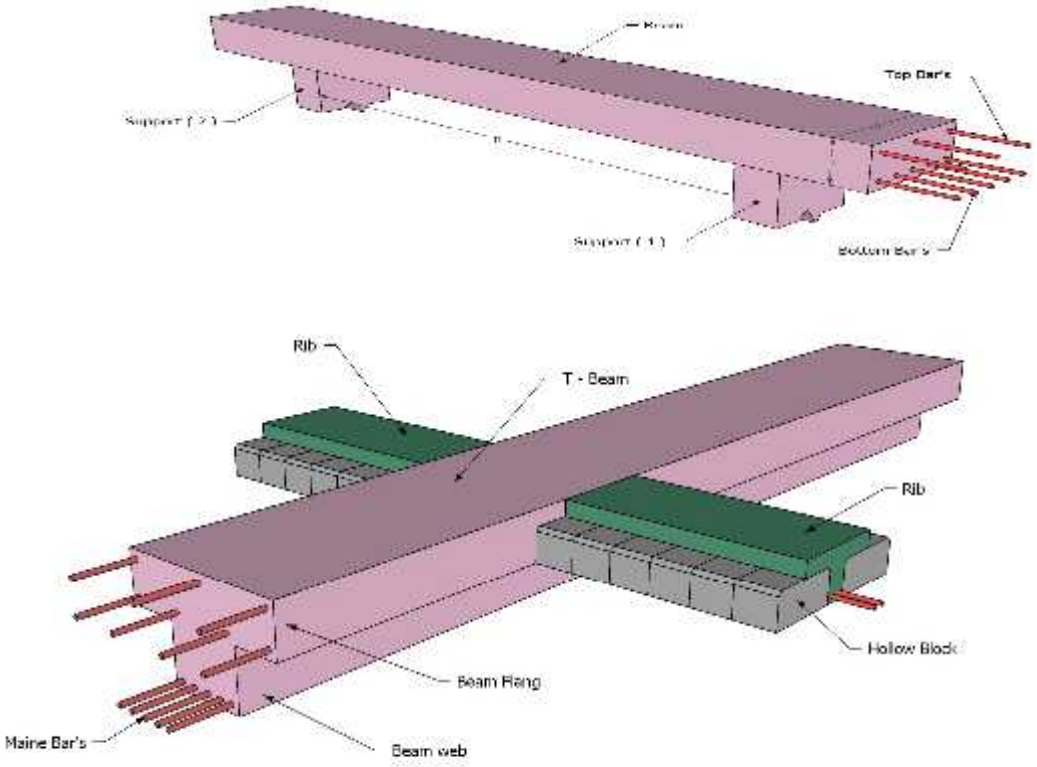
و هذا النوع سيتم استخدامه في عقدات الطوابق بشكل بسيط في المناطق ذات الابعاد الكبيرة وعدم القدرة على وضع الاعمدة الحاملة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



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

4.3.2 الجسور:

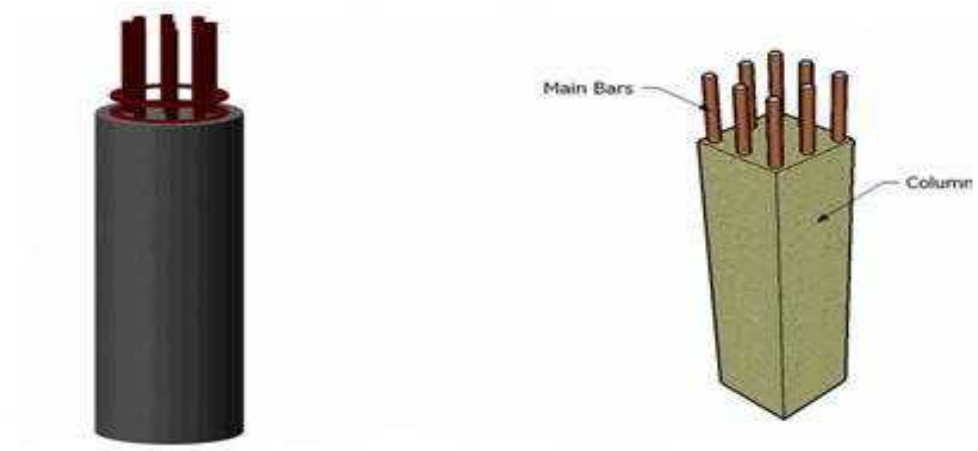
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، **جسور مسحورة** (مخفية داخل العقدات) **والجسور المدلاة** "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الأحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.



الشكل (3-5) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة

4.3.3 الأعمدة:

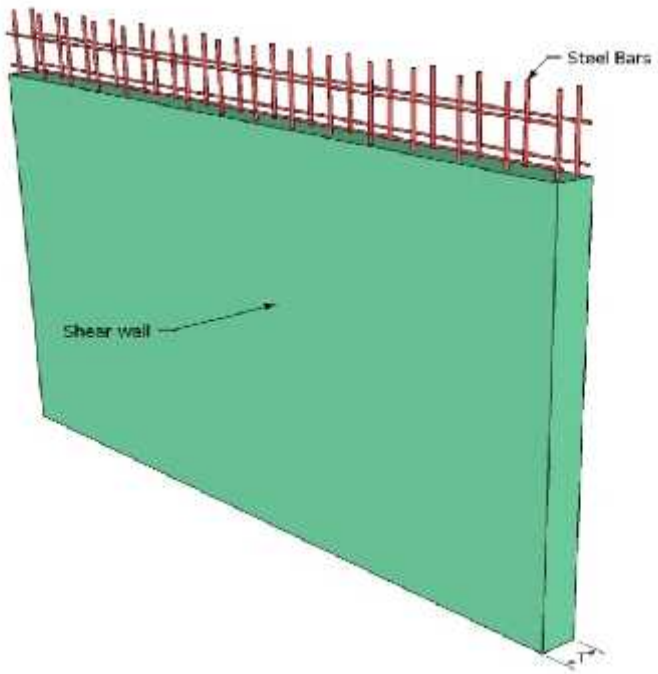
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (3-6)أشكال مختلفة للأعمدة

4.3.4الجدران الحاملة (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 تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وتم تحديد الجدران الحاملة في 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 تشكلهجدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثارهعلى جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.



الشكل (3-7): جدار القص.

4.3.5 الأساسات:

الأساسات هي أول ما يبدأ تنفيذها 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:-

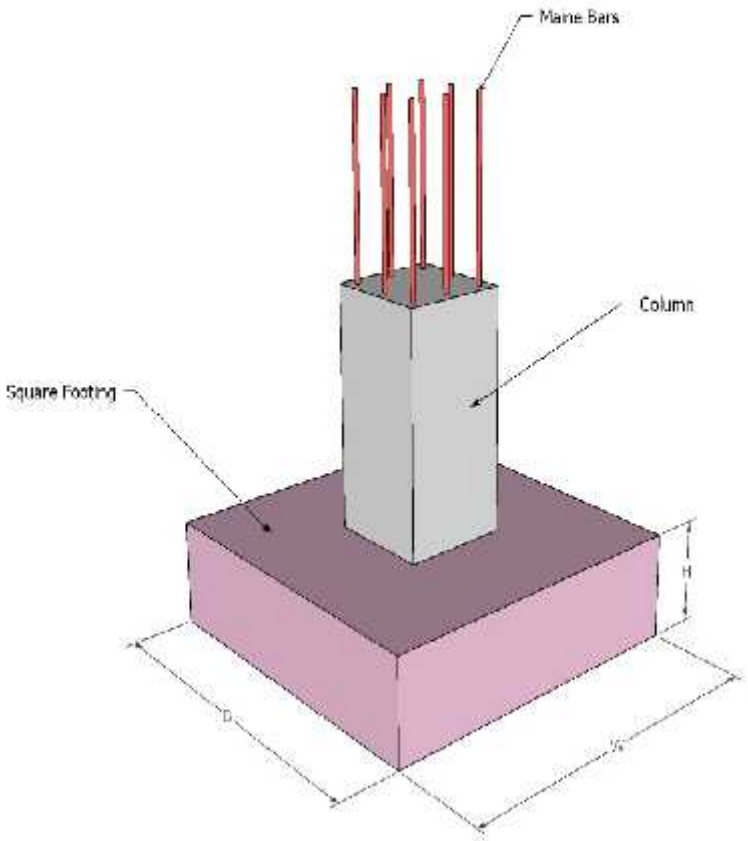
١-أساسات مفصلة.

٢-أساسات مزدوجة.

٣-أساسات شريطية.

٤-أساسات البلاطة.

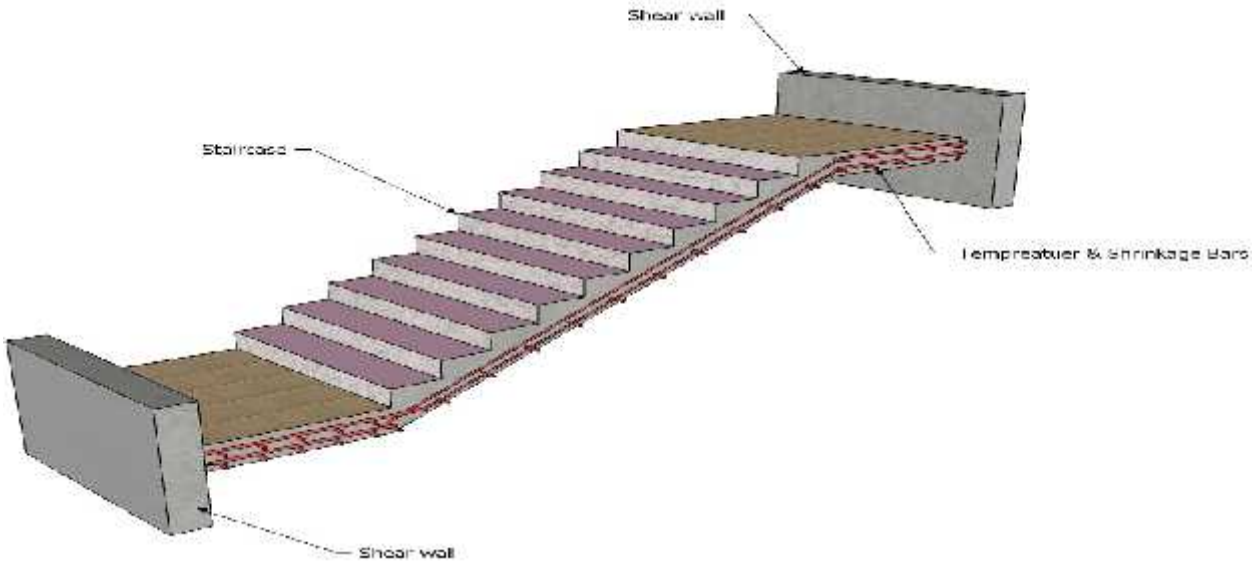
وتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لنوع التربة وقوة تحملها والأحمال الواقعة عليها.



الشكل (3-8) : الأساس المفصل

4.3.6 الأدراج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (3-9) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (3-9): الدرج .

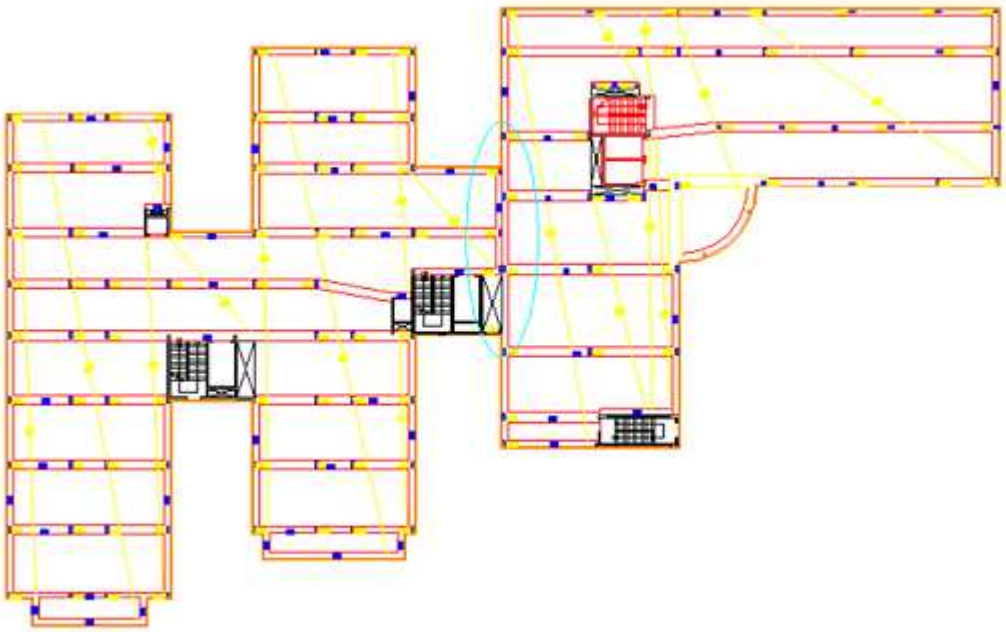
4.3.7 Joints Expansions فواصل التمدد :

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معا. وعند تحليل المنشات لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية.

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

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

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (٣سم).



الشكل (3-10)فاصل التمددفي المبنى .

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4

4.1 Introduction.

4.2 Design method and requirements.

4.3 Check of minimum thicknesses of structural members.

4.4 Design of topping.

4.5 (Rib 1) Calculations.

4.6 Design of Beam(Beam 37)at the Basement Floor Slab.

4.7 Design of Column (C9).

4.8 Design of Isolated Footing (F8).

4.9 Design of Shear Wall(SW22).

4.10 Design of stair.

4.11 Designof Basement Wall.

4.12 Design of Two Way Solid Slab of Water Tank.

4.13 Design of Truss Using Sap 2000.

4.14 Design of Strip Footing Using Safe 2016.

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 highcompressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, whichcan provide the needed strength in tension.

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

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes andspecifications 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/m^3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m^3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m^3.

4.2 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements andassumptions of **ACI_code (318_011)**.

