بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة الخليل

فريق العمل:-

محمد طميزة إدريس ابو جحيشة فادي طميزة

إشراف :-

د.هيثم عيّاد

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة الخليل

فريق العمل :-

محمد طميزة إدريس ابو جحيشة فادي طميزة

إشراف :-

د.هيثم عيّاد

الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع :-
التصميم الإنشائي لمستشفى عام في مدينة الخليل

أسماء الطلبة :-
محمد طميزة إدريس ابو جحيشة فادي طميزة

بناء على نظام كلية الهندسة والتكنولوجيا وإشراف ومتابعة المشرف المباشر على مقدمة المشروع وموافقة أعضاء اللجنة الممتحنة تم تقديم مقدمة 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
.....

الإهـــــــــــــــــــــــــــــــــــداء

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

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 الدكتور

....هيثم عياد .

والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز

,هذا البحث امتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمستشفى علم في مدينة الخليل

فريق العمل:

محمد طميزة – فادي طميزة – ادريس ابو جحيشة

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٢م

إشراف:

د.هيثم عيّاد

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لأحد المستشفيات العامة في مدينة الخليل ,مشتملاً على كافة المرافق الطبية التي يتطلبها أي صرح طبي.

يتكون المبنى من اربعة طوابق، 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 وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين ، وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة والجسور المدلية والبلاطات الخرسانية وغيرها.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI _318) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل , Autocad2007, Office2007, Atir, ETABS SAFE,STAAD PRO وغيرها ومن الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية وسيتم الاضطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of a General Hospital in Hebron

WORKING TEAM:

Idrese Abu-juhaisheh Fadi Temeiza Mohammad Tomaizeh

Palestine Polytechnic University -2012

SUPERVISOR:

DR .HAYTHM AYYAD.

Project Abstract

The summary of the idea of this project, is to prepare a structural design of a general hospital , consisting of all facilities that should be available in any optimum medical center .

This building is consisting of ٤ floors with a nice elevation, which reflecting the medical face of the building, on the other hand , no doubt that the structural design at a same level of importance of architecture one ,by supporting the building with a structural element ,which will be designed according to ACI code.

The project will contain the structural analysis for vertical and horizontal loads and the structural design and details for each member in the building.

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
فهرس الجداول	
فهرس الاشكال	
قائمة الاختصارات	
الفصل الأول : المقدمة	1
١-١ المقدمة	2
١-٢أهداف المشروع	3
١-٣ مشكلة المشروع	3
١-٤ حدود مشكلة المشروع	3
١-٥ المسلمات	3
١-٦ فصول المشروع	4
١-٧إجراءات المشروع	4-5
الفصل الثاني : الوصف المعماري	6
٢-١المقدمة	7
٢-٢لمحة عن المشروع	8
٢-٢-١ حركة الشمس و الرياح	8
٢-٣ دراسة عناصر المشروع	9
٢-٣-١المساقط الأفقية	9
٢-٣-١-١ طابق التسوية	9
٢-٣-١-٢ الطابق الأرضي	9
٢-٣-١-٣ الطابق الأول	11
٢-٣-١-٤ الطابق الثاني	12
٢-٣-٢ وصف الواجهات	13
٢-٣-٢-١ الواجهة الشمالية	13
٢-٣-٢-٢الواجهة الشرقية	14
٢-٣-٢-٣ الواجهة الجنوبية	14
٢-٣-٢-٤الواجهة الغربية	15
٢-٣-٣ وصف الحركة	16
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	17
٣-١ المقدمة	18
٣-٢ هدف التصميم الإنشائي	18
٣-٣ الدراسات التحليلية و النظرية	18
٣-٣-١ الأحمال	18-20
٣-٣-١-١ الأحمال الميتة	19
٣-٣-١-٢ الأحمال الحية	20

٣-٣-١-٣ الأحمال البيئية 20

الرياح 20
الثلوج 21
الزلازل 21
٣-٤الاختبارات العملية 22
٣-٥العناصر الإنشائية 22
٣-٥-١ العقدات 22
٣-٥-١-١-أالعقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد 23
٣-٥-١-١-بالعقدات المصمتة ذات الاتجاهين ٢٣
٣-٥-١-٢-أعقدات العصب ذات الاتجاه الواحد ٢٤
٣-٥-١-٢-بعقدات العصب ذات الاتجاهين ٢٤
٣-٥-٢ الجسور ٢٥
٣-٥-٣الأعمدة 26
٣-٥-٤الجدران الحاملة (جدران القص) 26
٣-٥-٥ الأساسات 27
٣-٥-٦ الأدراج 29
٣-٥-٧ الجدران الاستنادية. 29
٣-٥-٨ فواصل التمدد 30

Chapter 4 : Structural Design & Analysis 32

33 4.1 Introduction
33 4.2 Determination of Slab thickness
34 4.3 Determination of factored load of ribs
34 4.3.1 Determination of dead load
35 4.3.2 Determination of factored dead & live loads
35 4.4 Design of topping
36 4.5 Design of rib 1
38 4.5.1 Design of flexure
38 4.5.1.1 Design of positive moment of rib
43 4.5.1.2 Design of negative moment of rib
47 4.5.2Design of shear of rib
51 4.6 Design of beam
54 4.6.1 Design of flexure
54 4.6.1.1 Design of negative moment
59 4.6.1.2 Design of positive moment
64 4.6.2 Design of shear
71 4.7 Design of two way ribbed slab
71 4.7.1 Check thickness of the slab
72 4.7.2 Load Calculations
72 4.7.2.1 Determination of dead load
73 4.7.2.2 Determination of factored dead and live loads
73 4.7.3 Design of two way ribbed slab
73 4.7.3.1 Design of shear
73 4.7.3.2 Design of positive moment
75 4.7.3.3 Design of negative moment
76 4.8 Design of solid slab

76 4.8.1 Load calculation
76 4.8.2 Design results
78 4.9 Design of stair
78 4.9.1 Load calculation
80 4.9.1.1 Design of flexure
81 4.9.2 Design of landing
81 4.9.2.1 Calculation of dead load
82 4.9.2.2 Design of flexure
83 4.10 design of columns
84 4.10.1 Load calculation
86 4.10.2 Design of tie reinforcement
86 4.11 Design of basement wall
86 4.11.1 Load calculation
88 4.11.2 Design of wall
88 4.11.2.1 Design of negative bending moment
89 4.11.2.2 Design of positive bending moment
90 4.12 Design of shear wall
90 4.12.1 Design of shear wall By ETABS program
91 4.12.2 Design of shear wall By Manual method
92 4.12.2.2 Design of wall
95 4.13 Design of isolated footing
95 4.13.1 Determination of loads
95 4.13.2 Determination of footing area
96 4.13.3 Determination of depth of footing based on shear strength
96 4.13.4 check of two way shear action (punching)
97 4.13.5 Design of bending moment
99 4.13.6 Development length of main reinforcement
99 4.13.7 Check of transfer of loads at base of column
100 4.14 Design of well
100 4.14.1 Design of well By Staad Pro program
102 4.15 Design of Steel
102 4.15.1 Design of Brace members on compression
102 4.15.2 Check sections on Tension
103 4.15.3 Determination of weld size
103 4.15.4 Determination of weld length

فهرس الجداول

جدول (١-١) الجدول الزمني لمقدمة المشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١١\٢٠١٢ 5
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 19
جدول (٣-٢) الأحمال الحية 20
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 21

.

فهرس الأشكال

شكل (٢-١) حركة الشمس والرياح وتوجيه المبنى 8
شكل (٢-٢) مخطط الطابق التسوية 9
شكل (٢-٣) مخطط الطابق الأرضي 10
شكل (٢-٤) مخطط الطابق الأول 11
شكل (٢-٥) مخطط الطابق الثاني 12
شكل (٢-٦) الواجهة الشمالية ١٣
شكل (٢-٧) الواجهة الشرقية ١٤
شكل (٢-٨) الواجهة الجنوبية ١٤
شكل (٢-٩) الواجهة الغربية ١٥
شكل (٢-١٠) الحركة ١٦
شكل (٣-١) عقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد ٢٣
شكل (٣-٢) عقدة المصمتة ذات الاتجاهين ٢٣
شكل (٣-٣): عقده العصب ذات الاتجاه الواحد. ٢٤
شكل (٣-٤): عقده العصب ذات الاتجاهين. ٢٥
شكل (٣-٥) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة ٢٥
شكل (٣-٦) احد أشكال الأعمدة ٢٦
شكل (٣-٧) جدار القص ٢٧
شكل (٣-٨.أ.ب.جـ) الأساسات المنفرد ٢٨
شكل (٣-٩) الدرج ٢٩
شكل (٣-١٠) جدار استنادي ٣٠
Figure (4-1): First Floor Slab. ٣٣
Figure (4-2): Rib 5 geometry. ٣٦
Figure (4-3) : loading of Rib 5. 37
Figure(4-4): Moment envelop of rib 5. 37
Figure(4-5): Shear envelop of rib 5. 37
Figure (4-6) : Beam Geometry 52
Figure (4-7) : Load of beam 53
Figure (4-8) : Moment Envelop for Beam 53
Figure (4-9) : Shear Envelop for Beam 53
Figure (4-10): Two way ribbed slab 71
Figure (4-11): Two way ribbed slab reinforcement 75

76 Figure (4-12): Plan of solid slab
76 Figure (4-13): (Bottom)Moment in x-direction
77 Figure (4-14): (Bottom)Moment in y-direction
77 Figure (4-15): (Top)Moment in x-direction
78 Figure (4-16): (Top)Moment in y-direction
78 Figure (4-17): Stair Diagram
79 Figure (4-18): Load Diagram
80 Figure (4-19): Shear & Moment envelope diagrams
81 Figure (4-20): Geometry diagram
82 Figure (4-21): Load diagram
82 Figure (4-22): Shear & Moment envelope diagrams
83 Figure (4-23): Location of columns18
87 Figure (4-24): Geometry of basement wall
87 Figure (4-25): loads on basement wall
90 Figure (4-26): Shear wall plan from ETABS
91 Figure (4-27): Design of Shear wall from ETABS
91 Figure (4-28): Shear and moment on the wall from ETABS
95 Figure (4-29) : Shear Wall Reinforcement
100 Figure (4-30) : Isolated footing detail
101 Figure (4-31): Moment's value from STAAD PRO
101 Figure (4-32): Plan of well
102 Figure (4-33): Well Reinforcement

List of Abbreviations

- Ac = area of concrete section resisting shear transfer.
- As = area of non-prestressed tension reinforcement.
- A_S = area of non-prestressed compression reinforcement.
- Ag = gross area of section.
- Av = area of shear reinforcement within a distance (S).
- At = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- b = width of compression face of member.
- bw = web width, or diameter of circular section.

- C_c = compression resultant of concrete section.
- C_s = compression resultant of compression steel.
- DL = dead loads.
- d = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- Ec = modulus of elasticity of concrete.
- fc' = compression strength of concrete .
- fy = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- h = overall thickness of member.
- Ln = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- 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 .

الفصل الأول

1

المقدمة

١-١ المقدمة.

١-٢ أهداف المشروع.

١- ٣ مشكلة المشروع.

١-٤ حدود مشكلة المشروع.

١-٥ المسلمات.

١- ٦فصول المشروع.

١- ٧ إجراءات المشروع.

١-١ المقدمة:-

منذ أن وجد الإنسان قديما وهو في رحلة دائمة ومستمرة للبحث عن أسرار الطبيعة ومكنوناتها لتحقيق شيء واحد لم يدخر لأجله جهدا ووقتا وكماً أو حتى كيفا **كان مسعاه دائما** الوصول إليه وهو الكمال والراحة الأبدية(أبدية الحياة الدنيا).

فكان من الطبيعي أن يفكر الإنسان بالمسكن الذي يأويه ، فبدأ حياته الأولية ليقي نفسه الأخطار المحيطة به ، **خلال استعمال** المواد الأولى كالأخشاب والحجارة وغيرها لتحقيق هذه الغاية . مع تطور الإنسان وتطور حياته ومع الانفتاح الصناعي المستمر كان لا بد من مواكبة الأحداث لتلبية احتياجات الناس بمختلف فئاتهم وأشغالهم ، من هنا يأتي دور المهندس الذي يضع أفكاره وحلوله من اجل المضي قدما في ركب الثورة البشرية.

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

أحد الاحتياجات الضرورية للبشرية جمعاء "الرعاية الطبية" ، وهذه لا تتحقق إلا بتوفر المكان المناسب الذي يشمل الإضاءة والتهوية والمساحة المناسبة ، لذا ففريق العمل ارتئ أن يضع بين أيديكم دراسة إنشائية كاملة تشمل التحليل الإنشائي و تصميم العناصر المختلفة لنموذج يلبي هذه الحاجة وهو مستشفى.

١- ٢ أهداف المشروع:-

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

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

١-٣ مشكلة المشروع :-

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمستشفى الذي تم اعتماده ليكون ميدانا لهذا البحث ، وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ....الخ. بتحديد الأحمال الواقعة عليه ، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها ، مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ، ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ .

١-٤ حدود مشكلة المشروع:-

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والأول من الاعوام الدراسية ٢٠١١-٢٠١٢ ، ٢٠١٢-٢٠١٣ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الأول.كما و يقع المبنى الطبي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل.

١-٥ المسلمات :-

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir,)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

١-٦ فصول المشروع :-

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:-

١- **الفصل الأول** : يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه....
٢- **الفصل الثاني** : يشمل الوصف المعماري للمشروع.
٣- **الفصل الثالث** : يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
٤- **الفصل الرابع** : التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
٥- **الفصل الخامس**: النتائج و التوصيات .

١-٧ إجراءات المشروع :-

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف **المشروع مع إجراء** كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.

٢) دراسة العناصر الإنشائية المكونة **للمبنى والآلية** الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسوروالأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

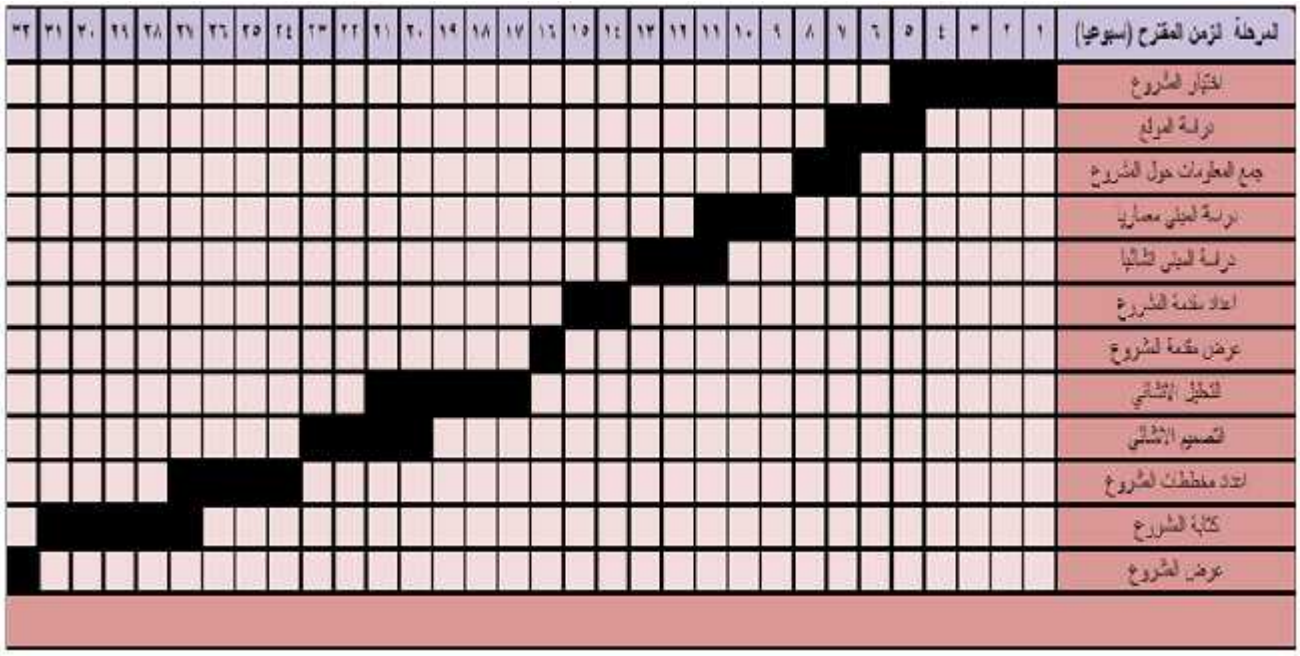
٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

٥) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (٢٠١٢\٢٠١١)



الفصل الثاني

2 الوصف المعماري للمشروع

٢-١ مقدمة.