✓ **Strength design method:**

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

This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is thenproportioned such that the strength is reached when factored load is acting.

The computation ofthis 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:
The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

- ✓ Code : ACI 2011
  UBC
- ✓ Material :

Concrete: B300…. (fc'= 30*0.8 = 24MPa) .

Reinforcement steel : The specified yield strength of the reinforcement
{fy = 420 N/mm²(MPa)}

- ✓ **Factored loads:**

The factored loads for members in our project are determined by:
W_u = 1.2 D_L + 1.6 S_L ACI-code-318-11(9.2.1).

4.3 Check of minimum thickness of structural member :

TABLE 9.5(a) — MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED. (ACI 318M-11)

	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

For rib :

h_{min}=L/18.5=5.4/18.5=29.2 cm " One end continuous "
h_{min}=L/21 = 5.4/21 = 25.7cm " Both ends continuous "
select : 32 cm thickness with 24 cm block and 8 toping .

For beam :

h_{min}=L/18.5=5.1/18.5=27.6 cm " One end continuous "
h_{min}=L/21=3/21=14 cm " Both ends continuous "

select h=32 cm .

4.4 Design of topping:

✓ **Statically system for topping** :

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs

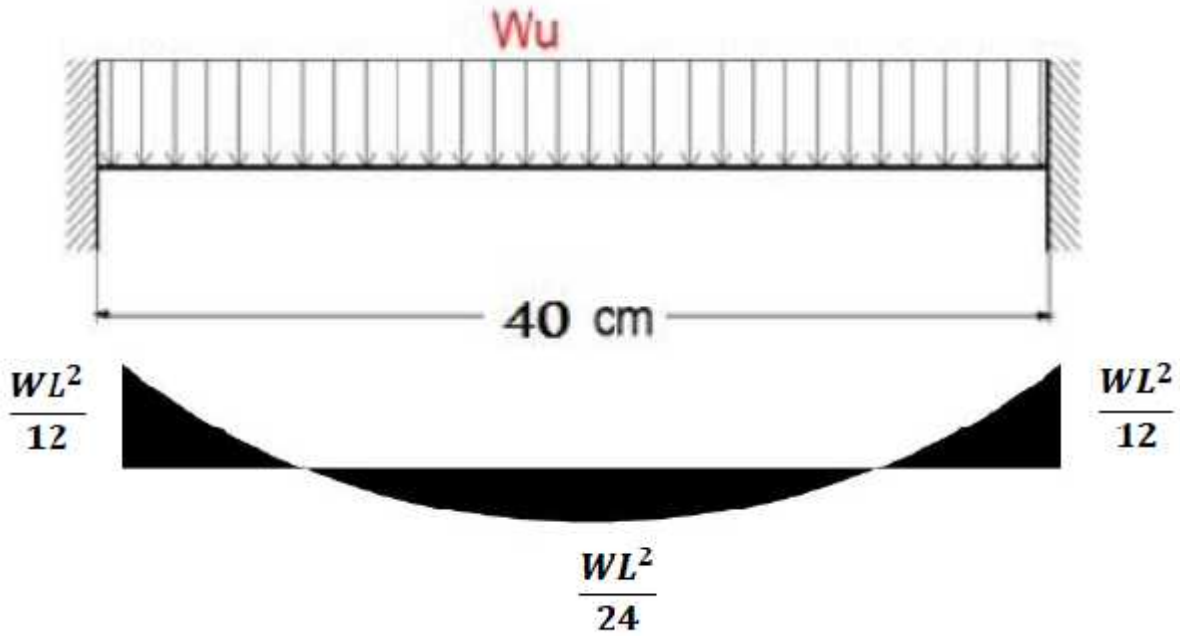


Fig 4.1: topping load and moment diagram.

For the topping , the total dead load to be used in the analysis and design is calculated as follows:

Table (4 – 2) Dead load calculation for topping

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23= 0.69 KN/m
2	**Mortar**	0.02*22= 0.44 KN/m
3	**Coarse Sand**	0.07*17= 1.19 KN
4	**Topping**	0.08*25= 2 KN/m
5	**Partitons**	1*1= 1 KN/m/
		Sum = 5.32KN/m

Nominal total dead load = 5.32 KN/m^2.
Nominal total live load = 5KN/m^2.

Design of topping for ribbed slab as a plain concrete section :-

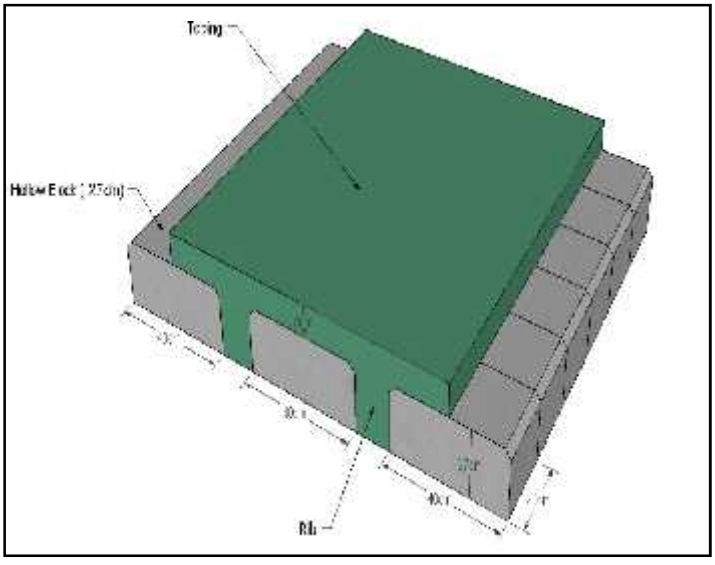


Fig. (4-2) : Topping of one way rib slab

q_u= 1.2×D+1.6×L

14.384 KN/m. (totalfactored load)

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12} = 0.192\ KN.m$$

$$\emptyset M_n = 0.55 * 0.42 * \sqrt{24} * 1000 * 80^2/6 = 1.207\ KN.m$$

$$\emptyset M_n = 1.207\ KN.m > M_u = 0.192\ KN.m$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement :-

$$\rho = 0.0018$$

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

∴ **Use 8 @ 20 cm in both directions.**

Check shear strength :

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 2.88\ KN.m$$

$$\emptyset * Vc = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1 * 80 = 49\ KN$$

49 2.88

∴**No shear reinforcement is requirement .**

4.5) Design of rib :

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

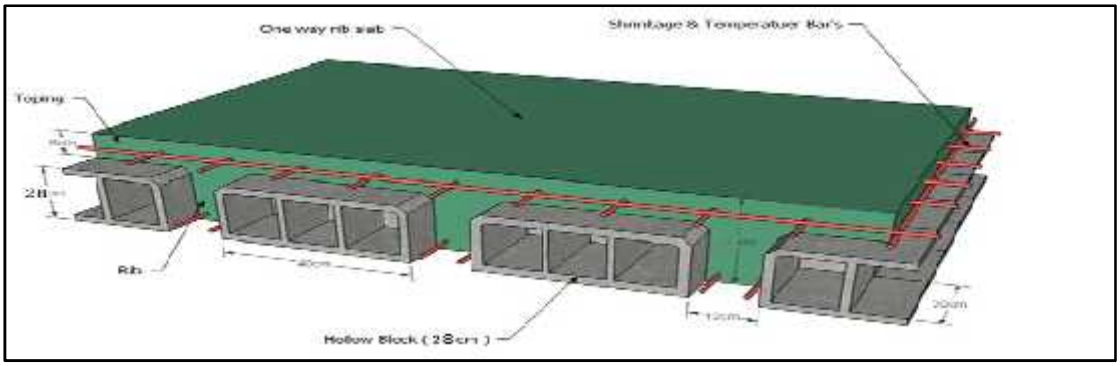


Fig. (4-3) : One way rib slab

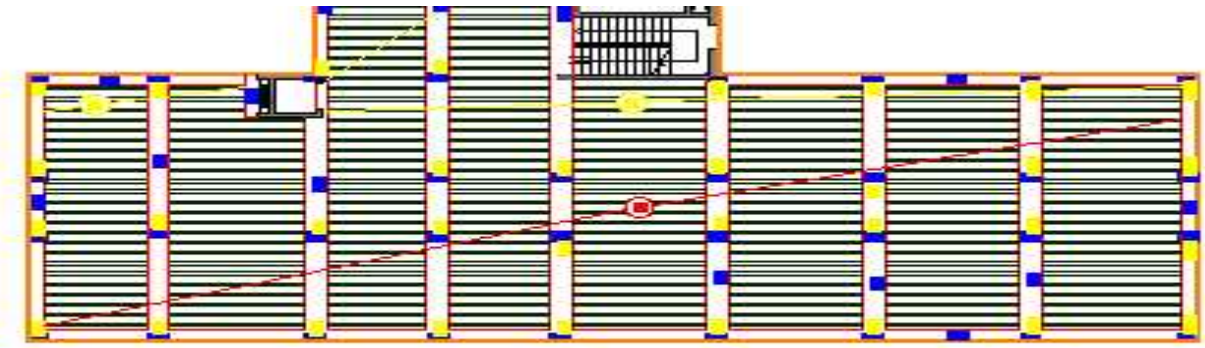


Fig 4.4: Rib 1 in basement floor.

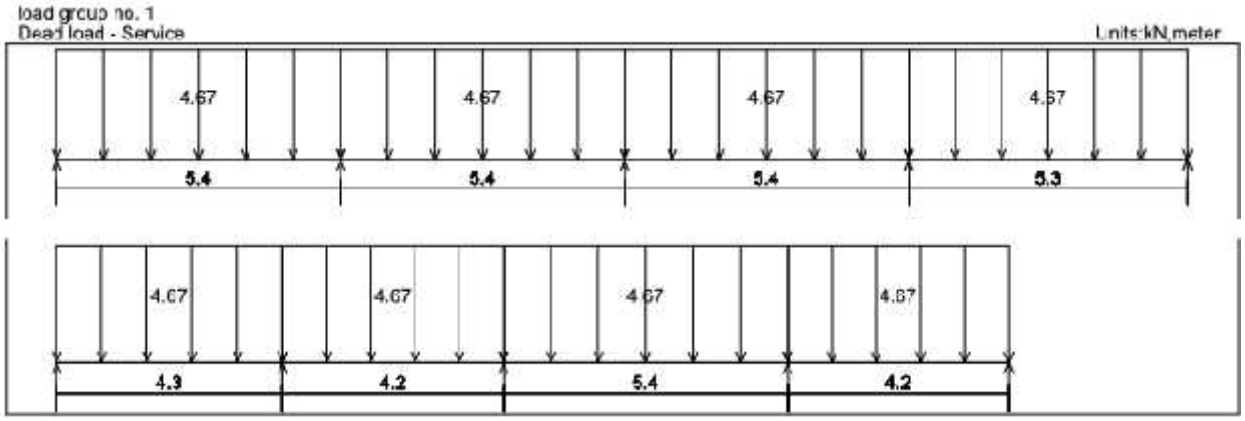


Fig 4.5: Dead load in the rib .

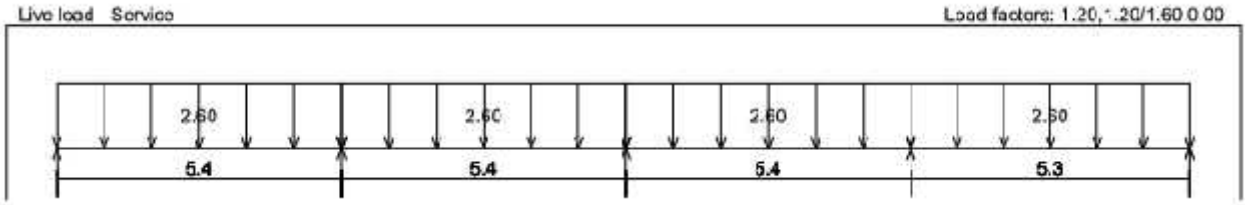


Fig 4.6 : Live load in the rib .

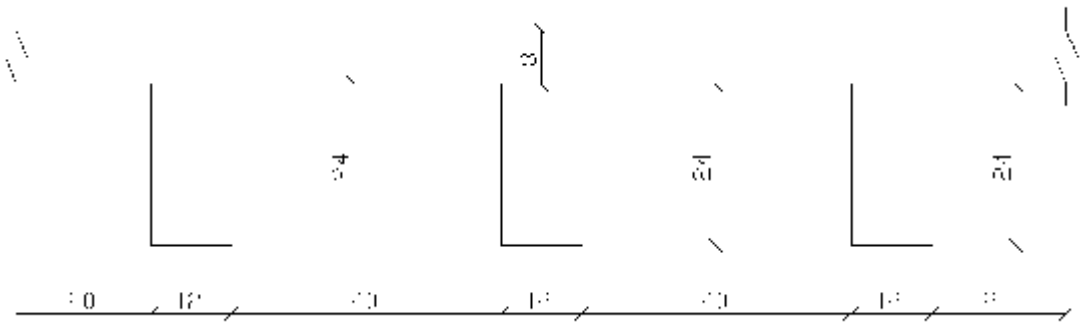


Fig 4.7: Geometry of rib and it's dimension.

Reactions

Factored

DeadR	11.94	34.37	29.14	30.84	27.37	21.77	27.62	30.58	8.53
LiveR	10.03	27.23	25.76	25.92	23.81	21.31	23.35	23.68	7.95
Max R	21.98	61.6	54.9	56.75	51.18	43.08	50.97	54.25	16.48
Min R	10.77	44.76	37.59	40.57	34.	27.21	34.	40.22	6.9
Service									
DeadR	9.95	28.64	24.28	25.7	22.81	18.14	23.02	25.48	7.11
LiveR	6.27	17.02	16.1	16.2	14.88	13.32	14.59	14.8	4.97
Max R	16.22	45.66	40.38	41.9	37.69	31.46	37.61	40.28	12.08
Min R	9.22	35.15	29.56	31.78	26.95	21.54	27.01	31.51	6.09

Fig 4.8 : Reactions of rib (live and dead).

Rib 1

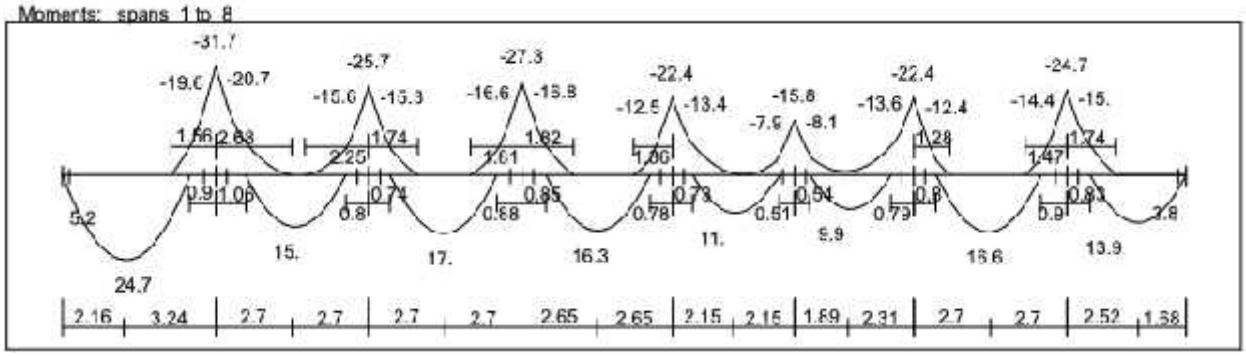


Fig 4.9: Moment diagram of Rib .

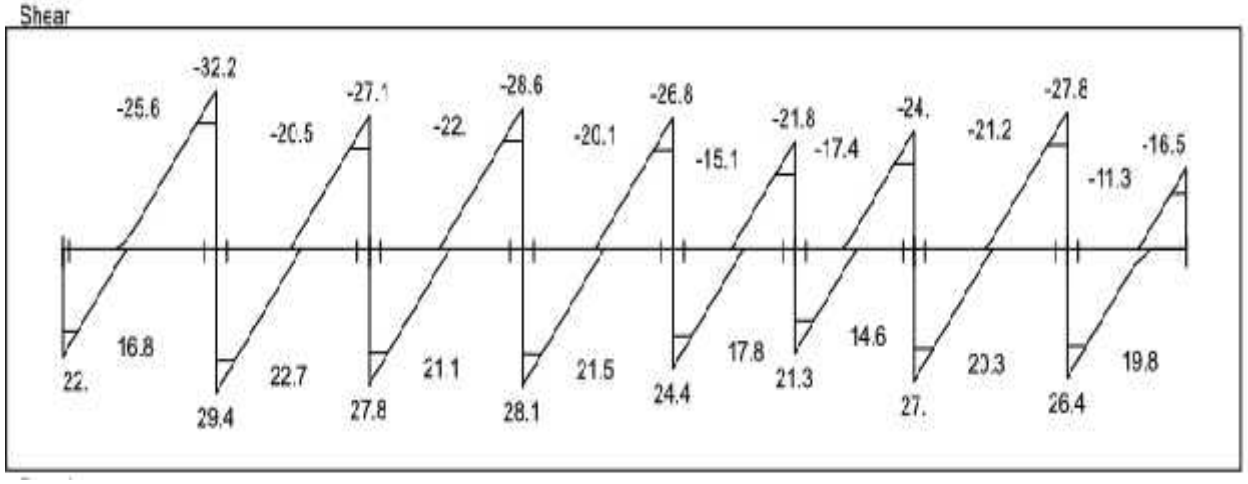


Fig 4.10 : Shear diagram of Rib .

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

Table (4 – 3) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

No.	Material	Quality Density KN/m^3	Calculation
1	Topping	25	0.52×0.08×25 = 1.04
2	Rib	25	0.24×0.12×25 = 0.72
3	Sand	17	0.52×0.07×17 = 0.6188
4	Mortar	22	0.52×0.02×22 =0.2288
5	Tile	23	0.52×0.03×23 =0.3588
6	Plaster	22	0.52×0.02×22 =0.2288
7	Block	10	0.4×0.24×10 = 0.96
8	Partitions	1	1×0.52 = 0.52
			∑ = 4.6752 KN/m/rib

L = 5*0.52 = 2.6KN/m

Qu = 1.2* D = 5.61 KN/m
1.6*L = 4.16 KN/m

- Effective Flange Width (b_E):-**ACI-318-11 (8.10.2)**

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

= L (smallest span) / 4 = 420/ 4 =105 cm b_E

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = b_e ≤ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm***Control***

b_E For T-section = 52cm .

Design of Rib (1):-

✓ Moment Design for (R 1):-

Design of Positive Moment:-

4.5.1 Design of Positive Moment for (Span1):-(Mu=24.7 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement
d =h- cover - $d_{stirrups}$ $-\frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$

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

M_{nf} =0.85. f'_c. b_e. $_f$. $(d - \frac{f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left(0.284 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 207.06$ KN. m

M_{nf} $\frac{M_u}{\varphi} = \frac{24.7}{0.9}$= 27.44KN.m , the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{24.7 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 284^2} = 0.654\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.654}{420}}\right) = 0.001583$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.001583 \times 520 \times 284 = 233.777\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38 mm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2$$ **controls**

As_{req}= 233.777 mm^2 >As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø 14 ,$A_{s,provided}$= 2*153.94=307.88 mm^2>$A_{s,required}$= 233.777 mm^2 …. Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times14)}{1} = 32\ mm > d_b = 14 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{307.88\times420}{0.85\times520\times24} = 12.19\ mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{12.19}{0.85} = 14.34\ mm$

ε

4.5.2 Design of Positive Moment for(Span2):- (Mu=15KN.m)

d =h- cover - $d_{stirrups}-\frac{d_b}{2}=320-20-10-\frac{12}{2}=284\ mm$

$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{15\times10^6}{0.9\times520\times284^2}=0.397\ Mpa$

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

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.397}{420}}\right)=0.000955$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.000955×520×284 = 141.03 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ min=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284)=99.38mm^2$$

$$A_s\ min=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min=\frac{1.4}{420}(120)(284)=113.6mm^2$$ **controls**

$A_{s,required}$= 141.03 mm^2.

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 141.03 mm^2 … Ok

$S=\frac{120-40-20-(2\times12)}{1}=36\ mm>d_b=12>25\ mm$**OK**

Check for strain:-

$a=\frac{A_s f_y}{0.85bf_c'}=\frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24}=8.96\ mm$

$x=\frac{a}{1}=\frac{8.96}{0.85}=10.54\ mm$

4.5.3 Design of Positive Moment for(Span3):- (Mu=17KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups}-\frac{d_b}{2}=320-20-10-\frac{12}{2}=284\ mm$

$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{17\times10^6}{0.9\times520\times284^2}=0.45\ Mpa$

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

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.45}{420}}\right)=0.001084$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.001084×520×284 = 160.1 mm^2

Check for As min:-

$A_{s\ min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_{s\ min}=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284)=99.38mm^2$

$A_{s\ min}=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_{s\ min}=\frac{1.4}{420}(120)(284)=113.6mm^2$ **controls**

As_{req} = 160.1mm^2 >As_{min}= 113.6 mm^2**OK**

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 2*113.1=226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 160.1 mm^2… Ok

$S=\frac{120-40-20-(2\times12)}{1}=32\ mm>d_b=12>25\ mm$**OK**

Check for strain:-

$a=\frac{A_s f_y}{0.85bf_c'}=\frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24}=8.96\ mm$

$x=\frac{a}{1}=\frac{9.34}{0.85}=10.54\ mm$

4.5.4 Design of Positive Moment for(Span4):- (Mu=16.3KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups}-\frac{d_b}{2}=320-20-10-\frac{12}{2}=284\ mm$

$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{16.3\times10^6}{0.9\times520\times284^2}=0.432\ Mpa$

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

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.432}{420}}\right)=0.00104$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00104×520×284 = 153.58 mm^2

Check for As min:-

$A_s\ min=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284)=99.38mm^2$

$A_s\ min=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_s\ min=\frac{1.4}{420}(120)(284)=113.6mm^2$ **controls**

As_{req} = 153.58mm^2 >As_{min}= 113.6 mm^2**OK**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 153.58 mm^2… Ok

$S=\frac{120-40-20-(2\times12)}{1}=32\ mm>d_b=10>25\ mm$**OK**

Check for strain:-

$a=\frac{A_s f_y}{0.85bf_c'}=\frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24}=8.96\ mm$

$x=\frac{a}{1}=\frac{8.96}{0.85}=10.54\ mm$

4.5.5 Design of Positive Moment for(Span5):- (Mu=11KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups}-\frac{d_b}{2}=320-20-10-\frac{12}{2}=284\ mm$

$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{11\times10^6}{0.9\times520\times284^2}=0.29\ Mpa$

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

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.29}{420}}\right)=0.000695$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.000695 ×520×284 = 102.26 mm^2

Check for As min:-

$A_s\ min=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284)=99.38m^2$

$A_s\ min=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_s\ min=\frac{1.4}{420}(120)(284)=113.6mm^2$ **controls**

As_{req} = 102.26mm^2 <As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø10 ,$A_{s,provided}$= 156 mm^2>$A_{s,required}$= 102.26mm^2… Ok

$S=\frac{120-40-20-(2\times10)}{1}=40\ mm>d_b=10>25\ mm$**OK**

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{156 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.17\ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{6.17}{0.85} = 7.26\ mm$$

4.5.6 Design of Positive Moment for(Span6):- (Mu=9.9KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{9.9 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 284^2} = 0.26\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.26}{420}}\right) = 0.000623$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.000623 \times 520 \times 284 = 92\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38 m^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2$$ **controls**

$As_{req} = 92mm^2 < As_{min} = 113.6\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø10 ,$A_{s,provided} = 156\ mm^2 > A_{s,required} = 92mm^2$… Ok

$$S = \frac{120 - 40 - 20 - (2 \times 10)}{1} = 40\ mm > d_b = 10 > 25\ mm\ OK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{156 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 6.17\ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{6.17}{0.85} = 7.26\ mm$$

4.5.7 Design of Positive Moment for(Span7):- (Mu=16.6KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{16.6 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 284^2} = 0.0.44\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 044}{420}}\right) = 0.001059$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.001059 ×520×284 = 156.41 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38 m^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2$$ **controls**

As_{req} = 156.41mm^2 >As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 156.41mm^2… Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm\boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24} = 8.96\ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54\ mm$$

4.5.8 Design of Positive Moment for(Span8):- (Mu=13.9KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{13.9\times10^6}{0.9\times520\times284^2} = 0.368\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.368}{420}}\right) = 0.000884$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.000884 ×520×284 = 130.58 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38m^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2$$ **controls**

As_{req} = 130.58mm^2 >As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 130.58mm^2… Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm\ \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times520\times24} = 8.96\ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{8.96}{0.85} = 10.54\ mm$$

Design of Negative Moment:-

4.5.9 Design of Negative Moment for(Support1):- (Mu=-19.6KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{19.6\times10^6}{0.9\times120\times284^2} = 2.25\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 2.25}{420}}\right) = 0.00569$$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00569 \times 120 \times 284 = 193.94\ mm^2$

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38 m^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2$$ **controls**

$As_{req} = 193.94 mm^2 > As_{min} = 113.6\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided} = 226.2\ mm^2 > A_{s,required} = 193.94 mm^2$… Ok

$$S = \frac{120 - 40 - 20 - (2 \times 12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm\ \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$$

4.5.10 Design of Negative Moment for(Support2):- (Mu=-15.6KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups}-\frac{d_b}{2}=320-20-10-\frac{12}{2}=284\ mm$

$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{15.6\times10^6}{0.9\times120\times284^2}=1.79\ Mpa$

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

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times1.79}{420}}\right)=0.00446$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00446 ×120×284 = 152.25 mm^2

Check for As min:-

$A_s\ min=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284)=99.38m^2$

$A_s\ min=\frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$

$A_s\ min=\frac{1.4}{420}(120)(284)=113.6mm^2$ **controls**

As_{req} = 52.25mm^2 >As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 152.25mm^2… Ok

$S=\frac{120-40-20-(2\times12)}{1}=36\ mm>d_b=12>25\ mm$**OK**

Check for strain:-

$a=\frac{A_s f_y}{0.85bf_c'}=\frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24}=38.8\ mm$

$x=\frac{a}{1}=\frac{38.8}{0.85}=45.66\ mm$

4.5.11 Design of Negative Moment for(Support3):- (Mu=-16.8KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{16.8\times10^6}{0.9\times120\times284^2} = 1.93\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.93}{420}}\right) = 0.00484$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00484 ×120×284 = 164.8 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38 m^2$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2$$ **controls**

As_{req} = 164.8mm^2 >As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 164.8mm^2… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$**OK**

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 120 \times 24} = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$$

4.5.12 Design of Negative Moment for(Support4):- (Mu=-13.4KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{13.4 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 284^2} = 1.53\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.53}{420}}\right) = 0.00379$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00379 ×120×284 = 129.16 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38 m^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2$$ **controls**

As_{req} = 129.16mm^2 >As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Take

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 129.16mm^2… Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm\boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{E_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$$

4.5.13 Design of Negative Moment for(Support5):- (Mu=-8.1KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{8.1\times10^6}{0.9\times120\times284^2} = 0.93\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.93}{420}}\right) = 0.00227$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00227 ×120×284 = 77.36 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)\ \textbf{ACI-318 (10.5.1)}$$

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38 m^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6 mm^2$ **controls**

As_{req} = 77.36mm^2 <As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø10 ,$A_{s,provided}$= 156 mm^2>$A_{s,required}$= 77.36mm^2… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times10)}{1} = 40\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$**OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{156\times420}{0.85\times120\times24} = 26.76\ mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{26.76}{0.85} = 31.48\ mm$

4.5.14 Design of Negative Moment for(Support6):- (Mu=-13.6KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{13.6\times10^6}{0.9\times120\times284^2} = 1.56\ Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.56}{420}}\right) = 0.00387$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00387 ×120×284 = 131.89 mm^2

Check for As min:-

$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_{s\ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38m^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2 \textbf{ controls}$$