٢-٢ لمحة عن المشروع.

٢-٣ وصف عناصر المشروع .

٢-٣-١ وصف المساقط الأفقية .

٢-٣-١-١ طابق التسوية

٢-٣-١-٢ الطابق الأرضي

٢-٣-١-٣ الطابق الأول

٢-٣-١-٤ الطابق الثاني

٢-٣-٢ وصف الواجهات.

٢-٣-٢-١ الواجهة الشمالية

٢-٣-٢-١ الواجهة الشرقية

٢-٣-٢-١ الواجهة الجنوبية

٢-٣-٢-١ الواجهة الغربية

٢-٣-٣ وصف الحركة.

٢-١ مقدمة :-

في النفس البشرية حاجة ماسة للإبداع – كانت ولا زالت – رفعت من خلالها حضارات وأطاحت بأخرى ،وكان سعي الإنسان لتحقيق هذه الغاية كبيرا ، ولم تكد تقضي أجيال حتى جاءت غيرها لتكمل مسيرة الإبداع البشرية المستمرة . وهذا ما يتمثل قي يومنا هذا وشاهدة للعيان ، فأبدع الفرعوني بأهراماته والإغريقي بتماثيله ومتاحفه ولحقهم الصيني بسوره العظيم وأكمل غيرهم المشوار.

ومن هنا تكمن أهمية التصميم لأي منشأ أو مبنى و الذي يمر بعدة مراحل ، بحيث تتمثل محطتها الأولى بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، ، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وأما كان التصميم من منظور طبي ،فيجب النظر إلى الحاجة المطلوبة منها بقدر الإمكان وعلى أكمل وجه، وهذه الحاجة تكمن في تقديم مستوى رعاية طبية ممتازة وهذا يتأتي من خلال التصميم المعماري الجيد للمبنى مع الآخذ بكل الاعتبارات التصميمية الخاصة بالمباني الطبية التي تتمثل في توزيع الأقسام وربطها ببعضها، وفي نفس الوقت فصلها لعدم تأثير احدها على الأخر ،وتوفيرالمساحات الكافية والخالية من الأعمدة الداخلية في منتصف الفراغات الإنشائية، و توفير التهوية والإضاءة المناسبة والالتزام بالمواصفات والمقاييس الخاصة .

لأداء أي عمل لا بد أن يتم بمراحل عدة حتى يتم انجازه على أكمل وجه، وكذلك لإقامة أي بناء لا بد أن يتم تصميمه على ناحيتين (الناحية المعمارية والناحية الإنشائية) ،ويبدأ ذلك بالتصميم المعماري الذي يحدد شكل المنشأ ، ويأخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة إذ يجري التوزيع الأولي لمرافقه بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة ويتم في هذه العملية دراسة الإنارة والعزل والتهوية والتنقل والحركة وغيرها من المتطلبات الوظيفية .

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها ، وذلك اعتماد على الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأسلس التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة .

٢-٢ لمحة عن المشروع :-

من خلال التجوال في شارعنا الفلسطيني ، و كشف الغطاء عن همومه ، **نجد حاجة مجتمعنا الملحة إلى وجود** مستشفيات في منطقتنا ، **نظرا للعجز الطبي القائم في البلاد** ، ويكون الحل وجود مستشفيات نموذجية ،**تراعي** المتطلبات الحديثة **لأنظمة الصحة و السلامة العامة** .

وتتلخص فكرة المشروع بعمل تصميم **لمستشفى علم** يحقق الأهداف التي ذكرت آنفاً ويلبي جميع الاحتياجات التي تطلبها الأسرة الفلسطينية حيث يتكون المشروع من **ثلاثة طوابق بالإضافة إلى** طابق التسوية ،**تتدرج في المساحة من حوالي** ٨٢٠ **متر مربع إلى حوالي** ٣٢٠٠ **متر مربع** تتنوع فيها **الخدمات** الوظيفية بشكل مناسب مع الحاجة المبتغية من التصميم.

٢-٢-١ حركة الشمس والرياح :-

تعتبر دراسة حركة الرياح و الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فيجب معرفة تأثير كل من الرياح والشمس على المبنى ليتسنى تقسيمه إلى فراغات تتناسب وتوجيهه المناخي بحيث يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية، **و الشكل** (٢-١) يوضح ذلك :-

الشكل(٢-١) توجيه المبنى

٢-٣ دراسة عناصر المشروع :

٢-٣-١ المساقط الأفقية :-

يشمل المشروع على اربعة طوابق ، ذوات تنوع خدماتي في كل طابق موزعة وفق الآتي :

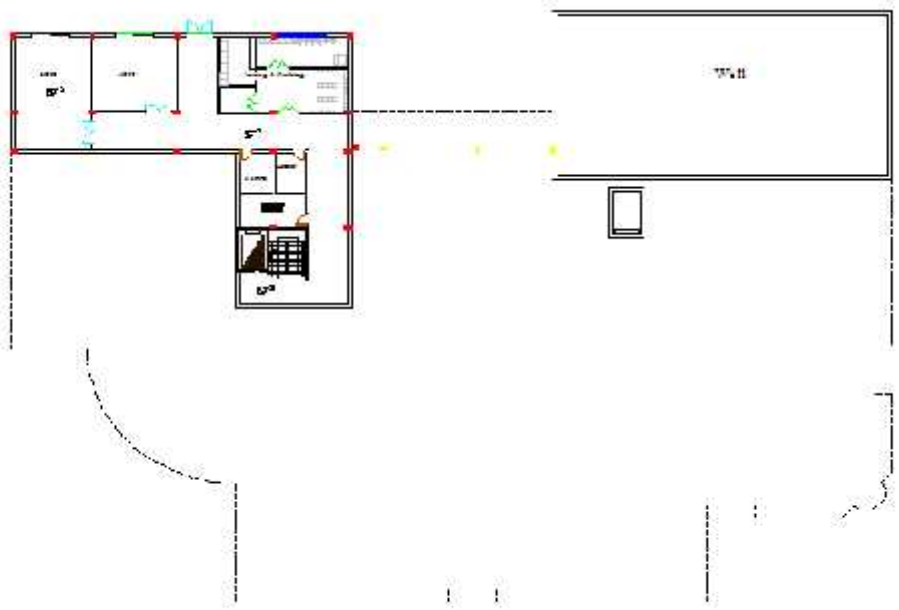
٢-٣-١-١ طابق التسوية :- ويشمل على (٤) أجزاء كما يوضحها الشكل ٢-٣-١ أدناه:

١ / مخزن للخدمات.

٢/ مخزن الخدمات الطبية .

٣/ بئر ماء حجمه ١٢٠٠م٣ ..

٤/ قسم الغسيل .



شكل(٢-٢) :- مخطط طابق التسوية.

٢-٣-١-٢ الطابق الأرضي :- ويشمل الأجزاء الآتية كما هو موضح بالشكل رقم ٢-٣-٢:-

١/ قسم الأشعة السينية .

٢/ قسم العيادة الصحية .

٣/قسم الطوارئ .

٤/ قسم الصيدلة

٥/قسم الولادة

٦/قسم الاستقبال .

٧/قسم فحص المختبرات

٨ / كافيتيريا

٩ / مصلى

١٠/ منطقة خدمات

شكل(٢-٣) :- مخطط الطابق الأرضي .

٢-٣-١-٣ الطابق الأول :- يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(٣.٣.٢) أدناه .

١/ قسم الجراحة.

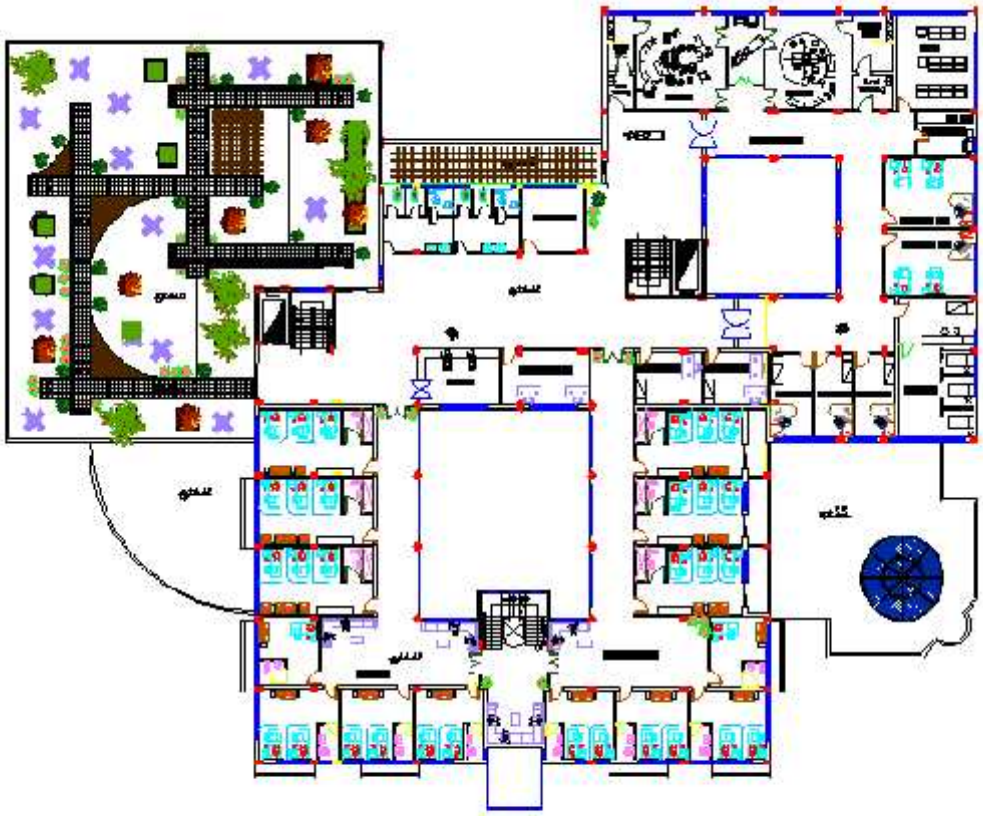
٢/ وحدة العناية المركزة.

٣/ وحدة الإنعاش..

٤/قسم الولادة

٥/ استراحة للمرضى

٦/ منطقة خدمات.



شكل (٢-٤) :- مخطط الطابق الأول.

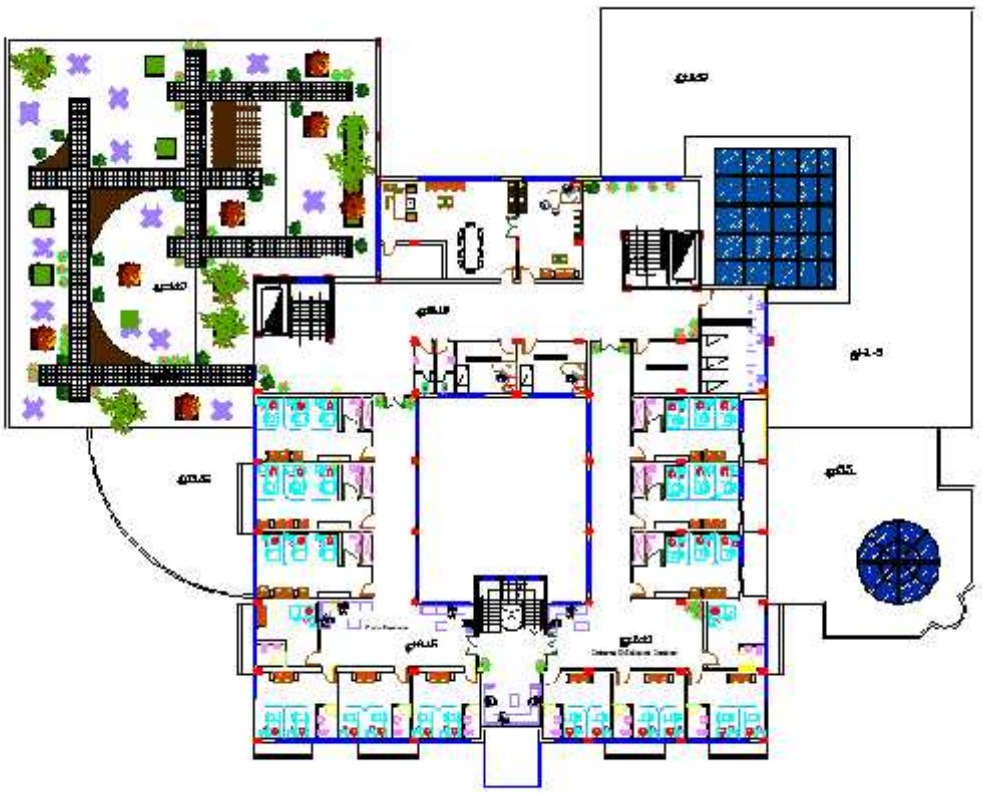
٢-٣-١-٤الطابق الثاني :- يشمل هذا الطابق كل من الأجزاء الآتية كما يظهر في الشكل(٤.٣.٢) أدناه :-

١/ قسم الاطفال

٢/ قسم الطب الداخلي.

٣/ الإدارة

٤ / منطقة خدمات



شكل(٢-٥):- مخطط الطابق الثاني.

***- توزيع المساحات على الطوابق**

الطابق	التسوية	الأرضي	الأول	الثاني
المساحة (م ٢)	٨٢٠	٣٢٠٠	٢٠٥٠	١٤٢٠

٢-٣-٢ وصف الواجهات :-

المواد الرئيسية التي تم استخدامها في عملية البناء هي الخرسانة المسلحة ، والخرسانة العادية **وانواع مختلفة** من الحجر.

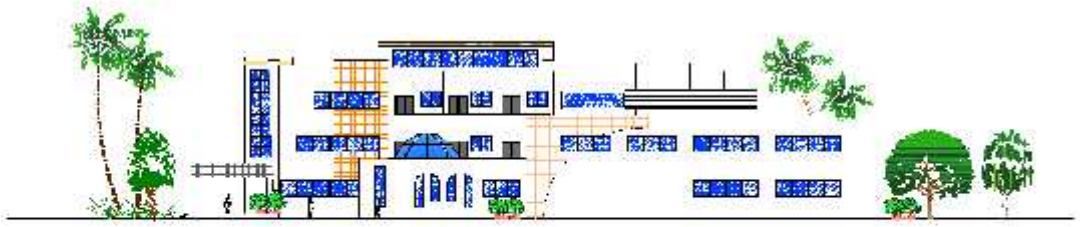
٢-٣-٢-١ الواجهة الشمالية :-

وهي الواجهة التي .تحتوي على مدخل الطوارئ العام للمستشفى ، ويظهر فيها ثلاثة مناسيب، **المنسوب** الأول منسوب الطابق الارضي ، و المنسوب الثاني منسوب الطابق الاول ، و المنسوب الثالث منسوب **الطابق الثاني** حيث ساعد تدرج المناسيب في إظهار جمال الواجهة ، كما وتحتوي على مدخل فرعي لطابق التسوية ، كما يبين **الشكل** (١.٤.٢).