As_{req} = 131.89mm^2 >As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 131.89mm^2… Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm \qquad \textbf{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85b f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$$
$$x = \frac{a}{E_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$$

4.5.15 Design of Negative Moment for(Support7):- (Mu=-15KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 320 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 284\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{15\times10^6}{0.9\times120\times284^2} = 1.72\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.72}{420}}\right) = 0.00428$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00428 ×120×284 = 145.86 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(284) = 99.38m^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d)$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(284) = 113.6mm^2$$ **controls**

As_{req} = 145.86mm^2 >As_{min}= 113.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø12 ,$A_{s,provided}$= 226.2 mm^2>$A_{s,required}$= 145.86mm^2… Ok

$$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm \quad \textbf{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{226.2\times420}{0.85\times120\times24} = 38.8\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.8}{0.85} = 45.66\ mm$$

ε

✓ Shear Design for (R 1):-

V_u at distance d from support= 25.6 KN (for Span1)

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

$$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24}\times120\times284\times10^{-3} = 30.61\ KN$$

øV_c =0.75×30.61 =22.96 KN

0.5 ø V_c =0.5×22.96 =11.48 KN

$0.5 \text{ ø } V_c < V_u < \text{ ø } V_c$
$V_u > \text{ ø } V_c$

for shear design, shear reinforcement is required ($A_{v,}$),

$Vs_{min} = \frac{1}{16} \quad \overline{f_c'} bwd \geq \frac{1}{3} bwd$

$Vs\ min = \frac{1}{16} \sqrt{24} * 120 * 284 * 10^{-3} = 10.43kn$

$Vs_{min} = \frac{1}{3} bwd = \frac{1}{3} * 120 * 284 * 10^{-3} = 11.36kn$

$ø(V_c + Vs_{min}) = 0.75(30.61+11.36) = 31.4775kn$

$øV_c < Vu < ø\ (V_c + Vs_{min})$

$22.96 < 25.6 < 31.4775$

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

$50.24 = 100.5\ mm^2$ ×Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8 **@** 150 mm , $A_v = 2$

$Av_{min} = \frac{1}{16} \quad \overline{f_c'} \frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3} \frac{b_w s}{fyt}$

$Av_{min} = 100.5 = \frac{1}{16} \sqrt{24} \frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.145m$

$100.5 = \frac{1}{3} \frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.055m$

$S\ max \rightarrow \frac{d}{2} = 142mm$

S max →≤600mm

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm

$A_v = \frac{2*50.3}{0.15} = 670.67\ mm^2/m_{strip}$

4.6 Design Beam (37) at the GroundFloor Slab :

Material :-

concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

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

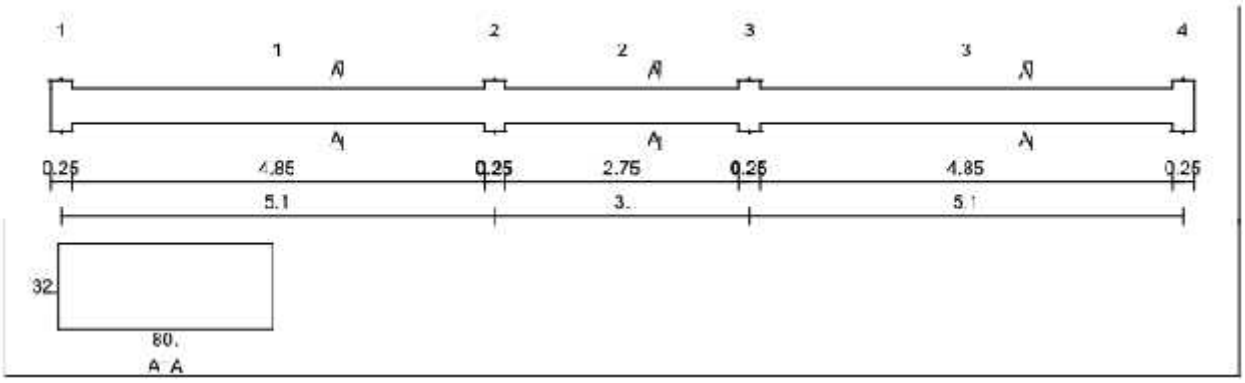


Fig. (4-11) : Beam geometry.

Load of beam :-

Load of this beam come from reaction of Rib1 , Rib2& Rib14as following :

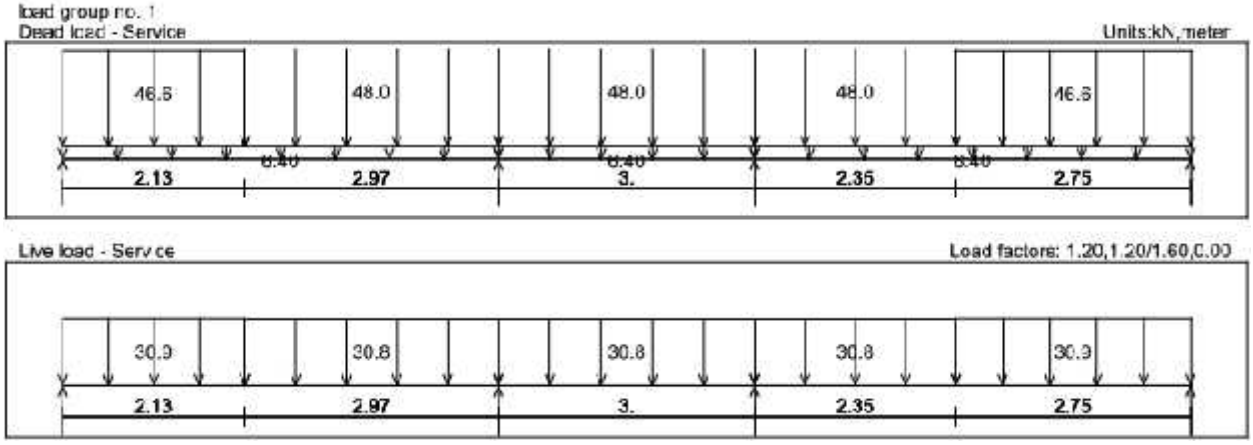


Fig. (4-12) : Load of the beam.

»Self weight of beam = (0.32*0.8) *25 =6.4 KN/m

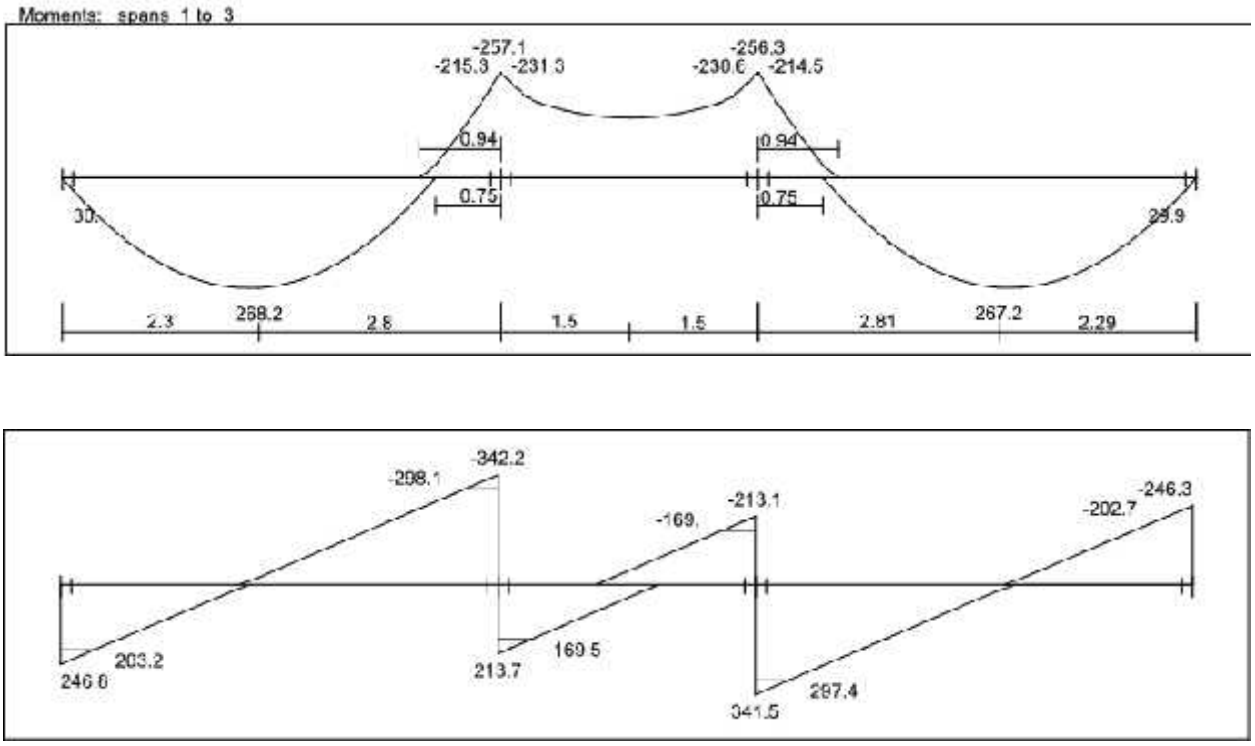


Figure (4-13) :Moment & Shear Diagram in beam

✓ Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam(B 37):-

The distributed Dead and Live loads acting upon B37 can b***e defined*** from the support reactions R2 and R14.،of the R1

From Rib1

The maximum support reaction from Dead Loads for R1 upon B37 is24.28 Kn.
self weight = 0.8*0.32*25= 6.4 KN
DL =24.28/ 0.52= 46.69+6.4 = 53.09 KN/m

From Rib2

The maximum support reaction from Dead Loads for R2 upon B37 is24.97 KN.
self weight = 0.8*0.32*25= 6.4 KN
DL =24.97/ 0.52= 48.02+ 6.4 = 54.42 KN/m

From Rib14

The maximum support reaction from Dead Loads for R4 upon B37 is 24.24 KN.

self weight = 0.8*0.32*25= 6.4 KN

DL =24.24/ 0.52= 46.62+ 6.4 = 53.02KN/m

Live Load calculations for Beam (B 37):-

From Rib1

The maximum support reaction from Live Loads for R2upon B 37 is 16.1KN The distributed Live Load from the Rib 1 on B37.

LL =16.1/ 0.52= 30.96 KN/m.

from Rib2

The maximum support reaction from Live Loads for R2 upon B 37 is 16.05KN The distributed Live Load from the Rib 2 on B37.

LL =16.05/ 0.52= 30.86 KN/m.

From Rib14

The maximum support reaction from Live Loads for R4 upon B37 is 16.09KN The distributed Live Load from the Rib 4 on B 37.

LL =16.09/ 0.52= 30.94 KN/m.

✓ Moment Design for (B 37):-

Design of Positive Moment

4.6.1 Flexural Design of Positive Moment for(Span1):-(Mu=268.2KN.m)

Determine of $M_{n,max}$

d =320 – 40 -10 – 18\2 = 261 mm

$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}$

a = $. x = 111.86 * 0.85 = 95.1\ mm$

Mn_{max}= $0.85 * f'_c$ *a *b(d - $\frac{a}{2}$) = 0.85*24*95.1*800*(261-95.1/2) *10^{-6}= 331.28KN.m

Ø Mn_{max} = 0.82* 331.28 = 271.65KN.m >268.2KN.m .

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 5.46}{420}}\right) = 0.01546$$

$A_s = \rho.b.d = 0.01546 \times 800 \times 261 = 3228.05\ mm^2$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 261 = 608.87\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 261 = 696\ mm^2$$ **Controls**

$A_s = 3228.05\ mm^2$

Use 13ø 18 Bottom, $A_{s,provided} = 3308.1\ mm^2 > A_{s,required} = 3228.05\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (13 \times 18)}{12} = 38.83\ mm > d_b = 18 > 25\ mm \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{3308.1 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 85.13\ mm$$

$$x = \frac{a}{E_1} = \frac{85.13}{0.85} = 100.15\ mm$$

ε_s

4.6.2 Flexural Design of Positive Moment for(Span2):-(Mu=267.2KN.m)

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{267.2 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 261^2} = 5.44 Mpa.$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 5.44}{420}}\right) = 0.01539$$

$A_s = \rho.b.d = 0.01539 \times 800 \times 261 = 3213.43\ mm^2$.