شكل (٢-6)

٢-٣-٢-٢ الواجهة الشرقية :-

تحوي هذه الواجهة على منسوبين هما منسوب الطابق الاول والثاني ، ويبرز فيها منسوب المسجد الخاص بالمشفى الذي تعلوه قبة زجاجية تضفي منظرا معماريا جميلا لهذه الواجهة .



شكل (٢-7)

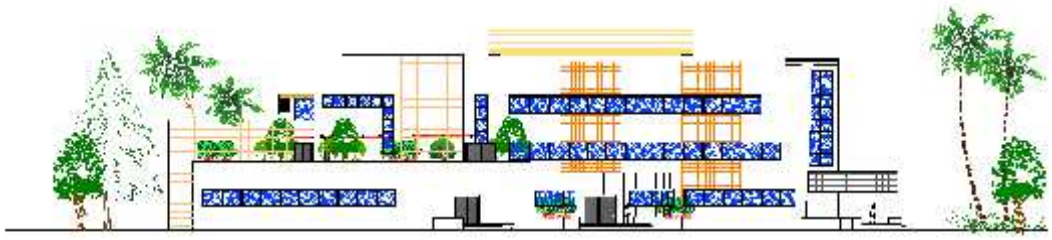
٢-٣-٢-٣ الواجهة الجنوبية :-

تحوي هذه الواجهة على المدخل الرئيس للمستشفى ، وتحوي مدخلان اخران فرعيان ، وتطل على موقف السيارات ، ويظهر فيها اربعة مناسيب وهي مناسيب كل من الطوابق الارضي والاول والثاني بالاضافة الى منسوب المسجد .

شكل (٢-8)

٢-٣-٢-٤ الواجهة الغربية :-

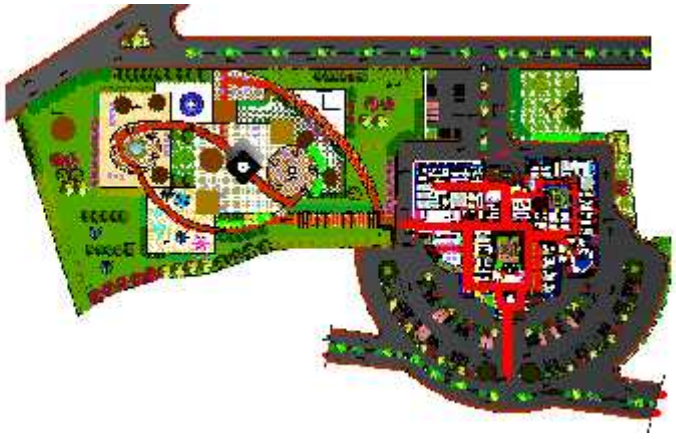
وهي الواجهة التي تقابل الحديقة ، وتحوي الواجهة على مدخلان فرعيان احدهما يؤدي الى الكافتيريا والاخر الى المطبخ الخاص بالكافتيريا ، وتحوي على كل من منسوب الطابق الأرضي والثاني ، وتظهر فيها استراحة المرضى المطلة على الحديقة التي تساعد في تحسين الحالة النفسية للمريض.



شكل (٢-9)

٢-٣-٣ الحركة :-

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المستشفى و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية، الموقع المرفق يبين سلاسة الحركةخارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه.



الشكل(٢-10) يوضح بشكل مفصل كيفية الحركة من خلال إلقاء نظرة على الموقع العام .

الفصل الثالث

3

الوصف الإنشائي

المحتويـــــــــات

٣-١ مقدمة.

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣-٣ الدراسات التحليلية و النظرية.

٣-٣-١ الأحمال و تصنيفها .

٣-٣-١-١ الأحمال الميتة.

٣-٣-١-٢ الأحمال الحية.

٣-٣-١-٣ الأحمال البيئية.

٣-٤ الإختبارات العملية

٣-٥ العناصر الإنشائية المستخدمة

٣-٥-١ العقدات .

٣-٥-٢ الجسور .

٣-٥-٣ الأعمدة.

٣-٥-٤ الجدران الحاملة (جدران القص).

٣-٥-٥ الأسلست.

٣-٥-٦ الأدراج.

٣-٥-٧ الجدران الإستنادية .

٣-٥-٨ فواصل التمدد .

٣-١ مقدمة :-

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه ، و إنما يكون بالوصف و التعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعبر جزء لا يتجزأ منه . فبعد التجول الموجز في الجانب المعماري للمشفى ، و التعرف على مقتضياته الجمالية ، كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبه الإنشائي ، ليصبح بالإمكان تشغليه مع مراعاة للسلامة و الأمان .

يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر الإنشائية، و الكيفية التي تقاوم فيه الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي كان لابد من وصف كافه هذه العناصر الإنشائية ، و التعرف عليها و على ماهية عملها ، و القوانين الهندسية و الأفكار المعمول بها ، مع مراعاة الحفاظ على الرونق المعماري المصمم له .

٣-٢ هدف التصميم الإنشائي :-

الهدف السامي من التصميم الإنشائي ، هو ولادة منشأ متكامل و مترابط ، يعمل كوحدة واحدة في مقاومة الظروف و العوامل التي يتعرض لها ، من أحمال حية و ميتة و بيئية ، و عند تصميم أي عنصر من العناصر الإنشائية ، لابد أن يراعى فيه المعايير التالية :-

- ✓ الأمان (Safety) : يتم الوصول إليه من خلال اختيار العنصر الإنشائي المناسب، في المكان المناسب ، القادر على مقاومة الأحمال و الإجهادات التي يتعرض لها بأمان.
- ✓ التكلفة (Cost) : يتم تحقيقها عن طريق أنواع مواد البناء المستخدمة ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله ، من دون المبالغة فيها .
- ✓ حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) : من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تشوه المبنى معمارياً ، و تضعفه إنشائياً .
- ✓ الرونق الجمالي المبنى.

٣-٣ الدراسات التحليلية و النظرية :-

إن عملية التحليل التي تخص الجانب الإنشائي ، تتطرق بصفة رئيسية إلى الأحمال التي تتعرض لها ، لوضع سبل مقاومتها بالشكل الإنشائي المطلوب بدقة و عناية ، و فيما يلي سرد موجز عن الأحمال و أنواعها .

٣-٣-١ الأحمال :-

تقسم الأحمال بصورة مباشرة على حسب طريقة تأثيرها في المنشأ إلى :-

١- الأحمال الرئيسية (**المباشرة**) :وهذه **الأحمال تتضمن** الأحمال الميتة **والأحمال** الحية والأحمال البيئية .

٢- الأحمال الثانوية (غير المباشرة) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط **الأساس**.

لذا في جانب الحساب الإنشائي، يجب مراعاة الدقة المتناهية في عملية تمثيل الأحمال على العناصر الإنشائية على حسب التصنيف السابق ، فالخرسانة مثلا تمتلك معدل تمدد و انكماش مخالف تماما للحديد الذي يكون فيه.

لذا لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث إنهيار **للمنشأة** وهذه الأحمال هي: ١)الأحمال الميتة،٢) الأحمال الحية، ٣)الأحمال البيئية.

٣-٣-١-١الأحمال 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 والإتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
١	البلاط	٢٣
٢	المونة	٢٢
٣	الخرسانة	٢٥
٤	الطوب	٩
٥	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة حسب الكود الأردني

٣-٣-١-٢الأحمال الحية :-

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة ، او 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 .
٣. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت ، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (٣-٢) يبين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
١	مواقف السيارات	5.0
٢	مستشفيات	5.0
٣	الأدراج	4.0
٤	المطاعم	5.0
٥	المباني السكنية	2.5

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية حسب الكود الأردني

٣-٣-١-٣الأحمال البيئية :-

وتتمثل في الأحمال الصادرة من المصادر الطبيعية و هي :-

١) الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح حسب الكود الموحد (UBC -97).

٢) الثلوج

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.

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

الجدول (٣-٣): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

٣) 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.

٣-٤ الاختبارات العملية :-

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

٣-٥العناصر الإنشائية :-

المبنى هو عبارة عن محصلة التحام العناصر الإنشائية مع بعضها البعض ، لتصبح كتلة واحدة متكاملة لا يعتريه أي شائبة ، منتصباً أمام الأحمال التي يتعرض لها ، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

٣-٥-١ العقدات (البلاطات) :-

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

ويوجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من البلاطات الخرسانية المسلحة ، منها مايلي :

١. العقدات المصمتة Solid Slabs .
٢. العقدات المفرغة Ribbed Slabs .

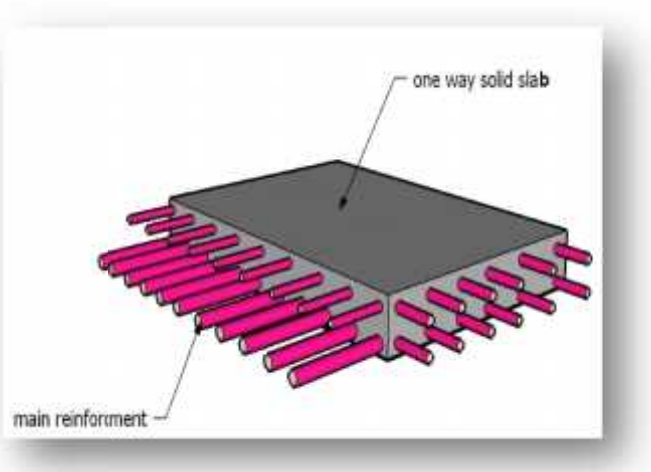
ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع ، وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام ، والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة ، وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

- عقدات مفرغة في اتجاهين Two Way Ribbed Slab
- عقدات مفرغة في اتجاه واحد One Way Ribbed Slabs .
- العقدات المصمتة solid slabs

٣-٥-١-١ العقدات المصمتة Solid Slabs:-

وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

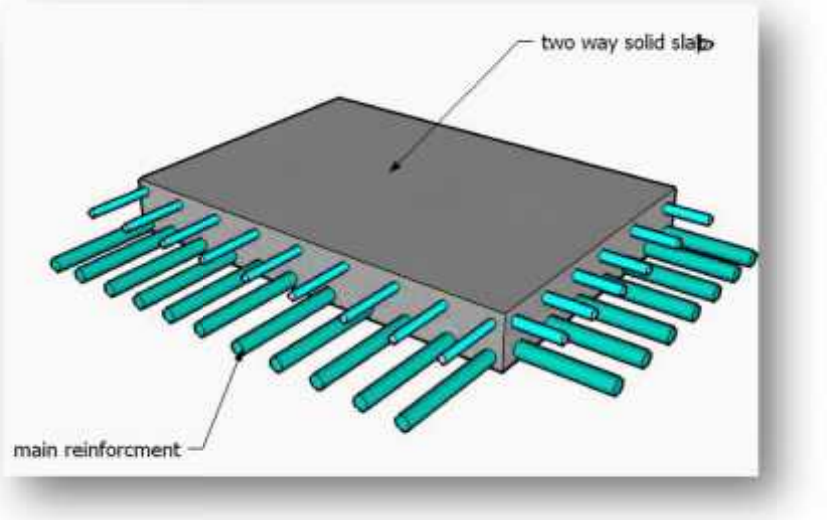
أ- العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (٣- ١) عقدة مصمتة باتجاه واحد

ب- العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .

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



الشكل (٣ - ٢) عقدة مصمتة باتجاهين .

٣-٥-١-٢ العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

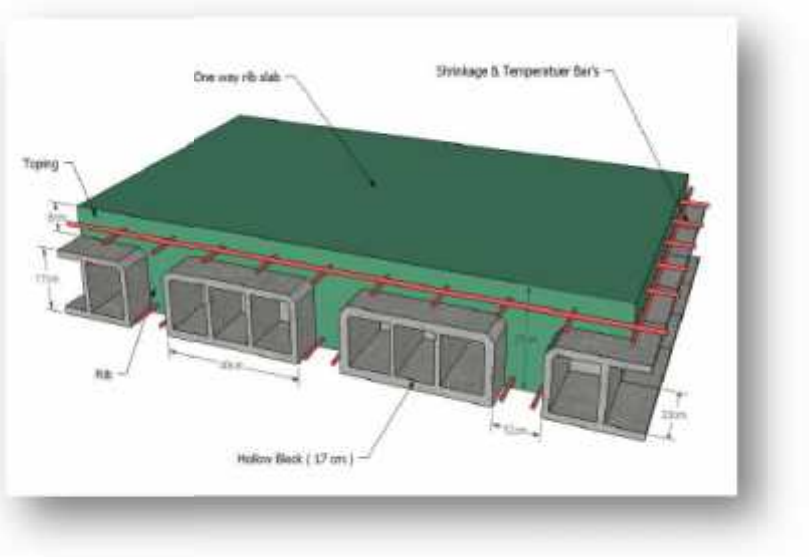
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

أ- عقدات عصب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .

ب- عقدات عصب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

٣ -٥-١- ٢ - أ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One Way Rib Slabs):-

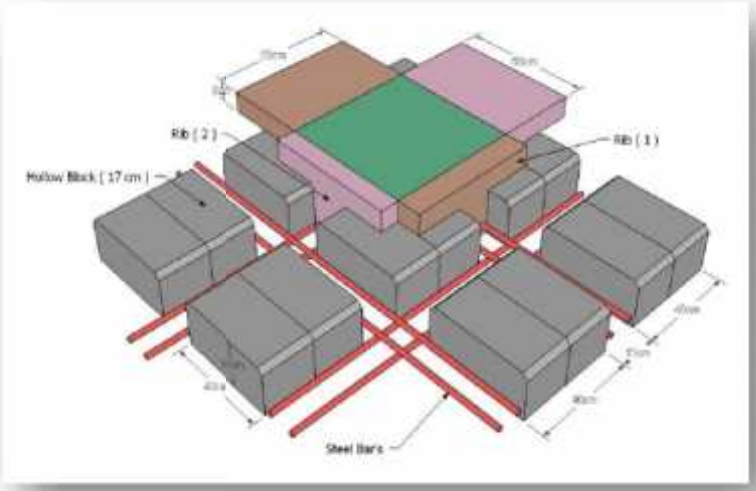
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة ، وتستخدم لبحور طويلة، ويتم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع وعقدات بيت الدرج ومطالع الدرج ، وذلك لخفة وزنها و فعاليتها .



الشكل (٣- ٣) عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

٣- ٥-١- ٢ -ب عقدات العصب ذات الاتجاهين (Tow Way Rib Slabs) :-

و عقدات العصب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا ، خاصة عندما تكون مسافات البحور للعقدة متقاربة و تكون المسافات أكثر من ٦م .



الشكل (٣ – ٤) عقدات العصب ذات الاتجاهين .