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*261 = 608.87\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*261 = 696\ mm^2$ **Controls**

$A_s = 3213.43\ mm^2$

Use 3ø18 Bottom, $A_{s,provided} = 3308.1\ mm^2 > A_{s,required} = 3213.43\ mm^2$ … Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(3*18)}{12} = 38.83\ mm > d_b = 18 > 25 \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{3308.1\times420}{0.85\times800\times24} = 85.13\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{E}_1} = \frac{85.13}{0.85} = 100.15\ mm$$

4.6.3 Flexural Design of Negative Moment for(Support1):-(Mu=-231.3KN.m)

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times4.7}{420}}\right) = 0.01291$$

$A_s = \rho.b.d = 0.01291 \times800\times261 = 2695.6\ mm^2$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*261 = 608.87\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 261 = 696\ mm^2$

$A_s = 2695.6mm^2$ **Controls**

Use 11ø 18 ,$A_{s,provided}$=2799.16 mm^2>$A_{s,required}$= 2695.6mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(11*18)}{10} = 50.2\ mm > d_b = 18 > 25 \quad OK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{2799.16\times420}{0.85\times800\times24} = 72.04\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{E}_1} = \frac{72.04}{0.85} = 84.7mm$$

4.6.4 Flexural Design of Negative Moment for(Support2):-(Mu=-230.6KN.m)

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times4.7}{420}}\right) = 0.01291$$

$A_s = \rho.b.d = 0.01291 \times800\times261 = 2695.6\ mm^2$

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

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 261 = 608.87\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 261 = 696\ mm^2$

$A_s = 2695.6mm^2$ **Controls**

Use 11ø 18,$A_{s,provided}$= 2799.16 mm^2>$A_{s,required}$= 2695.6mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(11*18)}{10} = 50.2\ mm > d_b = 18 > 25 \quad OK$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f_c'} = \frac{2799.16 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 72.04\ mm$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{72.04}{0.85} = 84.75 mm$$

4.6.5 Shear Design for (B 37):-

V_u max = 298.1 KN

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d = = \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 261/1000 = 170.48 \text{ KN}$$

Φ V_c= 0.75*170.48 =127.86 KN

Φ Vsmin≥ $0.75\,(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*800*261*10^{-3} = 52 KN **Controls**

Φ Vsmin ≥ $0.75\,(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 800 * 261*10^{-3} = 47.95 KN

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

127.86<2981 ≤ 179.86…… not satisfied

Cases 1&2&3 is not suitable

Case 4 :-

$$v_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_w d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * 800 * 261/1000 = 339.66 \text{ KN}$$

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

0.75(170.48+ 52)< 298.1< 0.75(170.48 + 339.66)

166.86 < 298.1 <382.605

shear reinforcement are required

Use 4 leg Φ 10 for b = 80 cm

As =314 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{298.1}{0.75} - 170.48 = 226.98KN$

$S =$

$s_{max} \leq$

Use 4 leg Φ 10 @120mm

4.7 Design of Column (C9):

The total live and dead load

LL=2920.91 DL=1770.95

P_{uTotal}= 6338.612KN(factored)

fc= 28Mpa fy=420Mpa

(4.7.1) Check the slenderness effect:

(Non-sway system braced ,K=1)

$\frac{M_1}{M_2} = 1 \quad brecedframewith$M min

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

rx = $\frac{\bar{I}}{A} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.65 = 0.195$

ry = $\frac{\bar{I}}{A} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.75 = 0.21$

L_u = 3.82 m

$\frac{kL_u}{rx} = \frac{1 * 3.82}{0.195} = 19.58 < 34 - 12 = 22$ So the column is short at y axis

$\frac{kL_u}{ry} = \frac{1 \times 3.82}{0.21} = 18.1 < 34 - 12 = 22$ So the column is short at x axis

Check for the X-axis "short column"

$pn, max = \emptyset * 0.8\ 0.85fc\ Ag - Ast + Ast * fy$

$\emptyset = 0.65\ istide$

6338.612*10^3 =0.65*0.8 (0.85*28(700*650-Ast) + Ast * 420)

Ast=30481.8 mm^2

Use 18Ø18 with As=4578.12mm^2>Ast=30481.8,,,OK.

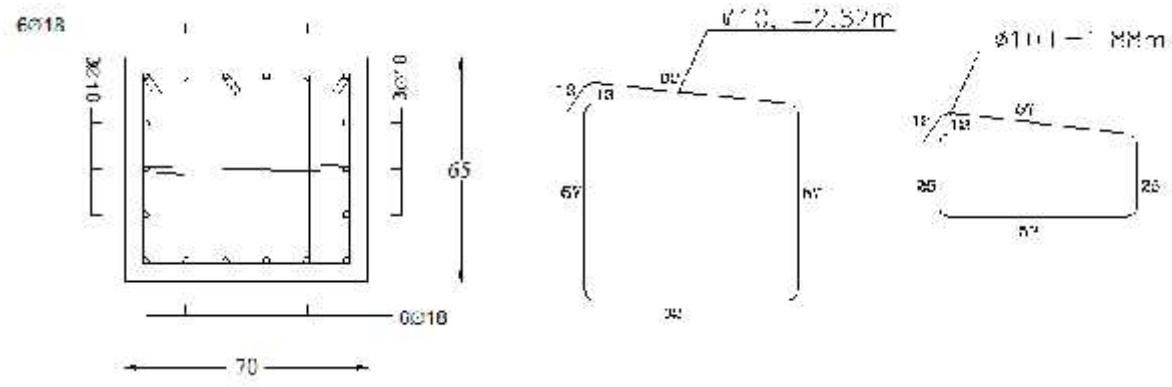
$$\rho = Ast \backslash Ag = 4578.12 \backslash (800 * 750) = 0.01006 > 0.01\ ok$$

(4.7.2) Design the stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

- 16× d_b = 16×18 =288 mm control.
- 48×d_s =48 ×10 =480 mm
- Least diminution of the column = 650 mm

Use ϕ10@200mm.



Fig(4-14) :Column section and reinforcement

(4.7.3) Check for code requirements:

clear spacing between longitudinal bars = $\frac{700-40\times2-10\times2-6*18}{5} = 98.4mm$

98.4 mm > 40mm

>1.5 d_b= 27 mm

- gross reinforcement ratio = 0.01006 0.01 ≤ 0.01006<0.08 ok
- NO of bars = 18> 4 bars for square columns.
- min ties diameter : ϕ10 for ϕ32 longitudinal bars and smaller.

4.8 Design of Isolated Footing (F8):

(4.8.1) Determination of Loads:

Total factored load = 6338.12KN.
fc= 28Mpa fy=420Mpa
Total services load = 4691.86 KN

Column Dimensions =70*60 cm

Soil density = 18 KN/m^3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m^2.

Assume footing to be about (95 cm) thick.

Footing weight = 25×0.95= 23.75 KN/m^2.

Soil weight above the footing = 0.45×18 = 8.1KN/m2.

q_{allow} =400 – 8.1– 23.75 = 368.15 KN/m^2

(4.8.2) Determination of Footing Area:

$A = \frac{4691.86}{368.15} = 12.74m^2$

Try 4*4 m with area = 16 m^2 ≥ Areq = 12.74,,,,,OK.

Take l=4m.

Pu=6338.612 KN.

q_u= 6338.612/4*4= 396.16 KN/m2

(4.8.3) Check for one-way shear strength:

Assume h =95 cm.
Assume, ϕ=18mm , cover=75mm

d= 950-75-18=857mm

$$Vu=q_{ult}\times\left(\frac{B-a}{2}-d\right)\times L$$

$$Vu = 368.1*4(\frac{4}{2}-0.70/2-0.857) = 1256.619KN$$

$$\text{¤}.Vc = \text{¤}.(\frac{1}{6}*\sqrt{fc'}*b_w*d)$$

$$\text{¤}.Vc = 0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{28}*4000*0.857 = 2266.67KN$$

Ø.V_c =2266.67KN >V_{ud} = 1256.619KN $\rightarrow\rightarrow\rightarrow\rightarrow ok$

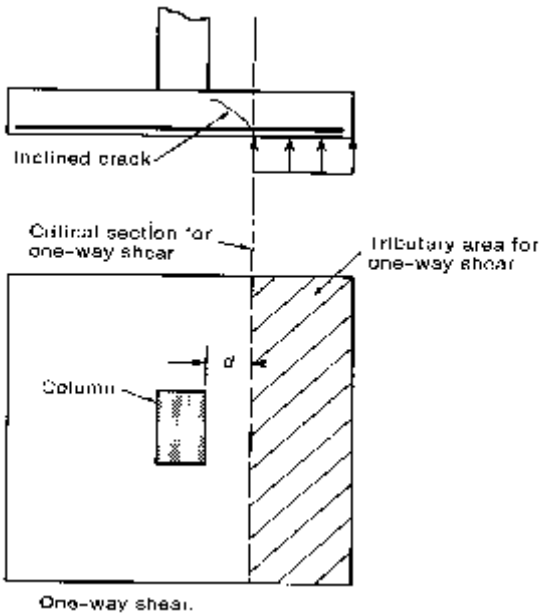


Fig (4-15):one way shear.

(4.8.4) Check for two-way shear action (punching):-

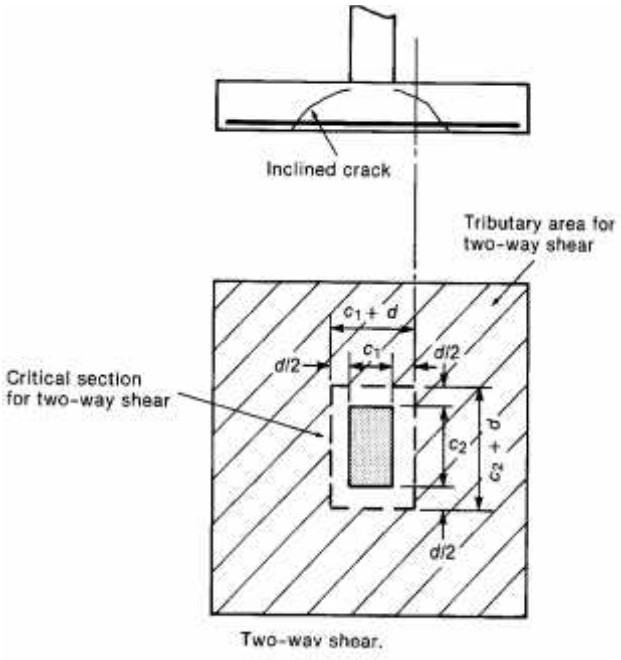


Fig (4-16):two way shear.

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

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

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

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

Where:

$$_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{70}{65} = 1.076$$

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

$b_o = 2(d+a1)+2(d+a2) = 2(0.857+0.7)+2(0.857+0.65) = 6.128m$

~$_s$=40

for interior column

¤V_C = ¤.$\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right) = \frac{0.75}{6}*(1+2/1.076) = 0.35$

¤V_C = ¤.$\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s * d}{b_o}+2\right) = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.857}{6.128}+2\right) = 0.47$

¤V_C = ¤.$\frac{1}{3} = \frac{0.75}{3} = 0.25$.....*control*

¤V_c = ¤.$\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.25*\sqrt{28}*6128*857*10\text{^}{-3} = 6945.367KN$

$Vu = 396.16*\{(4*4)-(0.7+0.857)*(0.65+0.857)\} = 5409.01kN$

¤$Vc = 6945.367 > Vu_C = 5409.01$.....*satisfied*

(4.8.5) Design of Bending Moment:

1) At short dimension column "65cm"

Assume, ϕ=18mm , cover=75mm

H = 900mm

Mu = $\left(q_{ult}\times B\times\left(\frac{L}{2}-\frac{a}{2}\right)\right)\times 0.5\left(\frac{L}{2}-\frac{a}{2}\right)$

= $\left(369.16\times 4\times\left(\frac{4}{2}-\frac{0.65}{2}\right)\right)\times 0.5\left(\frac{4}{2}-\frac{0.65}{2}\right)$ = 2021.44KN.m

Mn = 2021.44/0.9 = 2301.6 KN.m

$d = 950-75-18/2 = 866\ mm$

$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{2301.6\times 10^6}{4000\times 866^2} = 0.76Mpa$

$m = \frac{Fy}{0.85fc'} = \frac{420}{0.85\times 28} = 17.64$

° $= \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$

° $= \frac{1}{17.64}(1-\sqrt{1-\frac{2\times 17.64\times 0.76}{420}}) = 0.00184$

$$As_{req} = 0.00184 \times 4000 \times 866 = 6373.76\,mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 4000 * 950 = 6840 mm^2$$

$$As_{\min} = 6840 mm^2 \geq As_{req} = 6373.76 mm^2 ,,, OK.$$

$$\#\,of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{6840}{254.34} = 27$$

Use 27Ø18 with As =6867.18mm2 ≥As req =6373.67 ,,,,, OK.

check for spacing :

$$s = \frac{4000}{}$$

Step "s" the smallest of

1. 450mm control

2. 3h= 3*950=2850mm

S=129.4<450 ,,,,, o k.

2) At long dimension column "70cm"

Assume, ϕ=18mm , cover=75mm

Take H = 950mm.

Mu = $\left(q_{ult} \times B \times \left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{B}{2} - \frac{b}{2}\right)$

$= \left(369.16 \times 4 \times \left(\frac{4}{2} - \frac{0.70}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{4}{2} - \frac{0.70}{2}\right)$ = 2010.1KN.m

Mn = 2010.1/0.9 = 2233.418KN.m

$$d = 950 - 75 - 18/2 = 866 mm$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{2233.418 \times 10^6}{4000 \times 866^2} = 0.74 Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 fc'} = \frac{420}{0.85 \times 28} = 17.64$$

$$\circ = \frac{1}{m}(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}})$$

$$\circ = \frac{1}{17.64}(1-\sqrt{1-\frac{2\times 17.64\times 0.74}{420}}) = 0.00178$$

$$As_{req} = 0.00178 \times 4000 \times 866 = 6165.92\,mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018*4000*950 = 6840mm^2$$

$$As_{\min} = 6840mm^2 \geq As_{req} = 6165.92mm^2$$

$$\#\,of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{6840}{254.34} = 27$$

Use 27Ø18 with As =6867.18mm^2 ≥As req =6165.92mm^2,,,,OK .

check for spacing :

Step "s" the smallest of
1. 450mm control
2. 3h= 3*950=2850mm
S=129.4<450 ,,,, o k.

(4.8.6) Design the column –footing joint "dowels":

Pu=6338.612 KN

$$\emptyset\ 0.85*fc*A1\ \ \sqrt{\frac{A2}{A1}}$$

Where $\sqrt{\frac{A2}{A1}} \leq 2$

A2 is area lower base
A1 is the area of section column
$\emptyset = 0.65$

The allowable bearing on the base of the column is

$$\emptyset\ 0.85*fc*A1 = 0.65*0.85*28*700*650*10^{-3} = 7038.85KN$$

The allowable bearing on the footing is

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{4*4}{0.70*0.65}} = 5.92 \geq 2control2$$

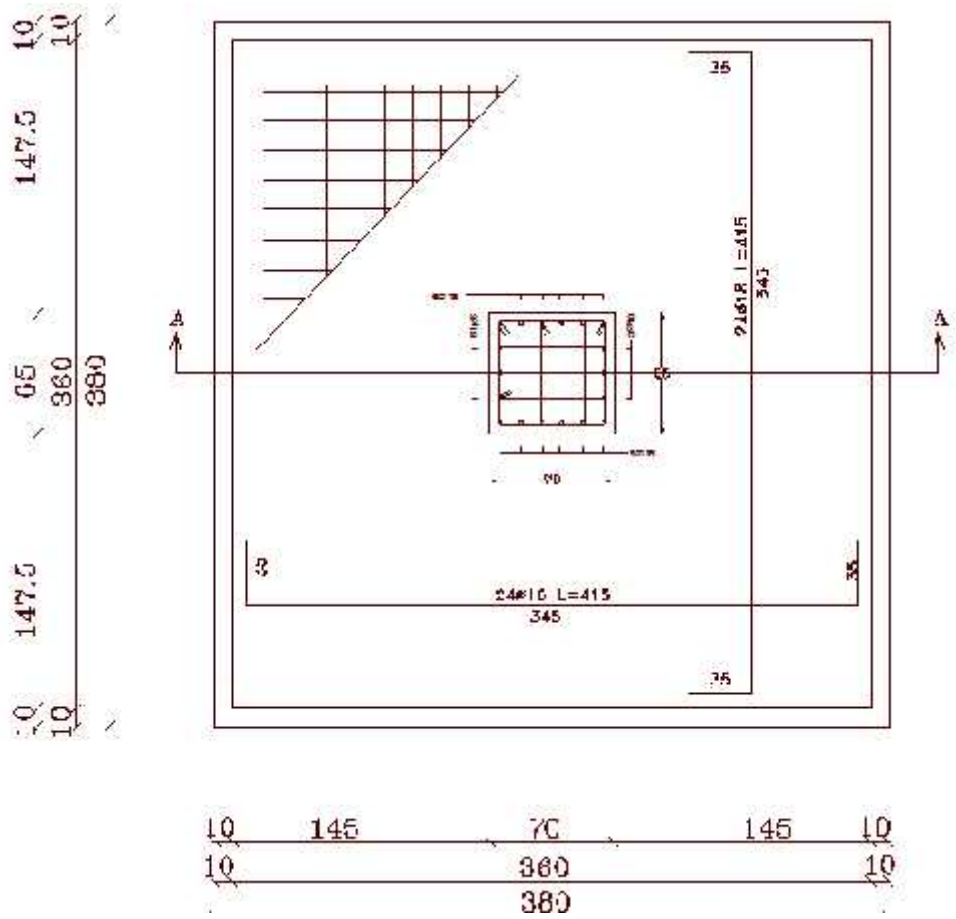
$$\emptyset\ 0.85*fc*A1\ \ \sqrt{\frac{A2}{A1}} = 0.65*0.85*28*700*650*2*10\text{^}-3 = 14077.7KN$$

Pu=6338.612< 7038.85

the dowels is not need.

The min area of dowels Asmin = 0.005 * Ag = 0.005 * 700 * 650 = 2275mm2

Select 18Ø18 .



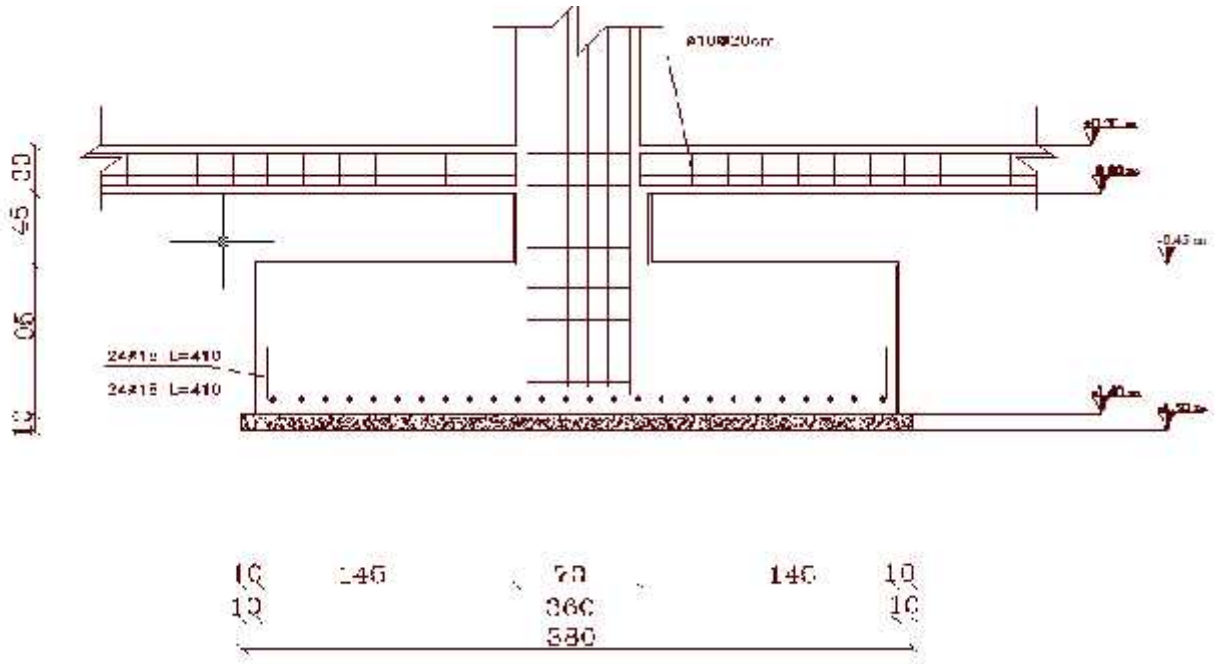


Fig (4-17) :Top Plan and section of footing.

4.9 Design of Shear Wall (SW22):

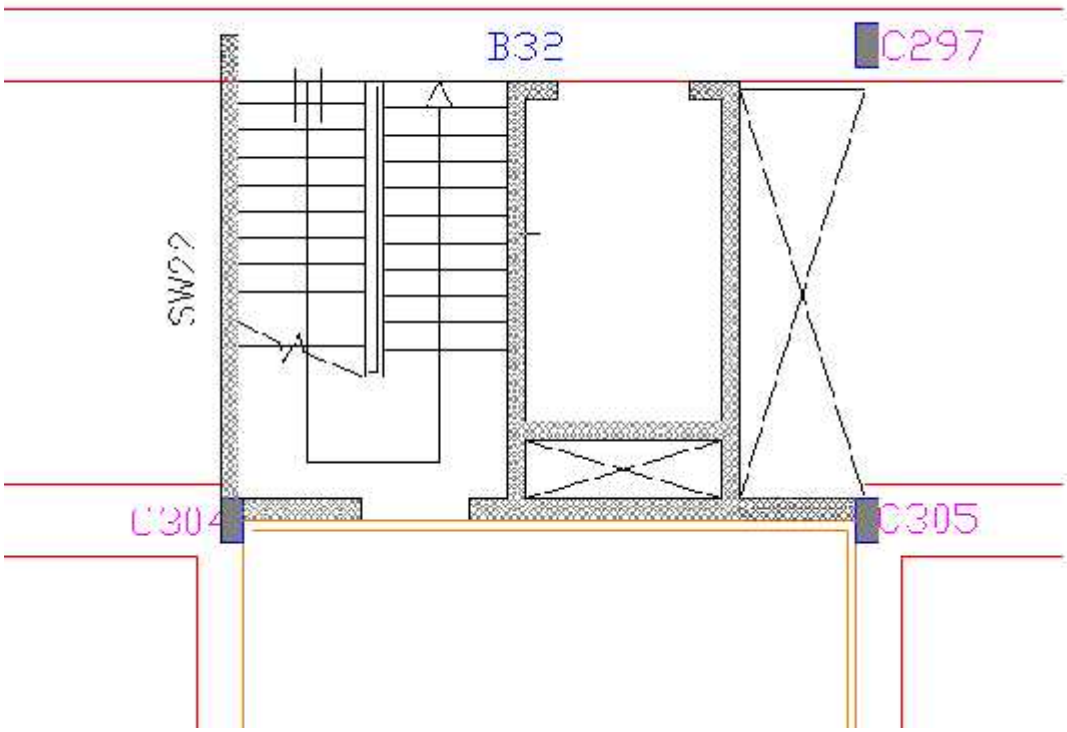
We design shear wall by using Etabs program.

Vertical Steel Asmin=0.0012*100*20= 2.4 cm^2/m
Horizontal Steel Asmin= 0.002*100*20= 4 cm^2/m both sides

Vertical Reinforcement: select Φ 10 \20cm at each side
Vertical Reinforcement at boundary: select Φ 10 \10 cm at each side

Horizontal Reinforcement: select Φ 10 \20cm at each side

U-hook Φ 10 \15cm



Fig(4-18) : Plan of wall.

4.10 Design of stair:

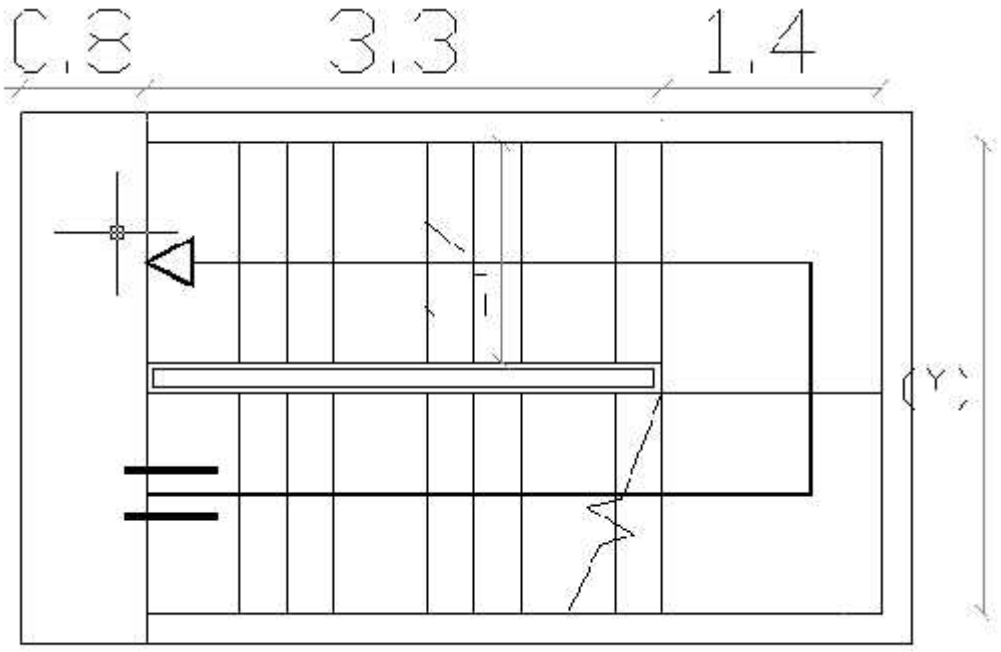


Figure (4-19): Top view of stair

(4.10 .1) Determination of Slab Thickness:

L = 4.1 m.

h_{req} = 4.1/ 20 = **20.2**

⇒ **Use h = 20 cm**.

θ = $\tan^{-1}$(2.075 / 3.3) = 32.16

Cos θ = 0.846

(4.10.2) Load Calculations at section :

Load on Flight:-

Dead Load:

For 1m strip:

Flight = (25*0.20)/(Cos32.16) = 6.2 KN/m.

Horizontal Mortar = 0.03*22*1 = 0.66 KN/ m.

Plaster =(0.02*22)/ (Cos 32.16) = 0.52 KN/ m.

Horizontal tiles =23*0.03 = 0.7 KN / m.

Vertical tiles =22*0.03*(17.3/30) =0.38 KN/m

Triangle = 25*0.173*1*0.5 = 2.16 KN/m

Total dead load = 11.0 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Factor Loads:

Q_u=1.2*11+1.6*5 = 21.2 KN/m.

Au = 21.2*3.3*0.5 = 35 KN

Max Vu =35*cos32.16 = 29.7 KN

Max Mu =35*(0.4+1.65)-21.2*1.65*0.825=42.9 KN.m

Max Vu =35*cos32.16 = 29.7 KN

Max Mu =35*(0.4+1.65)-21.2*1.65*0.825=42.9 KN.m

(4.10.3) Design of Shear:

Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -12\2 = 174 mm

Vu = 29.7KN.

$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 174}{6} = 106.55KN$$

Vu = 29.7 KN<$¤Vc$ = 106.55 KN.

No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

(4.10.4) Design of Bending Moment:

Max **Mu = 42.9 kN.m**

Mn = Mu / 0.9 = 42.9 / 0.9 = 47.667 KN.m.

$$K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$k_n = \frac{47.667 * 10^6}{1000 * 174^2} = 1.57MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mk_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 1.57}{420}}\right) = 0.0039$$

As_{req} = 0.0039*1000*174 = 680 $mm^{2.}$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 20 = 360mm$$

$As_{\min}$ = 360mm$\leq As_{req}$ = 680 mm^2

Use Φ 12@ 15 cm

As provided =750 mm^2>As req.

Check Strain:

T=C

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

420*680 = 0.85*24*1000*a

a=15.44 mm

x=18.16 mm

€s = 0.038>0.005

So ¤ =0.9

5 -Lateral reinforcement:

As min = 3.78 cm^2

Use Φ10 @ 10 cm

As = 3.9 cm^2**/m**

(4.10.5) Design of landing:

- Load on landing:

Dead Load:

Tiles = 0.03*23*1 = 0.69 KN/m.

Mortar = 0.02*22*1= 0.44 KN/ m.

Plaster = 0.02*22*1 = 0.44 KN/ m.

Slab = 0.2 *25*1 = 5.25 KN/ m.

Sand = 16*0.07*1= 1.12 KN/m

Total dead load =8.0 KN/ m.

Live load:

Live load for stairs = 5 KN/ m.

Q_u=1.2*8+1.6*5=17.6 KN/m.

Au or Bu from Analysis:

Au = (17.6+35)*3.3*0.5 = 86.8KN

Vu= -52.6*(0.284) +86.8 = 71.86 KN

Mu max =86.8*1.65-(52.6*1.65*0.825) = 71.62KN.m

(4. 10.6) Design of Shear:

Vu = 71.68 KN.

$$¤Vc = \frac{¤\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$¤Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 174}{6} = 106.55KN$$

Vu = 71.68 KN<¤*Vc* = 106.55KN.