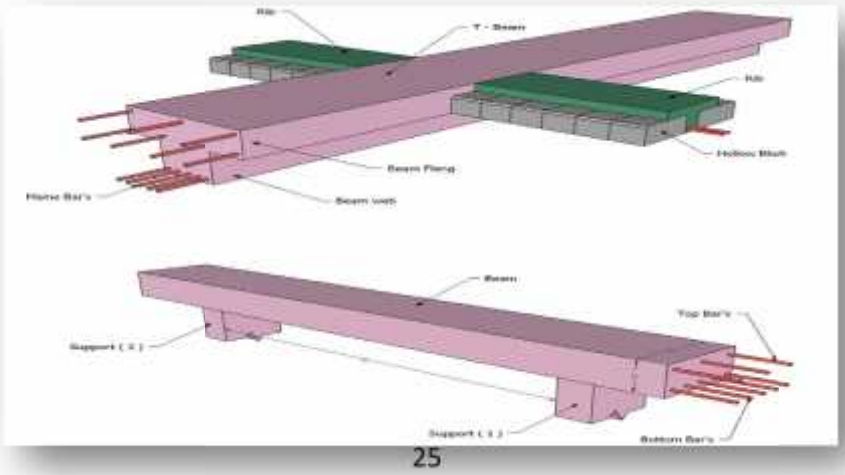
٣-٥-٢ الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية ، تقوم بنقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة لتقوم بنقلها إلى الأعمدة، و الجسور الخرسانية على نوعين هما :-

١. **الجسور المستورة** : - عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .
٢. **الجسور الساقطة** (Dropped Beam) : -

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

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

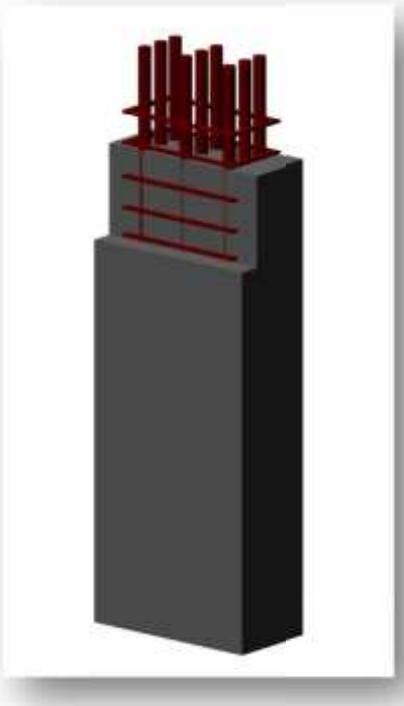


الشكل (٣- ٥) أشكال الجسور .

٣-٥-٣ الأعمدة :-

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

أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل و الدائري و المضلع و المربع و المركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة ضمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية .



٣ -٦-ب عمود مستطيلي

٣ -٦-أ عمود دائري

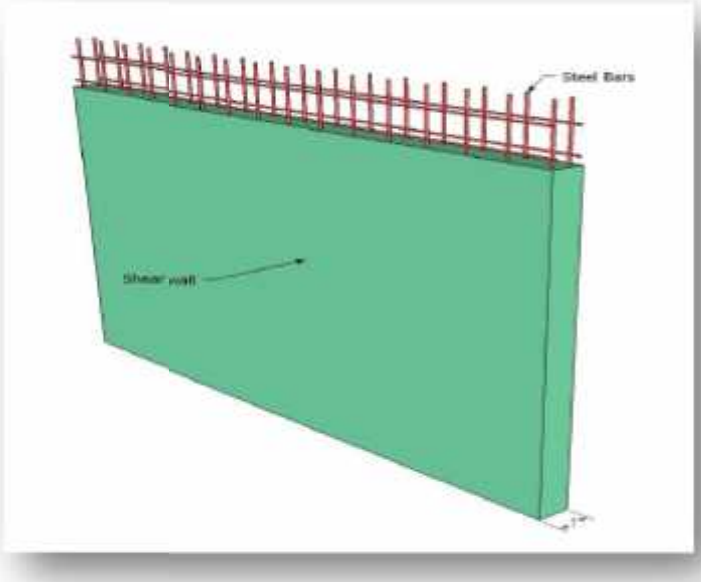
الشكل(٣ –٦) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

٣-٥-٤جدران القص (Shear Wall) :-

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .

وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل على مقاومة القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن، وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد العزوم وآثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .

وقد تم تحديد جدران القص في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى وذلك لنتمكن من تصميمها في الفصول القادمة ، وتتمثل هذه الجدران ، بجدران بيت الدرج ، وجدران المصاعد ، والجدران الأخرى التي تبدأ من أساسات المبنى .



الشكل (٣ - ٧) جدار القص

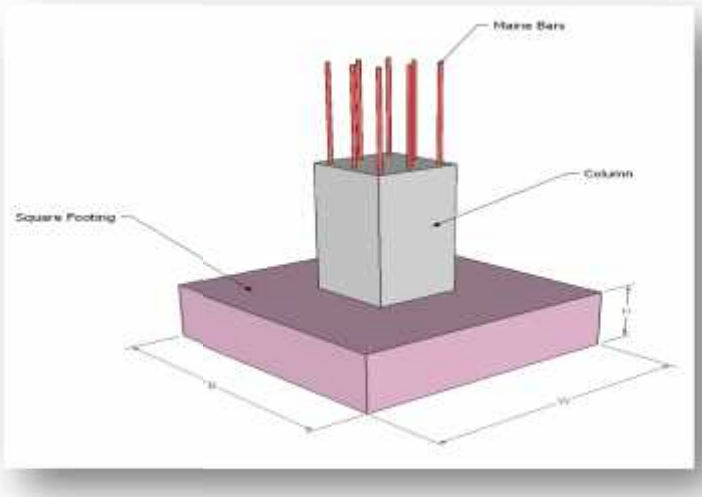
٣-٥-٥ الأساسات (Foundations) :-

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

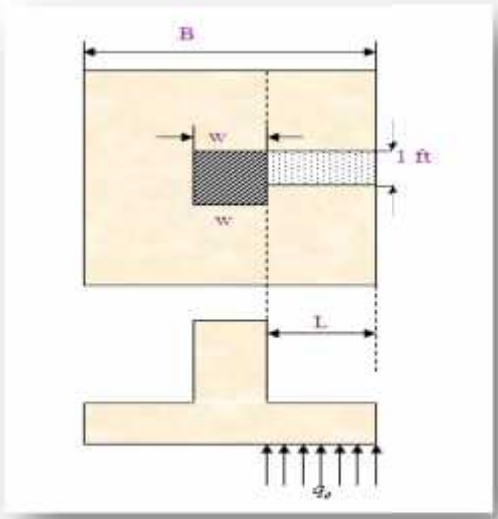
وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض، ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ،فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات وإلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج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

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

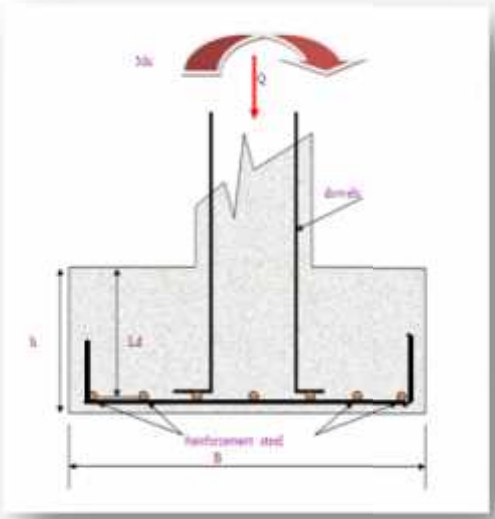
والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (**Shallow Foundation**) وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق (**Deep Foundation**).



الشكل (٣-٨أ) :شكل الأساس المفرد .



الشكل رقم (٣-٨ب) مسقط أفقي للأساسات

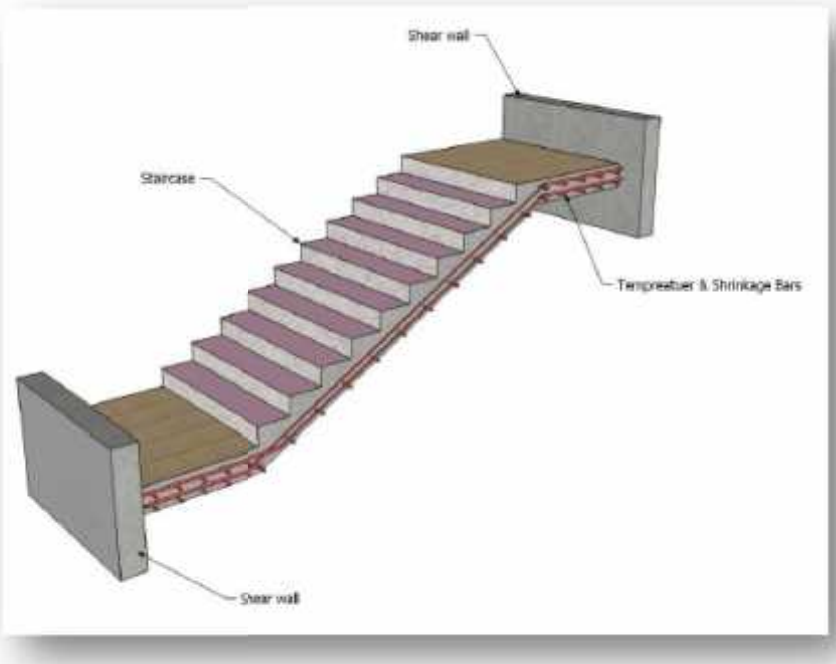


الشكل رقم (٣-٨جـ)قطاع طولي في الأساس

في الشكلين (٣ –٨ب)، (٣-٨.جـ) يوضح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق **العمود** ، وتوضيح عملية مقاومة التربة للاحمال الواقعة عليها من المبنى وايضا توضح عملية توزيع حديد التسليح في الاساس .

٣-٥-٦ الأدراج(Stairs) :

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



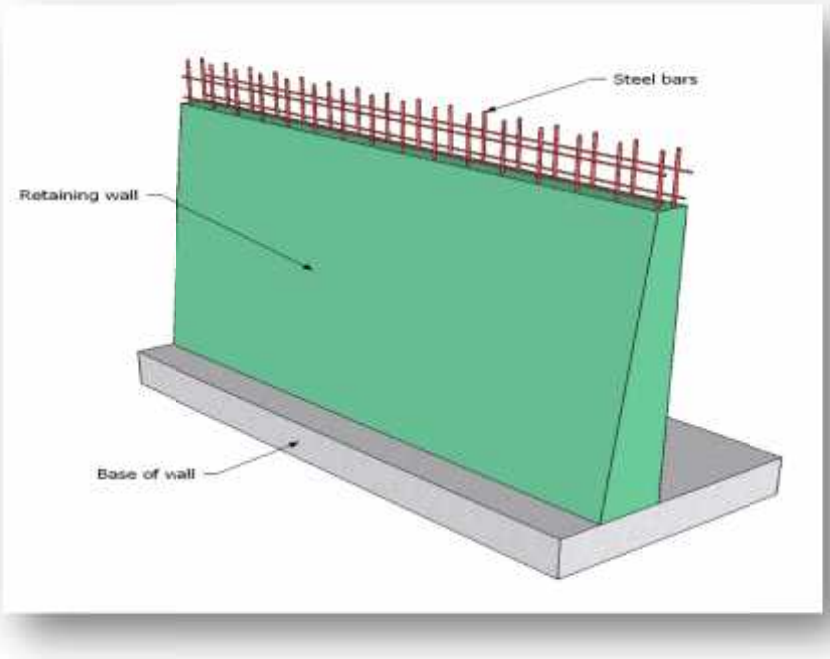
الشكل (٣ - ٩) مقطع توضيحي في الدرج .

٣-٥-٧الجدران الإستنادية (Retaining Walls):-

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

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

- جدران الجاذبية (gravity walls) التي تعتمد على وزنها .
- الجدران الكابولية (cantilever walls) .
- جدران مدعمة (braced walls).



الشكل (٣ - ١٠) جدار استنادي

٣-٥-٨ فواصل التمدد(Expansion Joints):-

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، و يتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (٣٥-٤٠) متر ، و لذا للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات . وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

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

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.

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

4.7 Design of Two way ribbed slab :-

4.7.1 Check Thickness of the slab:-

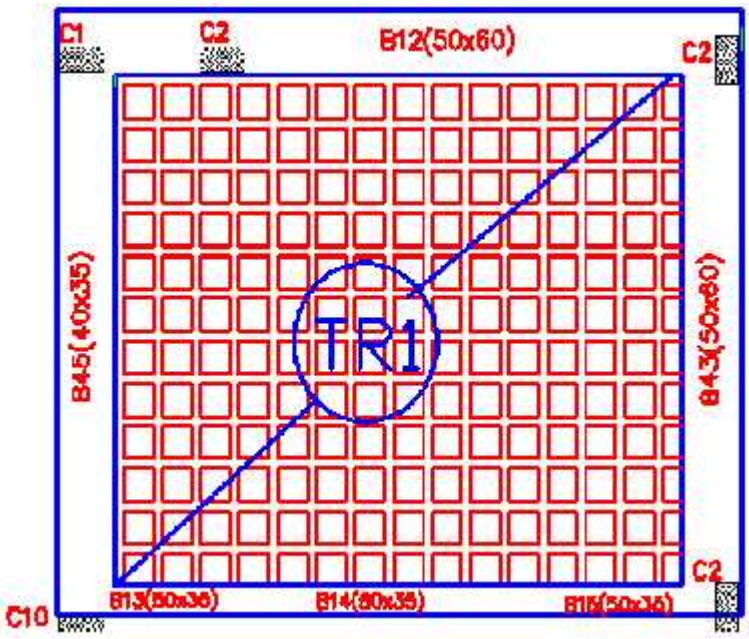


Figure (4-10): Two way ribbed slab

** Check the thickness for 72-60-61-79-74-73 slab :-

$\alpha_1 = \frac{I\,beam}{I\,slab4}$

$I_b = \frac{1}{12} * 50 * 60^{\,3} = 900000\ cm4$

$I_{s4} = \frac{77682}{52} * \frac{620}{2} + 25 = 500451\ cm4$

$\alpha_1 = 1.8$

$\alpha_2 = \frac{I\,beam}{I\,slab3}$

$I_b = \frac{1}{12} * 50 * 35^{\,3} = 178646$

$I_{s3} = = \frac{77682}{52} * \frac{620}{2} + 40 = 522859$

$\alpha_2 = 0.34$

$\alpha_3 = \frac{I\,beam}{I\,slab1}$

$I_b = \frac{1}{12} * 40 * 35^{\,3} = 142917\ cm4$

$I_{s1} = = \frac{77682}{52} * \frac{770}{2} + 50 = 649840\ cm4$

$\alpha_3 = 0.22$

$\alpha_4 == \frac{I\ beam}{I\ slab2}$

$I_b = \frac{1}{3} * 50 * 25.4^{3} + \frac{1}{3} * 25 * 9.6^{3} + \frac{1}{3} * 25 * 34.6^{3} = 379671$

$I_{s2} = I_{s1}$

$\alpha_4 = 0.585$

$\alpha_{fm} = \frac{\alpha 1+\alpha 2+\alpha 3+\alpha 4}{4} = \frac{1.8+0.22+.342+0.585}{4} = 0.72<2$

$h=\frac{7700\,(0.8+\frac{420}{1400})}{36+5\,\frac{1.24}{5.6}*(0.72-0.2)} = 216 > 125\ 0k$

35cm > 21.6 cm

So select h = 35 cm

4.7.2 Load Calculation :-

4.7.2.1 Determination of Dead load:-

No.	Parts of slab	Calculation
1	Tiles	0.03*0.52^2*22 = 0.178 KN/Rib .
2	Mortar	0.02*0.52^2*22 = 0.119 KN/Rib
3	Plaster	0.02*0.52^2*22 = 0.119 KN/Rib .
4	Sand	0.07*0.52^2*16= 0.303 KN/Rib
5	Topping	0.08*0.52^2*25 = 0.541 KN/Rib
6	Block	0.4^2*0.27*9 = 0.389 KN/Rib.
7	Rib	(0.52+0.4)*0.27*25*0.12= 0.745 KN/Rib
8	Partition	1.5*0.52^2 = 0.406 KN/Rib

2.8 KN/Rib

Nominal Total Dead Load = 2.8 KN/Rib

$2.8/(0.52^2) = 10.355$ KN/m^2

Nominal Total live load = 5 KN/m^2

4.7.2.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*10.355 = 12.43KN/m^2.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*5 = 8 KN/m^2.