No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

(4.10.7) Design of Bending Moment:

Mu = 71.62 KN.m

Mn = Mu / 0.9 =71.62 / 0.9 = 79.57KN.m.

d = 174mm.

$$M_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$M_n = \frac{79.57 * 10^6}{1000 * 174^2} = 2..62MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'}$$

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

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 2.62}{420}}\right) = 0.0065$$

As_{req} = 0.0065*1000*174 = 11.3 cm^2

$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 21 = 3.78cm2$

$As_{\min}$ = 3.78$cm^2 \leq As_{req}$ = 11.3 cm^2

Use Φ 12 \10cm

As = 11.3 cm^2 /m

Check Strain:

T=C

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

420*11.3 = 0.85*24*1000*a

a=23.26 mm

x=27.37 mm

€s = 0.003((184-27.37)/(27.37)) = 0.017 ≥ 0.005

So ¤ =0.9

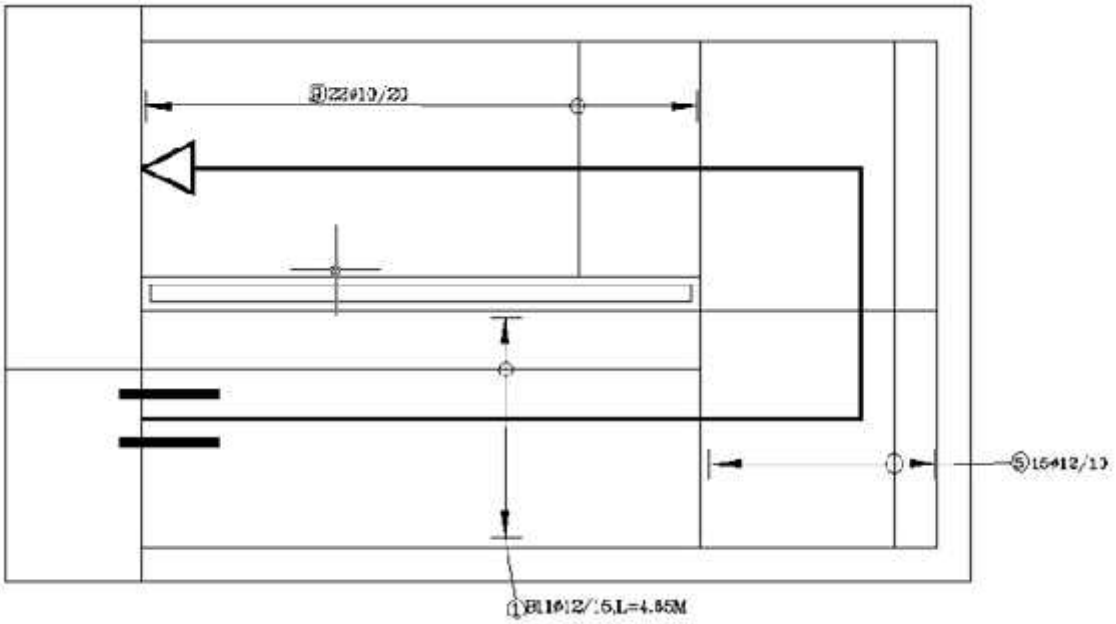


Figure (4-٣٠): Reinforcement for stairs.

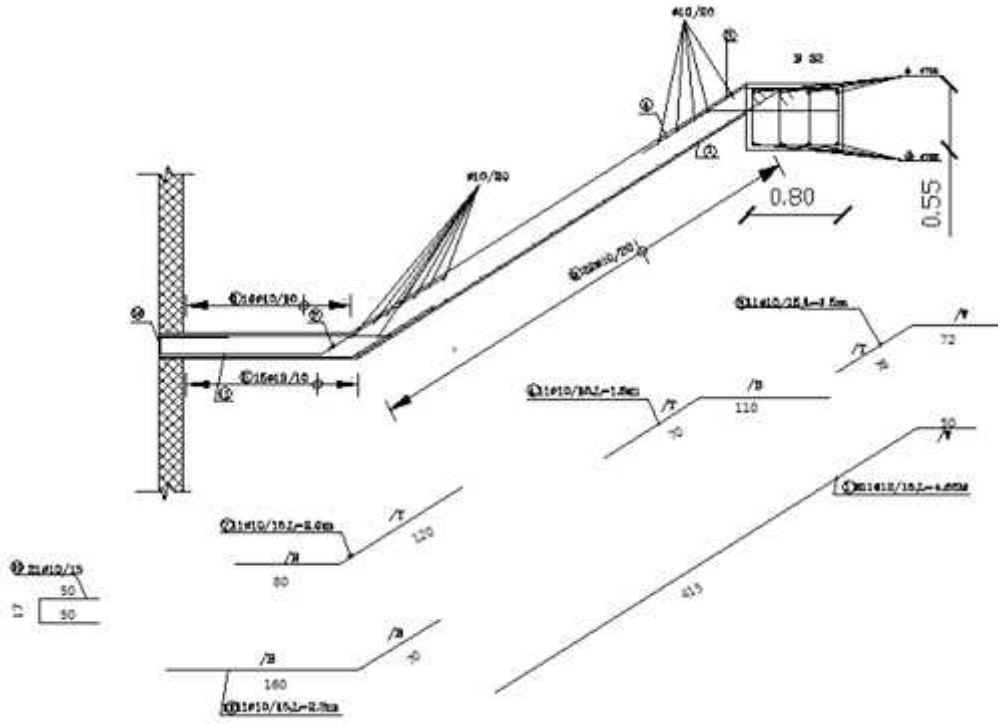


Figure (4-٢٠): Reinforcement for stairs.

4.11 Design of Basement Wall:

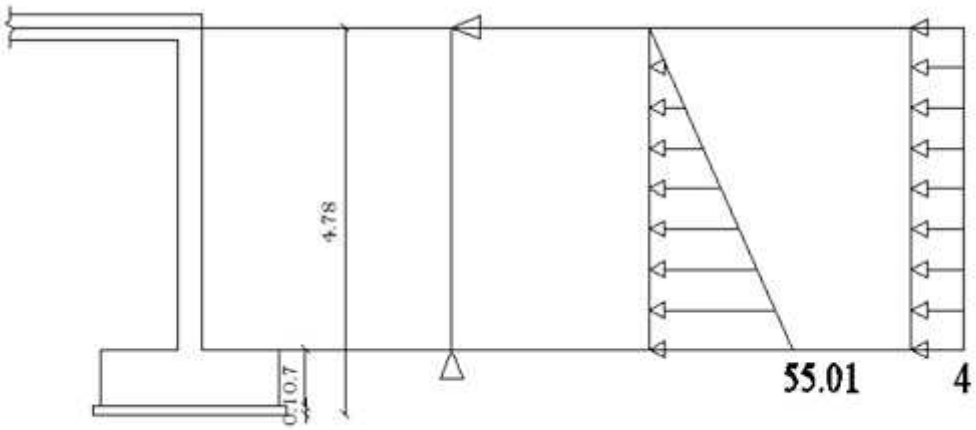


Figure (4-٢١): Geometry of basement.

Fc' = 24 Mpa Fy = 420 Mpa

$\emptyset = 30°\gamma = 18.00KN/m^3$

$$Ko = 1 - \sin\emptyset$$
$$= 1 - \sin 30$$
$$= 0.50$$

4.11.1 Load on basementwall:

For 1m length of wall:

* **Weight of backfill:**

$$q1 = Ko * \gamma * h$$

= 0.50*18.0*3.82 =34.38 KN/m

$q_{1\ (Factored)}$ = 1.6 *38.38 = 55.01 KN/m

*** Load from live load:**

LL=5 KN/m2

$$q2 = Ko * LL$$

= 0.50 * 5 =2.50 KN/m

$q_{2\ (Factored)}$ = 1.6 *2.50 =4.0 KN/m

4.11.2Design of the shear force:

Assume h = 300 mm,

$$d = 300 - 20 - 14 = 266\ mm$$

Vmax =77.77 KN

$$\text{¤}Vc = \frac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$$

$$\text{¤}Vc = \frac{\text{¤}\sqrt{24} * 1000 * 266}{6} = 162.9KN$$

Vu < ¤*Vc*

No shear Reinforcement is required.

4.11.3 Design of bending moment:

Mu max =61.1KN.m

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{61.1}{0.9} = 67.88\ KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{67.88 * 10^6}{1000 * 266^2} = 0.96\ Mpa$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

$$= \frac{1}{20.58} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.96 * 20.58}{420}}\right)$$

$$= 2.343 * 10^{-3}$$

$$Asreq = \rho * b * d = 2.34 * 10^{-3} * 1000 * 266 = \mathbf{6.23\ cm^2/m}$$

$$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 3.60\ cm^2/m$$

$$Amin \leq Areq$$

Select Ø12@15cm/m

Vertical reinforcement at compression face:

As req = As min = 3.60 cm^2/m

Ø10@15cm/m

4.10.4 Design of the horizontal reinforcement:

$$Asmin = 0.0012 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 360 cm^2/m$$

Select**Ø10@20cm/m**, in two layer.

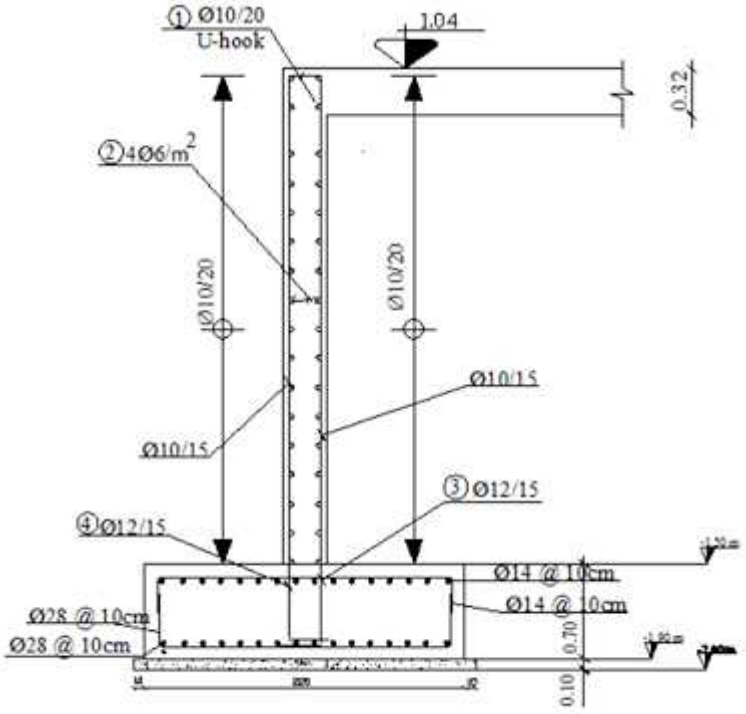
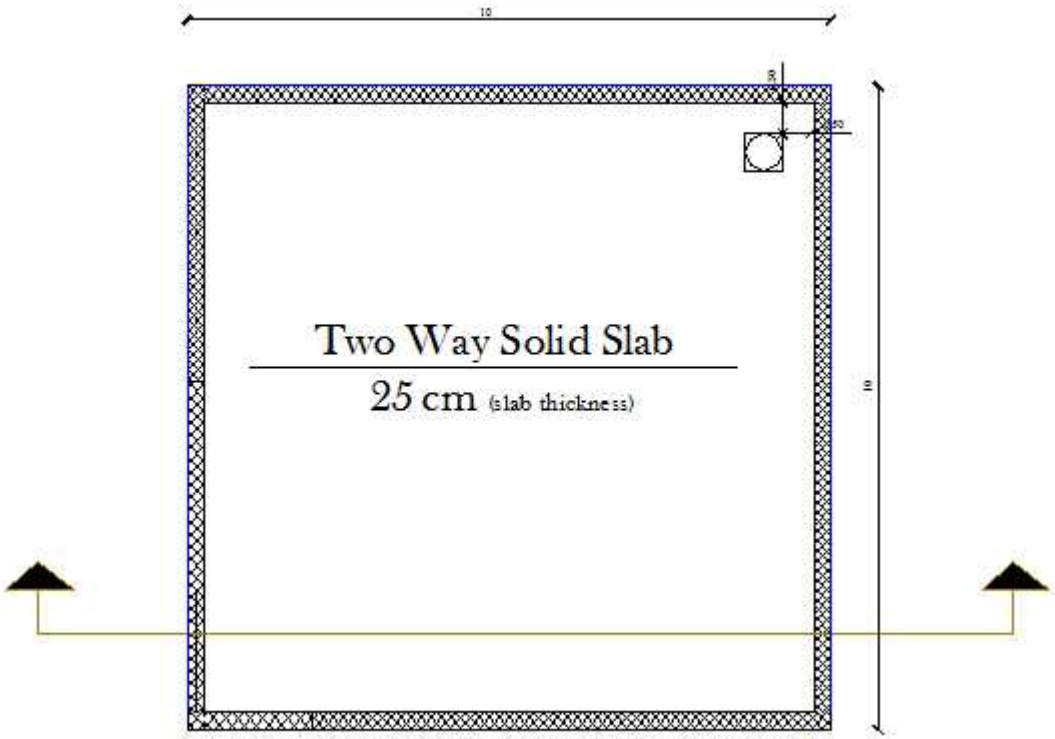


Figure (4-٢٢):Reinforcement for Basement Wall.

4.12 Design of Two Way Solid Slab of Water Tank:



Fig(4-23):Plan Of Solid Slab

(4.12.1) Calculate the minimum thickness slab :

$$hmin = 22\ cm$$

$$y = \frac{60 * 22 * 11}{22 * 60} = 11cm$$

$$Ib = \frac{60 * 22^3}{12} = 53240cm$$

$$Is = \frac{500 + 60\ \ * 22\text{^}3}{12} = 496906.67cm$$

$$\propto f1 = \frac{Ib}{Is} = \frac{53240}{496906.67} = 0.107$$

$$\propto f1 = \propto f2 = \propto f3 = \propto f4$$

$$\propto fm = \frac{\in \propto}{4} = \frac{4 * 0.107}{4} = 0.107$$

$for \propto fm \leq 0.2\beta = \frac{lnlong}{lnshort} = \frac{10}{10}$=1

$$hmin = \frac{ln}{36} = \frac{8.8}{36} = 24.4\ cm$$

but we will select 25cm slab thickness.