Factored Total load =12.43+8=20.43

4.7.3 : Design of two way ribbed slab:**********

4.7.3.1 : Design for shear : -

Maximum shear coefficient will be in the short direction for the slab which equals in this condition Wa =0.71

The total load on the panel = 6.2*7.7*20.43=975.33 KN

The load per rib at face of the long beam is : 0.71*975.33*0.52/(2*7.7) =23.38 KN

$$Vud = 23.38 - 20.43 * 0.52 * 0.316 = 20.023KN$$

$$\text{¤}Vc = 1.1 * \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times .12 * 316 = 25.54KN > Vud$$ ok

4.7.3.2 : Design for positive moment :

$L_a/L_b = 6.2/7.7 = 0.8$

Ma+ve=[Cadl.W.La^2 b$_f$] +[Call.W.La^2 b$_f$]

Ma+ve=[0.056×12.43×6.2 ^{2} *0.52] +[0.056×8×6.2^2*.52]= 22.865 KN.m

Mb+ve=[0.023×12.43×7.7 ^{2}+0.023*×8*7.7^2]×0.52=14.49 KN.m

**design for Ma+ve= 22.865 :

Assume Φ14 d = 350 – 20 – 8 –7 = 315 mm

Mn =Mu/Φ =22.865/.9= 25.4 KN.m

Rn = Mn/(bd^2) =25.4*10^6 /520*315^2 =0.4623 MPa

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{f_y}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.4623}{420}}\right) = 0.001186$$

$$As_{Req.} = \circ * b * d = 0.001186 * 520 * 315 = 194 mm^2$$

Use 2 Φ12

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

$$225.2\times 420 = 0.85\times 24\times 520\times a$$

$$a = 8.96mm$$

$$c = \frac{8.96}{0.85} = 10.5$$

**design for Ma+ve= 14.49 :

Assume Φ14 d = 350 – 20 – 8 –12-6 = 304 mm

Mn =Mu/Φ =14.49/.9= 16.1 KN.m

Rn = Mn/(bd^2) =16.1*10^6 /520*304^2 =0.335MPa

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{f_y}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.335}{420}}\right) = 0.000804$$

$$As_{Req.} = \circ * b * d = 0.000804 * 520 * 315 = 127.2 mm^2$$

Use 2 Φ10

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.2mm$$

$$c = \frac{6.2}{0.85} = 7.3$$

$$\text{£}_s = \frac{305 - 7.3}{7.3} \times 0.003 = 0.12 > 0.005...ok$$

4.7.3.3 : Design for negative moment :

By using the table in ACI …. The value of negative moment at case 1 = 0

So use 2Φ10 at supports .

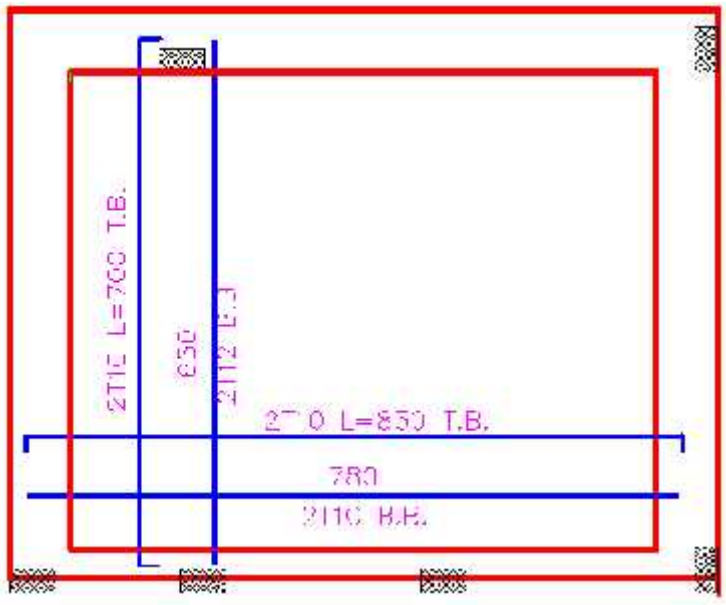


Figure (4-11): Two way ribbed slab reinforcement

4.8 Design of solid slab:-

As shown in the figure below, which show the location of the solid slab on the plan

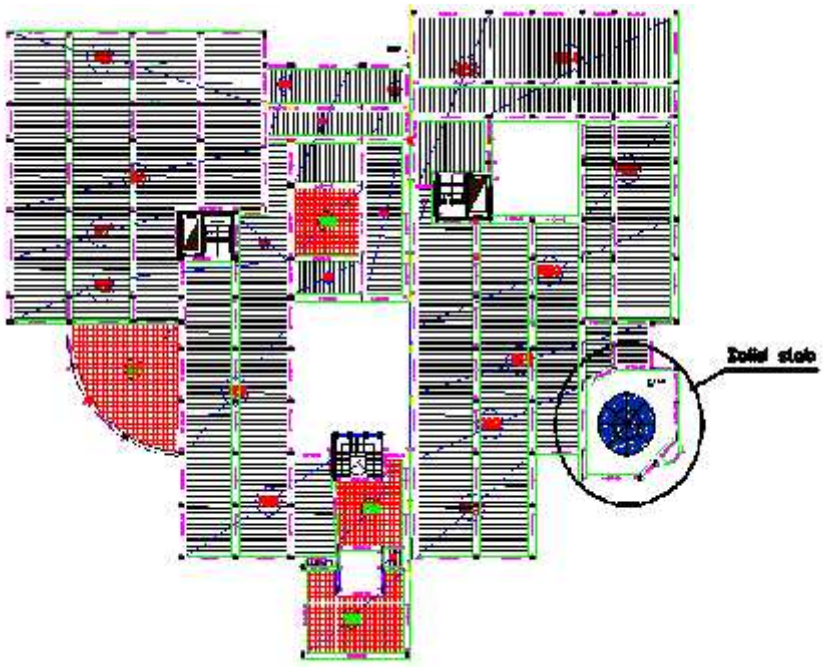


Figure (4-12): Plan of solid slab

4.8.1 Load calculation:-

D.L. $_{total}$ = 12.6 KN/m^2

Live load = 5 KN/m^2.

4.8.2 Design Results :-

By using Safe Program for design , we get the Results as follow:-

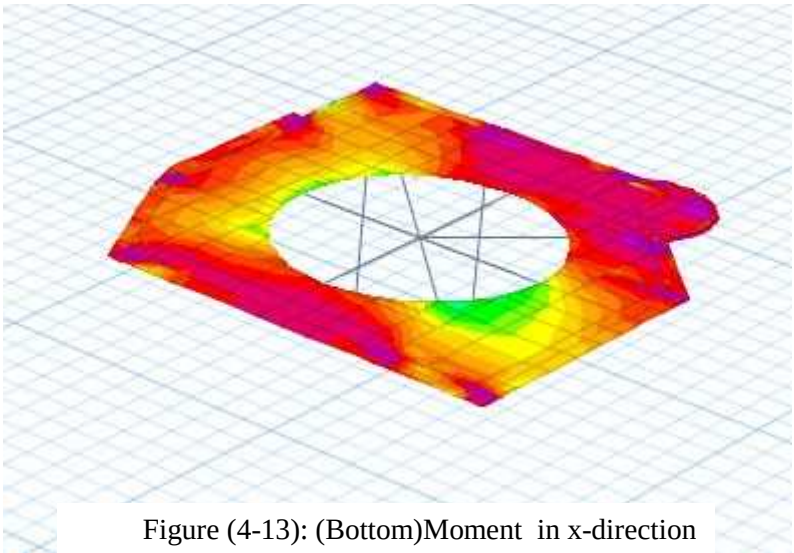


Figure (4-13): (Bottom)Moment in x-direction

Using Φ16@20cm bottom bars.

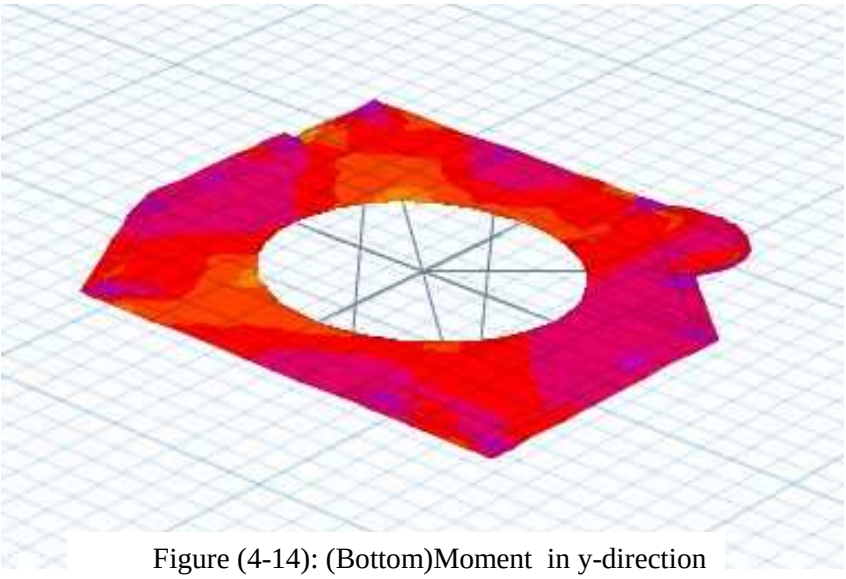


Figure (4-14): (Bottom)Moment in y-direction

Using Φ16@20cm bottom bars .

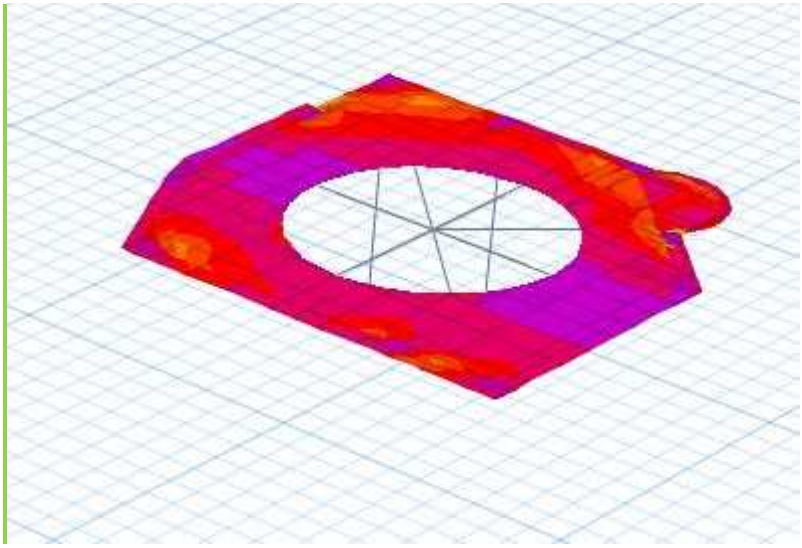


Figure (4-15): (Top)Moment in x-direction

Using Φ12@25cm Top bars .

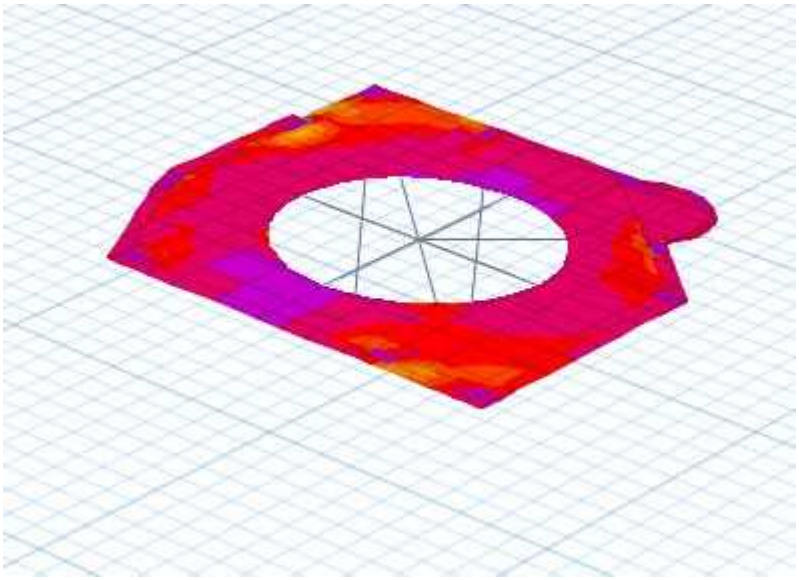


Figure (4-16): (Top)Moment in y-direction

Using Φ12@25cm Top bars .

n)

4.9 Design of Stair:-

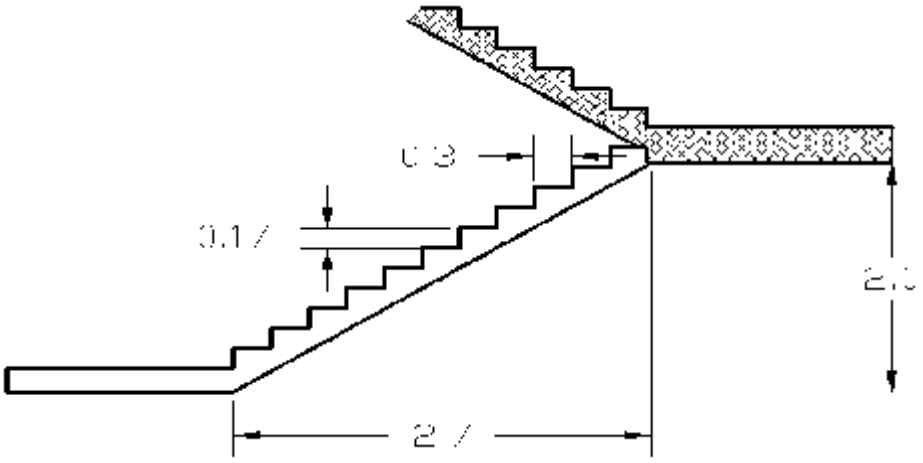


Figure (4-17): Stair Diagram

4.9.1 Load Calculations :-

Determination of slab thickness

H=L/20 =4.1/20 =20.5

H =L/28 =4.1/28 = 14.7

Take h =20 cm .

Slope of the stair = $\tan^{-1}$ 17/30 = 29.54^{o}

No.	Parts of slab	Calculation
1	Tiles	(0.35+0.17)* 0.03*27/(0.3) = 1.404
2	Mortar	(0.30+0.17)* 0.02*22/(0.3) =0.689
3	Stair step	(0.30*0.17*05)* 0.02*25/(0.3)=2.125
4	RCsolid slab	(0.2*25*1)/(cos 29.54)= 5.747
5	Plaster	(0.02*22*1)/(cos 29.54)= 0.506
		10.471 KN /m

LL= 5 KN /m

By using atir program :-

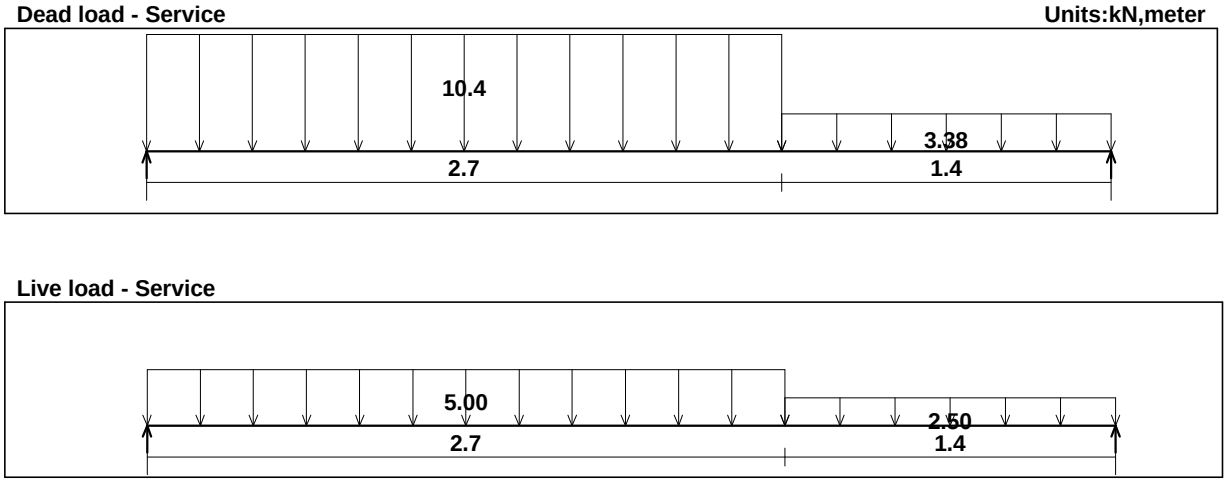
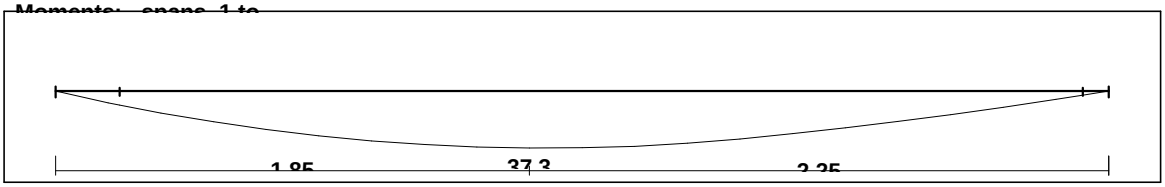


Figure (4-18): Load diagram

**Shear & Moment Envelope :-



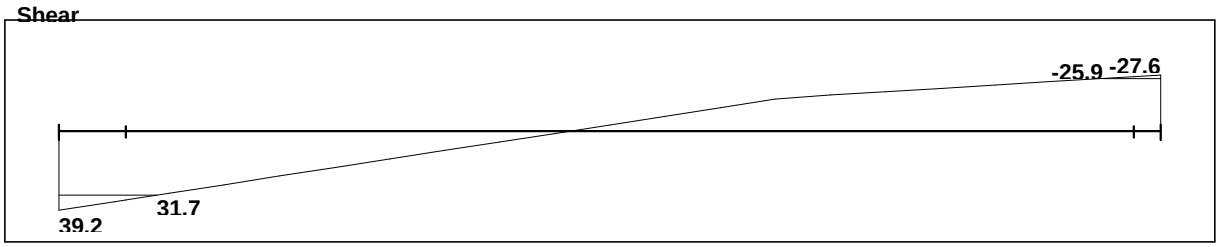


Figure (4-19): Shear & Moment envelope diagrams

The value of V_u at the center of support = 39.16KN .

Assume Φ14 d= 200-20-7 = 173mm .

$\Phi Vc = (0.75/6) * \sqrt{24} * 1*0.173*10^3 = 106$ KN > 39.16KN ……ok .

4.9.1.1 Design for flexure :-

M_u = 37.3 KN.m , $R_n = (37.3/0.9)*10^6 / (1000*193^2) = 1.385$ MPa

m= 420/(0.85 *24) = 20.58 .

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*1.385*20.58}{420}}\right) = 0.00342$$

As = 0.00342 * 1000* 173 = 591.3 mm^2

As_{min} = 0.0018*1000*200 = 360 mm^2 /m < As ok

n=591/154=3.8

Use Φ 14 @ 25 cm c/c

Check the step : S is the smallest of the following :

S= 3h= 3*200=600 mm

S=450 mm

S= 380*280/f_s-2.5Cc =380*280*3/(2*420)-2.5*20=330 mm

S=380*280/f_s =380*280*3/(2*420)= 300 mm control

S=250 mm<300 mm ok

Temperature and shrinkage reinforcement :

As_{min} = 0.0018*1000*200 = 360 mm^2 /m

Use Φ 14@ 30 cm c/c

S is the smallest of :

S=5h =5*200=1000 mm

S=450 mm control

S=300 mm<450 mm ok

4.9.2 Design of landing:-

4.9.2.1Calculation of dead load :-

No.	Parts of slab	Calculation
1	Tiles	22*0.03*1= 0.66
2	Mortar	22*.02*1 =0.44
3	RC	25*0.2*1= 5
4	Plaster	22*.03*1 =0.66
		6.76 KN /m

Live load= 5 KN/m

** By using atir program :-

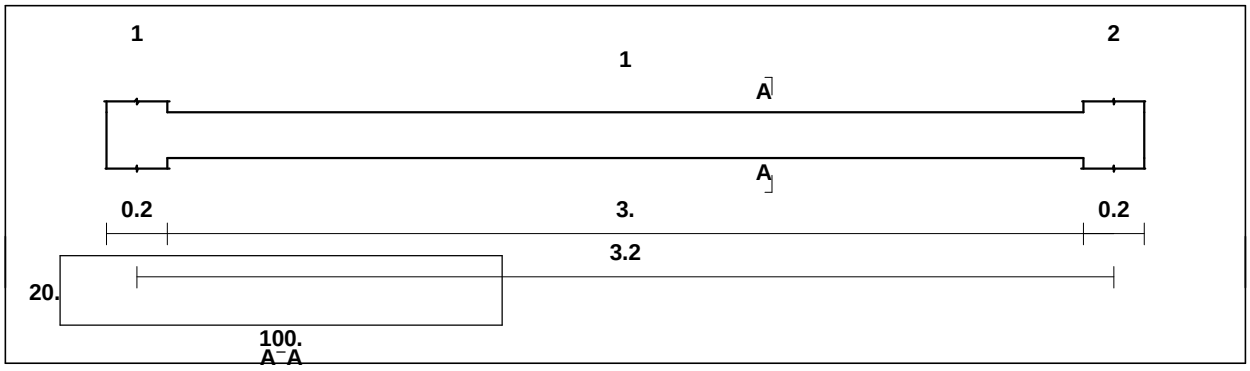
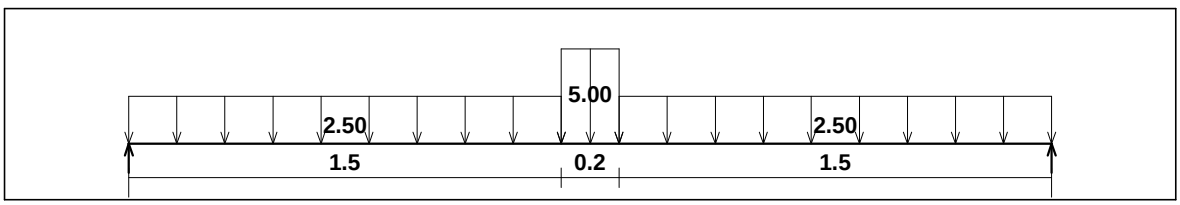


Figure (4-20): Geometry diagrams



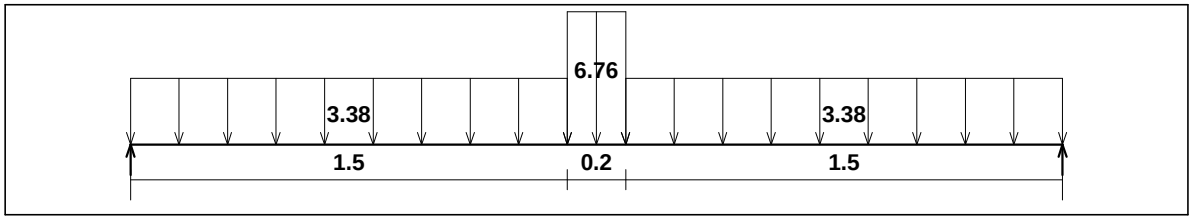


figure (4-21): Load diagram

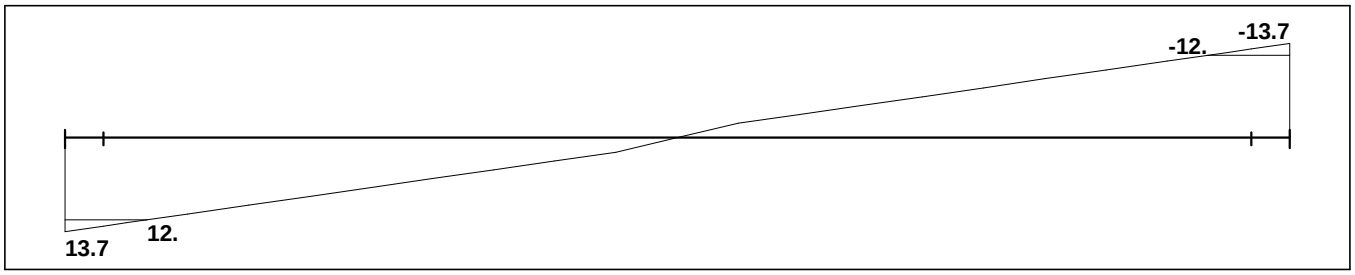


Figure (4-22): Shear & Moment envelope diagrams

Vu=13.67<Vc= 106 ok

4.9.2.2Design for flexure:

M_u = 11.56 KN.m ,

R_n= (11.56 /0.9)*10^6 / (1000*159^2) = 0.508 MPa

m= 420/(0.85 *24) = 20.58 .

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.508*20.58}{420}}\right) = 0.0012252$$

As = 0.0012252 * 1000* 159 = 195 mm^2

As_{min} = 0.0018*1000*200 = 360 mm^2 /m control

n=5360/154=2.339

Use Φ 14 @30 cm c/c

Check the step S is the smallest of the following :

S= 3h= 3*200=600 mm

S=450 mm

S= 380*280/f_s-2.5Cc =380*280*3/(2*420)-2.5*20=330 mm

S=380*280/f_s =380*280*3/(2*420)= 300 mm control

S=300 mm=300 mm ok

Temperature and shrinkage reinforcement :

As_{min} = 0.0018*1000*200 = 360 mm^2 /m

Use Φ 14@ 30 cm c/c

S is the smallest of :

S=5h =5*200=1000 mm

S=450 mm control

S=300 mm<450 mm ok until here is for our project

5⌀14 per 1m for bottom bars & 4⌀10 per 1m for top bars .

4.10 Design of Columns:-

Figure (4-23): Location of columns18

4.10.1 Load Calculation :-

**For (C18):

*Check Slenderness Effect:-

****In 0.5m-Direction

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

Lu = 3.75 m

M1/M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2008 (10.10.6.3) The effective length factor, k, shall be permitted to be taken as 1.0.

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

$$\frac{1\times 3.75}{0.3\times 0.5} = 25 > 22$$

$$\therefore long \;\; Coloumn \;\; in \;\; 0.5 direction$$

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

$$\frac{1\times 3.75}{0.3\times 0.3} = 41.7 > 22$$

$$\therefore long \;\; Coloumn \;\; in \;\; 0.3. Direction$$

$$EI = 0.4\frac{E_c I_g}{1+_{d}} \quad .....[ACI318-2002\ \ (Eq.\ 10-15)]$$

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

$$_{d} = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(710)}{1419} = 0.6$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.3*0.5^3}{12} = 3.125*10\text{^}9mm^4$$

$$EI = \frac{0.4*23025.2*3.125}{1+0.6} = 17988KN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{®^2 EI}{(KLu)^2} \quad .....ACI318-2002(Eq.\ 10-13)$$

$$P_c = \frac{3.14^2 *17988}{(1.0*3.75)^2} = 12612KN.$$

$$Cm = 0.6+0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \ .....ACI318-2002(Eq.10-16)$$

$$Cm = 1\ .....According\ \ to\ \ ACI318-2002(10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P_{c)}} \geq 1.0 \quad .....ACI318-2002(Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1419/0.75*12612)} = 1.2 > 1\ \ ok.$$

e_{min} =15+.03*500 = 30mm

e= 30*1.2 =36 mm e/h =36/500 =0.072

M1=M2 =M_{min} =Pu*e =1419*.036 = 51 KNM

From Interaction Diagram for fc = 3.4

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1419}{0.3*0.5}*\frac{145}{1000} = 1372\ \ Psi$$

$$°_g = °\ \min = 0.01$$

A_s= ρ * Ag = 0.01*500*300 = 15 cm^2

Use Φ 14 $>>$ $\#\ of\ bar\ = \frac{1500}{154} = 10$

Use 10 Φ 14 with As = 1540mm² >As_{req} = 1500mm²

4.10.2 Design of the Tie Reinforcement :

$S \leq 16$ db (longitudonal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

$S \leq 48$dt (tie bar diameter).

$S \leq$ Least dimension.