(4.12.2) Dead load calculations:

Table(4-4) calculation of the Dead load solid

Dead load from:	δ×γ	KN/m
Tiles	0.03×23×1	0.69
Mortar	0.03×22×1	0.66
Coarse sand	0.07×17×1	1.19
Slab	0.25×25×1	6.25
Plaster	0.03×22×1	0.66
	∑	9.45

Dead load =9.45 KN/m^2.

Live load = 3 KN/m^2.

WuD = 1.2*Dead load = 1.2*9.45 = 11.34 KN/m^2.

WuL = 1.6*live load = 1.6*3 = 4.8 KN/m^2.

Wu = 11.34+4.8 = 16.14 KN/m^2

(4.12.3) Shear Design :

l_a/l_b=1

W_b=W_a=0.5

- The total load on the panel being (10*10*16.14) = 1614 KN
- The load at face of the long beam is (0.5×1614/(2×10))=40.35 KN

Assume the Φ 16

d=250-20-16\2=222mm

- V_c =(√24 *1000*222*10^-3)\6 =181.26KN

$\phi V_{c = 0.75}$ × 181.26= 135.95 KN

$V_u < \phi V_c$.

The thickness of the slab is adequate enough

(4.12.4) Flexural Design:

(l_a/l_b=1)

Positive moments :

Cda=.036

Cla=.036

Cdb=.036

Clb=.036

$M_{a+ve,DI}=C_a*W*L_a^2$ =0.036*11.34*10 ^{2}= 40.824 KN.m\m

$M_{a+ve,LI}=C_a*W*L_a^2$ =.036*4.8*10 ^{2}= 17.28KN.m\m

$M_{a+ve} = M_{a+ve,L} + M_{a+ve,D}$ = 57.56KN.m\m

$M_{b+ve,D}=C_b*W*L_b^2$ =0.036*13.44*10^2= 40.824 KN.m\m

$M_{b+ve,L}=C_b*W*L_b^2*b$ =0.036*8*10 ^{2}= 17.28KN.m\m

$M_{b+ve} = M_{b+ve,L} + M_{b+ve,D}$ = 57.56KN.m

(4.12.5) Positive Moment:

Mu = 57.56KN.m (at both direction)

Assume the d_{Bar} =16 mm

d =h- cover - (d_{Bar}\2) =250-20-8=222mm

Mn = Mu / 0.9 = 57.56 / 0.9 = 63.95KN.m.

$$K_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{63.95 * 10^6}{1000 * 222^2} = 1.29 MPa \ .$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

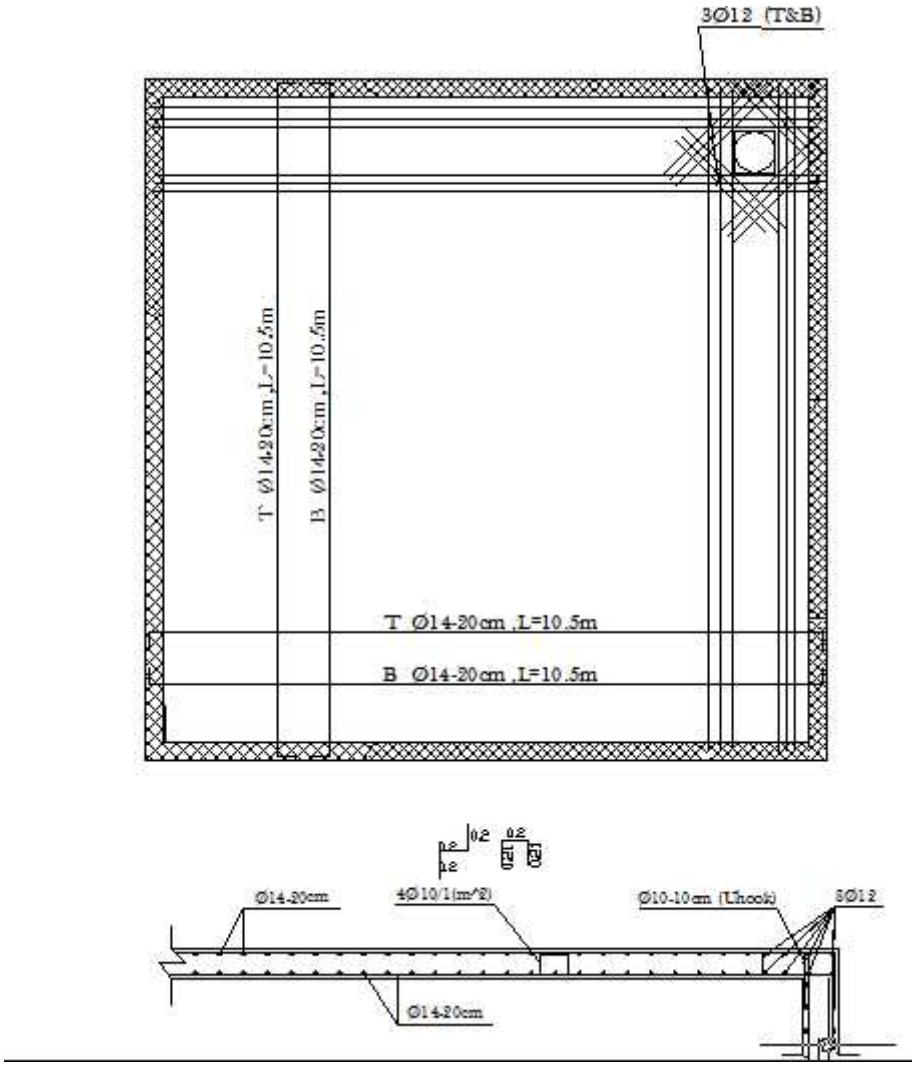
$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.59*1.29}{420}}\right) = 3.194*10^{-3}$$

As_{req} = $3.194*10^{-3}*1000*222$ =709.25mm^2.

$As_{\min} = 0.0018*b*h = 0.0018*1000*320 = 576mm2$

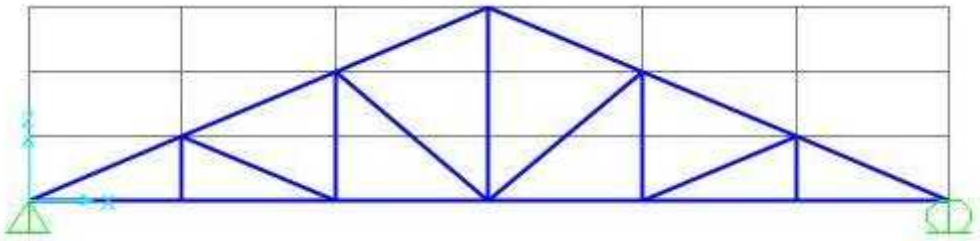
As = 709.25mm2 ≥ As_{mir} = 576mm2

Use Φ 14 \ 20cm

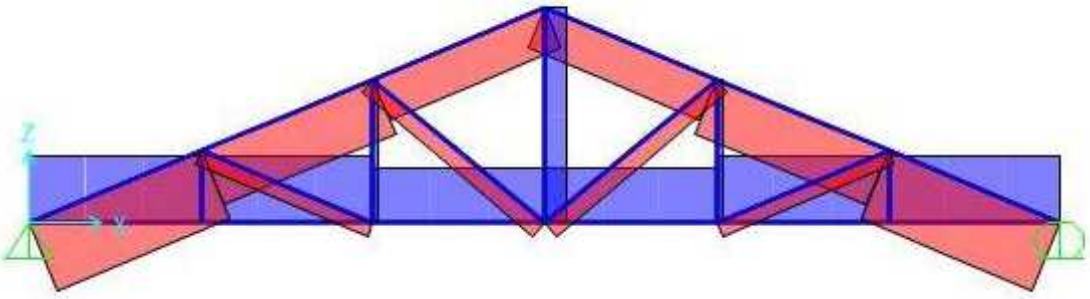


Fig(4-24) : Reinforcement of solid slab

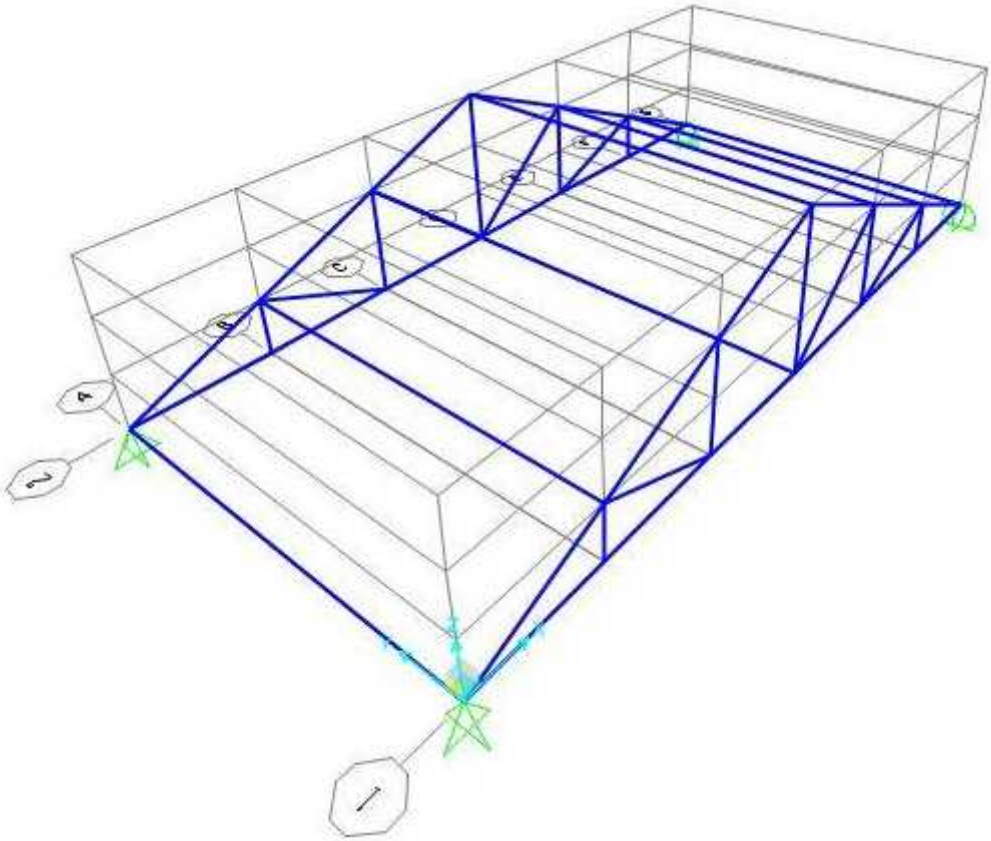
4.13 Design of Truss Using Sap 2000.



Fig(4-25) : Reinforcement of solid slab

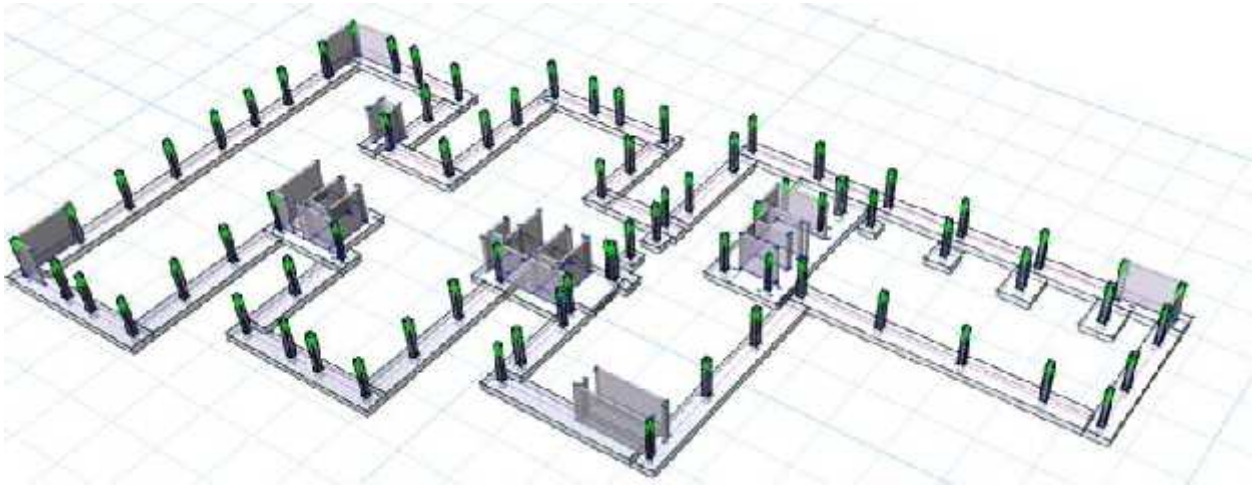


Fig(4-26) : Reinforcement of solid slab



Fig(4-27) : Reinforcement of solid slab

4.14 Design of Strip Footing Using Safe 2016.



Fig(4-2٨) : Strip Footing

الفصـــــــــل الخامس

النتائج و التوصيات

5

1.5 النتائج

2.5 التوصيات

3.5 المراجع

4.5الملحقات

1.5النتائج

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

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

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

3- 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-يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

3.5قائمة المصادر و المراجع

1-كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

2-ملاحظات الأستاذ المشرف

3- ACI Committee 318 (2011),ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

4.5 الملحقات

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

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

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

Notes:
Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density w_c = 2320 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEA‘S OR ONE WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements (sum of the long-term deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load)†	$\ell/480^{\ddagger}$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{\S}$

* Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding should be checked by suitable calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering long-term effects of all sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

† Long-term deflection shall be determined in accordance with 9.5.2.5 or 9.5.4.3, but may be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be determined on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

‡ Limit may be exceeded if adequate measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

§ Limit shall not be greater than tolerance provided for nonstructural elements. Limit may be exceeded if camber is provided so that total deflection minus camber does not exceed limit.

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الاحمال الحية للأرضيات والقدلت

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-

نوع المبنى	
عـــام	خاص
تابع المبانـــي التعليمية وماشابهها.	تابع السجو والمستشفيا والمدارس والكليات

المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراحيض والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.