$Spacing \leq 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 14 = 224mm.$

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

$Spacing \leq Least.\dim ension = 30cm$

$\therefore$ *Use* 1¤10@20*cm*

4.11 Design of Basement Wall:-

4.11.1 Load Calculation:-

¤ = 30

Soil density = 18 Kg/cm3

K_a= 1-sin¤ /1+sin¤

K_a= 0.333

q_1= 5*4 *0.33= 6.67 KN

q_2= 18*4*0.333 = 23.8 KN/m

$qu_{1(factored)}$ =1.6*6.67= 11.34 KN/m

$qu_{2(factored)}$ = 1.6*23.8= 38.1kN/m

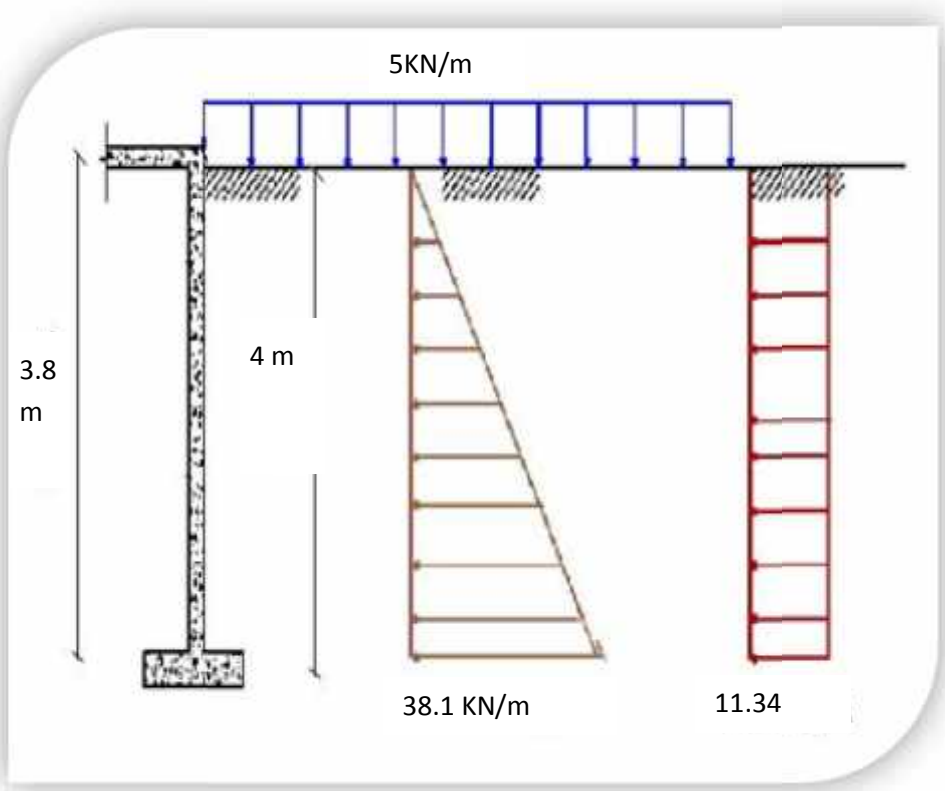


Figure (4-24) : Geometry of Basement Wall

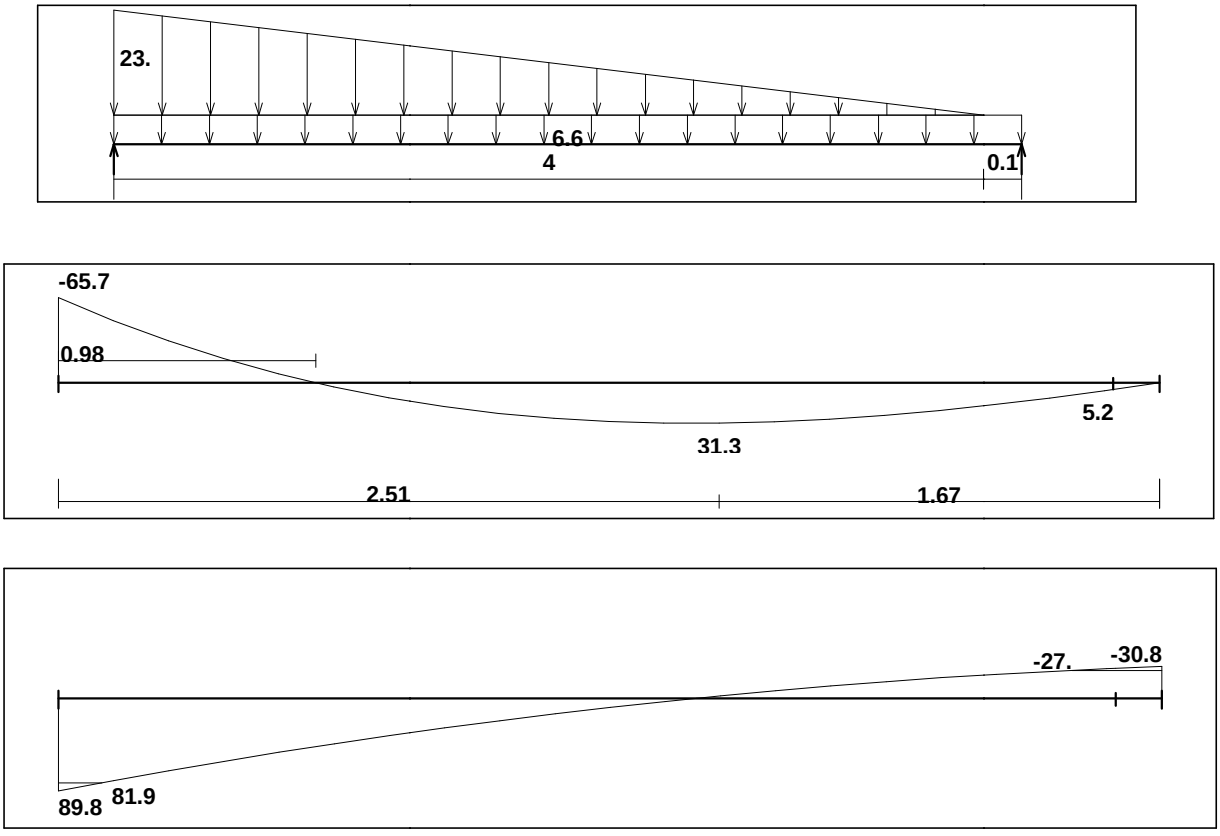


Figure (4-25) : Load on Basement Wall

4.11.2 Design of Wall:-

Assume h = 250 mm

d =250 – 20 – 14/2 = 223 mm

Vu_d= 81.9KN

$$\emptyset Vc = \frac{\emptyset}{6} \sqrt{fc} * d * b$$

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} * 0.223 * 1 = 136.56\, kN$$

$\emptyset Vc > Vu$ … No Shear Reinforcement is Required.

**For Horizontal Reinforcement, Use As_{min}

As_{min}= 0.002 * b * h

As_{min}= 0.002 * 1000 * 250 = 500mm^2/m = 50 cm^2/m

Use ¤ 10

Use two layers

250 /79 = 3.18 ….. use 4 bars/m in each layer

Use ¤ 10 at 250 cm c/c for each layer

4.11.2.1 Design for Negative Bending Moment:-

Mu_{max} = 65.7 KN/m

$$Mn = \frac{65.7}{0.9} = 73KN.m$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{73*10\text{^}6}{1000*223^2} = 1.468Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 1.468}{420}}\right) = 0.0036$$

$$As_{Req.} = \circ * b * d = 0.0036 * 223 * 1000 = 810 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 250 * 1000 = 300 mm^2$$

$$As_{Req.} = 810 > As_{Shrinkage} = 300 mm^2$$

Use ¤ 14

No. = 810/154 = 5.26 , Use 6 bars

Use ¤ 14 at 20 cm

4.11.2.2 Design for Positive Bending Moment:-

Mu_{max} = 31.3 KN/m

$$Mn = \frac{31.3}{0.9} = 34.8 KN.m$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{34.8*10\text{^}6}{1000*223^2} = 0.7 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Rn}{f_y}}\right)$$

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.7}{420}}\right) = 0.00169$$

$$As_{Req.} = \circ * b * d = 0.00169 * 223 * 1000 = 378 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 250 * 1000 = 300 mm^2$$

$$As_{Req.} = 370 > As_{Shrinkage} = 300 mm^2$$

Use ¤ 14

No. = 378/78.5 = 4.26 , Use 5 bars

Use ¤ 10 at 20 cm

4.12 Design of shear wall :-

4.12.1 Design of shear wall by ETABS program:-

Design philosophy in ETABS based mainly on transform loads from slabs to walls directly .

shear wall has been loaded by two kinds of forces :

1) Axial loads (Dead + Live)

2) Lateral "seismic loads, wind pressure"

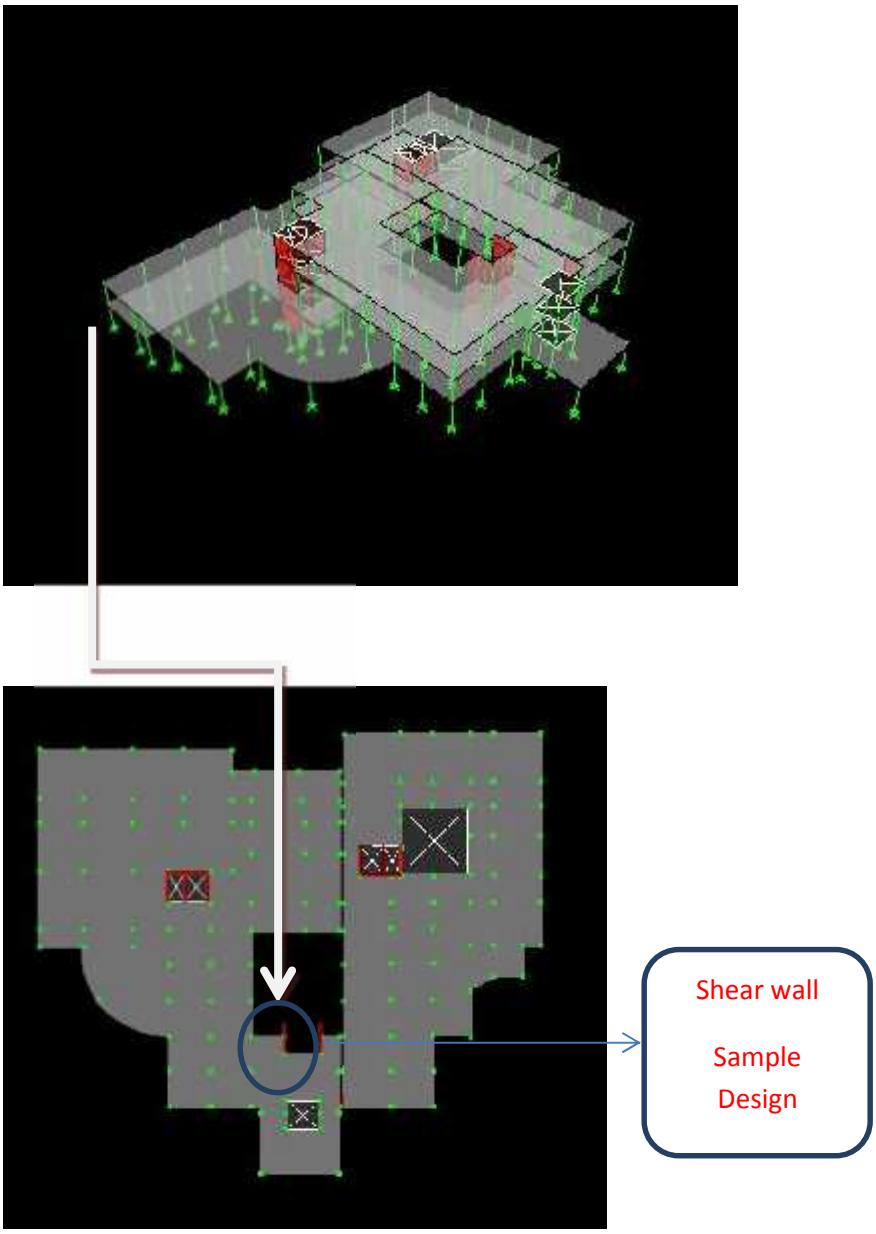


Figure (4-26): Shear wall plan from ETABS

**By using Etab program for analysis we get:-

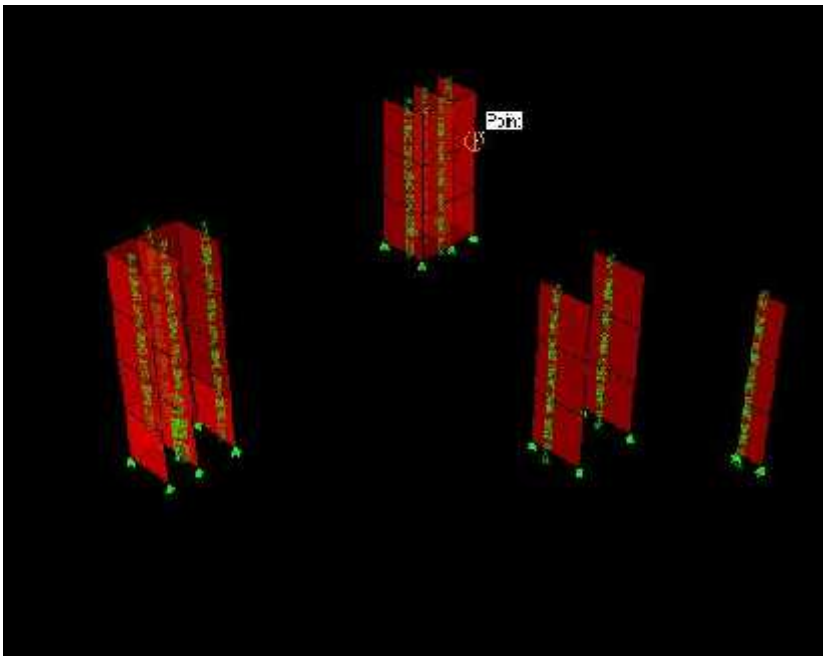


Figure (4-27): Design of shear wall from ETABS

4.12.2 Design of shear wall by manual method:-

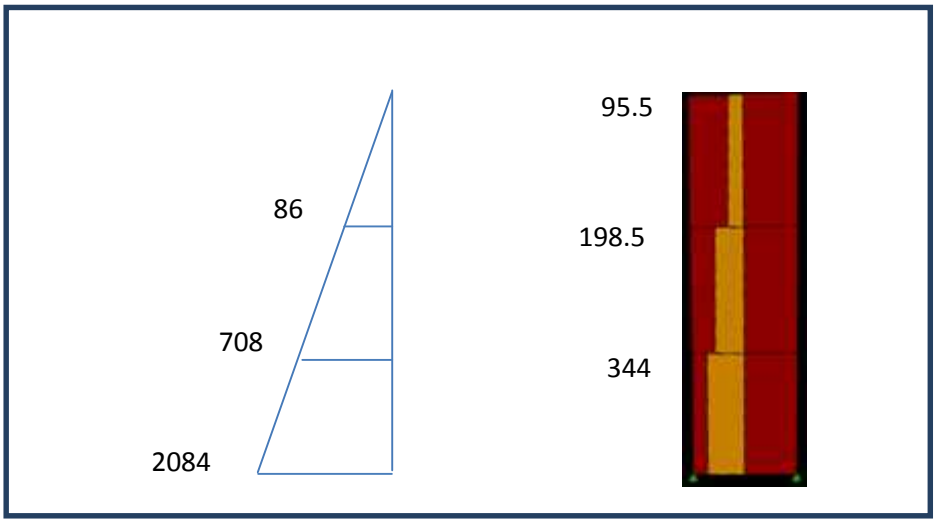


Figure (4-28): Shear force & moment on the wall from ETABS

Z = 3.0
R = 5.5
I = 1.0
Ca = 0.24
Ct = **0.0488**
Cv = 0.24

Where:
Z = seismic zone factor as given in Table 16-I.
R = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or 16-p**.**
I = importance factor given in Table 16-K.
Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.
Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.
Cv = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.
hi, hn, hx = height in feet (m) above the base to Level *i*, *n* or *x*, respectively.

4.12.2.1 Design of Wall:

By Using Software (ETABS 9.5), We Get the shear wall Analysis Results as shown in the following Diagram:-

Fc =24 MPa

fy =420 MPa.

h=25 cm. Shear wall thickness.

L_w= 4.1 m. shear wall width

H_w=12m. Building height

Lw/2 = 4.1/2 = 2.05 m ……..(control)

hw/2 = 12/2 = 6 m

d= 0.8 * Lw = 0.8 * 4.1 = 3.28m

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d$$

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.25 \times 3.28 * 10\text{^}3 = 669.5kN \text{.....} Control$$

$$V_{c2} = \frac{\overline{f_c} * b * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} * 0.25 * 3.28 * 1000}{4} + 0.0 = 1004kN$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{f_c}}{2} + \frac{l_w \left[\sqrt{f_c} + \frac{2 * N_u}{L_w * b}\right]}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] * \frac{b * d}{10}$$

Mu = 708 + 344(4 – 2.05) = 1379 kN.m

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{4.1\ \left[\sqrt{24} + 0\right]}{\frac{1379}{344} - \frac{4.1}{2}}\right] * \frac{0.25 * 3.28 * 1000}{10} = 1041kN$$

For horizontal reinforcement

$$Vs = \frac{344}{0.75} - 669.5 = 210.8\ kN$$

$$\frac{Av.h}{s_1} = \frac{Vs}{Fy.d} = \frac{0.2108}{420 * 3.28} = 0.00015$$

$$\left(\frac{Av.h}{s_1}\right)_{min} = 0.0025 * b = 0.0025 * 0.25 = 0.00063$$

Try □12

$$\frac{2 * 113 * 10^{-6}}{s} = 0.00063$$

S1=.36 m

S1 ≤(l_w / 5) = 4100/5 = 820 mm …… Control

$S_1 \leq 3 * b = 3 * 250 = 750$ mm

Try □10

$$\frac{2 * 79 * 10^{-6}}{s} = 0.00063$$

S1=0.25 m

Use □10 @ 25 cm c/c For Horizontal R.F.

**For Vertical Shear Reinforcement :-

$$A_{vn} = \left[0.0025 + 0.5\ \left[2.5 - \frac{h_w}{l_w}\right] * \frac{A_{vh}}{s_1 * h} - 0.0025\right] * s_2 * h$$

$$A_{vn} = \left[0.0025 + 0.5\ \left[2.5 - \frac{12}{4.1}\right] * \frac{2 * 79}{250 * 250} - 0.0025\right] * s_2 * h$$

$$A_{vn} = 0.0025 * s_2 * h$$

$\frac{2*79*10^{-6}}{s_2} = 0.0025 * .25$ …… s = 0.25 m

S ≤ $L_w/3$ =4100 /3 = 1367 mm

≤ 450mm

≤ 3 * h = 3*250= 750 mm

Use Φ 10 @ 25 cm c/c

$$C \geq \frac{l_w}{600 * (S_n/h_w)}$$

Assume Sn/hw = 0.007

$$C \geq \frac{4.1}{600*0.007} = 1.07$$

boundary element length = C – 0.1 * l_w

= 1.07 – 0.1* 4.1= 0.66 m

≥ 1.07 /2 = 0.53 m

The boundary element length = 70 cm

Ast = 4.1/0.25 * 2 * 79 = 2591 mm^2

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta * f_c * l_w * h}{A_{st} * f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * \beta * f_c * l_w * h}{A_{st} * f_y}}$$

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 24 * 4.1 * 0.25}{2591 * 10^{-6} * 420}} = 0.066$$

$M_n = 0.9*(0.5 *Ast*F_y*l_w* (1-Z/l_w))$

$M_n = 0.9*(0.5 *2591*10^{-6}*420*4.1* (1-0.054))$

M_n = 1.89 MN.m

M_u = 2084 – 1890= 194 KN.m

$$Ast = \frac{\frac{M_u}{\emptyset}}{420 * (2.45 - 0.35)} = 151 \ mm^2$$

As= 151 +8*79 =790 mm^2

Use Φ 12

Use 10 Φ 12 …… A_s = 1113 mm^2

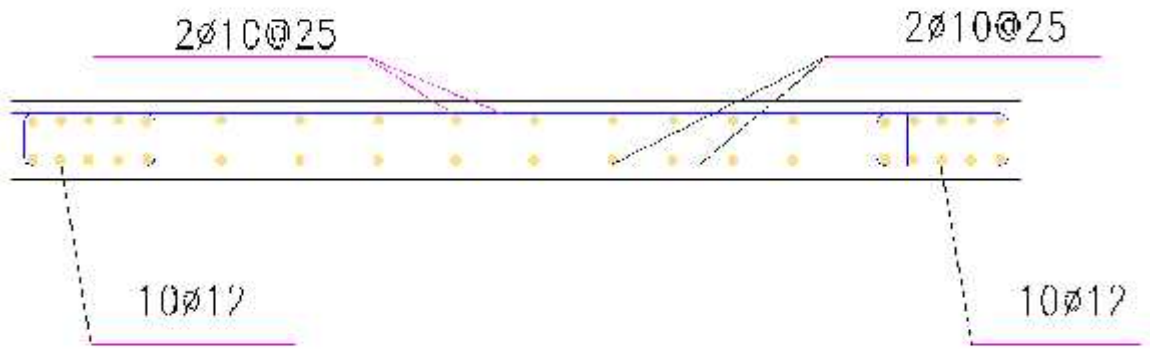


Figure (4-29) : Shear Wall Reinforcement

4.13 Design of Isolated Footing:

4.13.1 Determination of Loads:

Total factored load = 1419 KN.

Total services load = 1064 KN

Column Dimensions = 50*25 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (40 cm) thick.

Footing weight = (25×0.4) = 10 KN/m2.

Soil weight above the footing = (0.6) ×18 = 10.8KN/m2.

live load =5 KN/m^2

$q_{allow\ net}$ =400-5-10.10.8=347.2 KN/m^2

4.13.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1064}{374.2} = 2.85\ m^2$$

** L= 1.8 m

Try 1.8* 1.6 m with area = 2.88 m^2 > A_{req} = 2.85 m^2

determine q_u = 1419/2.88 = 492.71 KN/m^2

4.13.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 50 cm ….. d = 500-75-20 = 405 mm

**Check for one way shear strength

$$Vu = 492.71*1.8*(\frac{1.6-0.25}{2} - 0.405) = 239.5KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1800 * 0.405 = 446.4KN$$

$$¤.Vc = 446.4KN > Vu = 239.5KN$$

$$\therefore \quad Safe$$

4.13.4 Check for two way shear action (punching)

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:-

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{50}{25} = 2$$

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

$$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(500 + 405) + 2(250 + 405) = 3120mm$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right) = 1/3$$

$$.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s * d}{b_o}+2\right)=\left(\frac{40*405}{2920}+2\right)=0.6$$

$$.\frac{1}{3} controls$$

$$¤.V_c = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = (0.75/3)\sqrt{24}*3120*0.305 = 1165KN$$

$$Vu = 492.71*\{(1.6*1.8)-(0.5+0.405)*(0.25+0.405)\} = 1127KN$$

$$¤.Vc = 1165KN > Vu_C = 1127KN..... \quad satisfied$$

4.13.5 Design of Bending Moment:

$$Mu = 492.17*1.8*0.675^2/2 = 202.1kN.m$$

Mu =202.1 KN.m

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{202.1*10\text{^}6/0.9}{1800\times 405^2} = 0.76Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85*fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times m\times Kn}{f_y}}\right)$$

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.76}{420}}\right) = 0.0018$$

$$As_{\text{Req.}} = ° * b * d = 0.0018*1800*405 = 1345 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*1800*500 = 1620mm^2$$

$$useAs = 1620mm^2$$

$$Select \ ¤12$$

$$\frac{1620}{113} = 14.4 \rightarrow use115bars.$$

$$...As_{\text{Provided}} = 1695mm^2 > 1620mm^2.....ok$$

**Check for strain :-

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$

$$1695 * 420 = 0.85 * 24 * 1800 * a$$

$$a = 19.4mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{19.4}{0.85} = 22.8mm$$

$$£_s = \frac{405 - 22.8}{22.8} * 0.003 = 0.05$$

$$£_s = 0.05 > 0.005 \longrightarrow ok$$

$$Mu = 492.17 * 1.6 * 0.65^2 / 2 = 166.54kN.m$$

Mu =166.54 KN.m

D=500-75-12-6=407

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{166.54 * 10\text{^}6 / 0.9}{1600 \times 407^2} = 0.7Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}}\right)$$

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.7}{420}}\right) = 0.0017$$

$$As_{\text{Re}q.} = ° * b * d = 0.0017 * 1600 * 407 = 1102 \ mm^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1600 * 500 = 1440mm^2$$

$$useAs = 1440mm^2$$

$$Select \ ¤12$$

$$\frac{1440}{113} = 12.75 \rightarrow use13bars.$$

$$...As_{\text{Pr}ovided} = 1469mm^2 > 1440mm^2 .....ok$$

**Check for strain :-

$$A_s * fy = 0.85 * fc' * b * a$$

$$1469 * 420 = 0.85 * 24 * 1600 * a$$

$$a = 18.9mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{18.9}{0.85} = 22.2mm$$

$$£_s = \frac{475 - 22.2}{22.2} * 0.003 = 0.052$$

$$£_s = 0.052 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.13.6 Development Length of main Reinforcement for M_u :

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24 * 420}{\sqrt{24}}14 = 29\text{cm}$.

$Ld_{(2)req}$ = 0.044 ×fy ×db = 0.044 ×420 ×14 = 29.6 cm

$Ld_{(2)req}$ = 29.6cm > $Ld_{(1)req}$=29 cm

Available Ld = (500 – 75 – 2 *12) = 401 mm.

Using hook ≥16*¤

Required length of hook ≥16*¤ ≥16*14 = 22.4 cm

Total Length = 52…. use 60cm > Ld_{req}= 29.6 cm … ok

4.13.7 Check transfer of load at base of column:

$¤.Pn = ¤.(0.85\,fc'Ag)$

$¤.Pn = 0.65 * [0.85 * 24 * (500 * 300)]/1000 = 1989KN$

$But \;\; Pu = 1419 < ¤.Pn = 1989KN$

∴ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 500 * 300 = 750 cm^2$

Use the column bars as a dowels

Select 10Φ10

$As_{Provided} = 785\ mm^2 > As_{Req.} = 750\ mm^2$

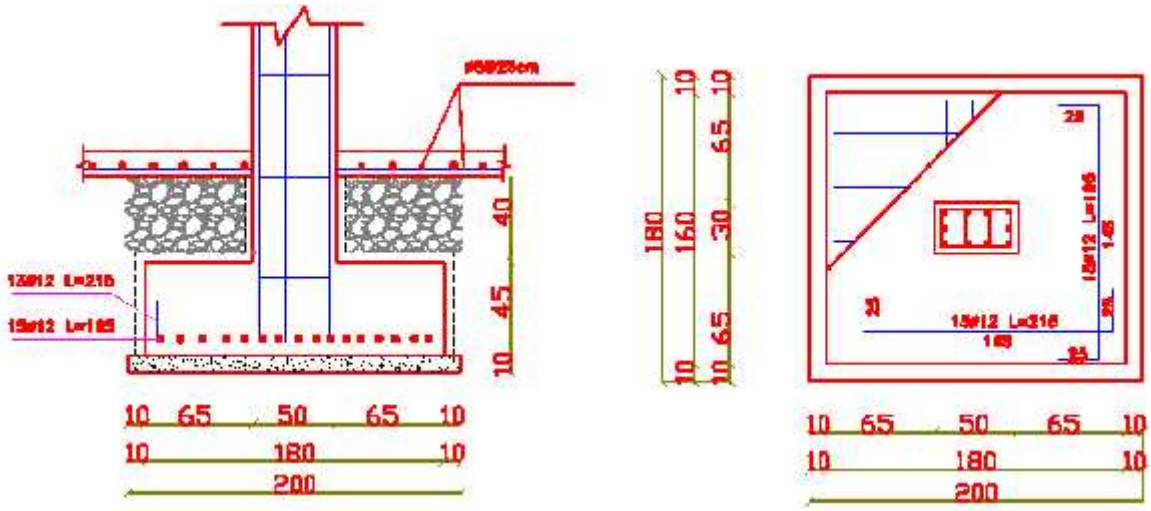


Figure (4-30): Isolated Footing detail

4.14 Design of Well :-

4.14.1 Design of well by using STAAD PRO program:-

By Using Staad Pro programe for anylses we get :-

** The critcal case was (Self weight + Soil(Lateral Load))

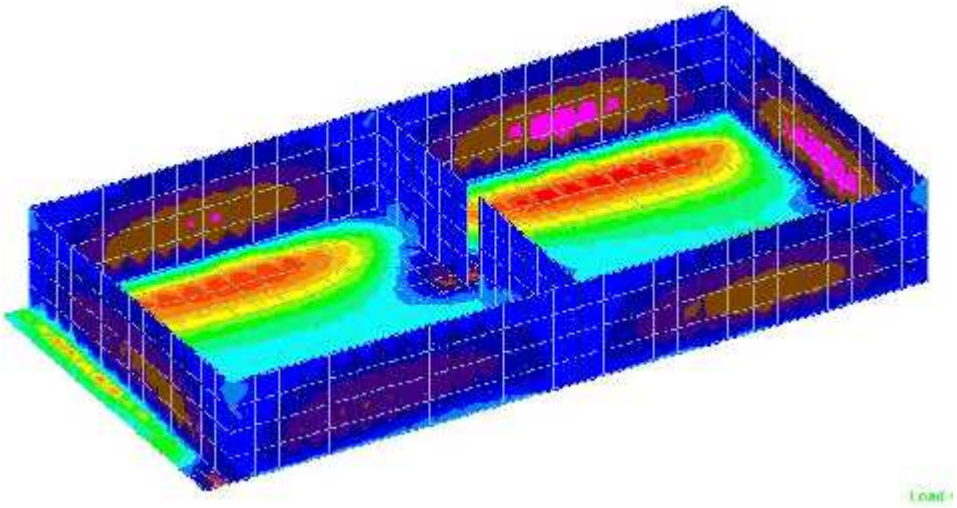


Figure (4-31): Moment's value from STAAD PRO

Max. value of moment is 73 KN.m in Y Direction &63KN.m in X Direction .

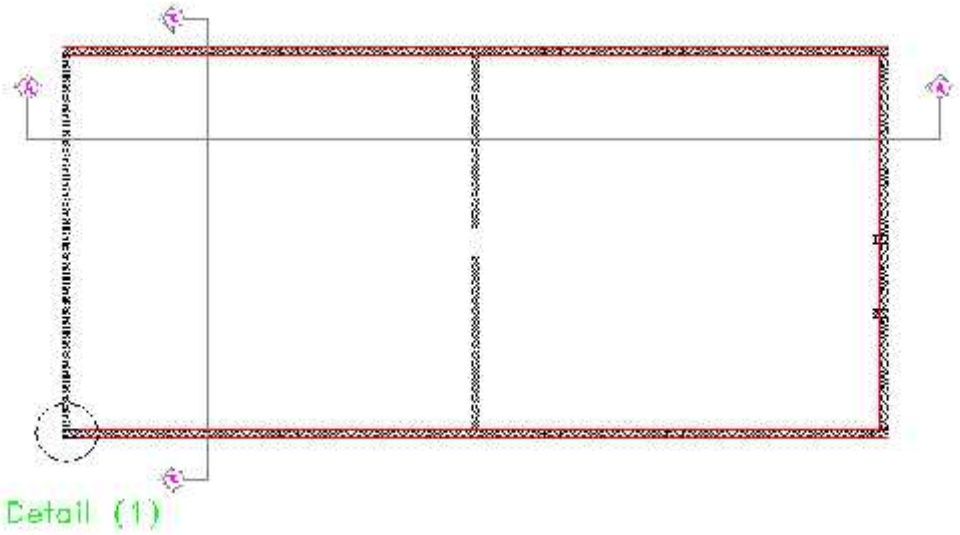


Figure (4-32): Plan of well

Use two layers of 16 diameter bars @20cm

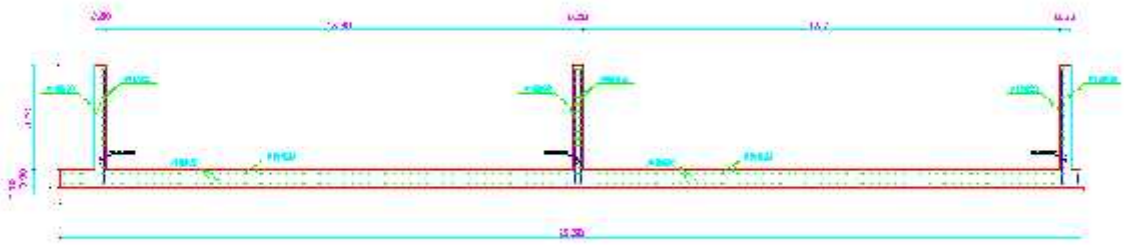


Figure (4-33): Well Reinforcement

4.15 Design of Structural Steel :-

4.15.1Design of Brace members on compression :

Pu = 22.77 Kips

K=1, Lu =4.4 ft

KLu= 1*4.4 = 4.4 ft

According to AISC available strength in axial compression Tables select Hss4*2*1/8 with ΦPn= 41.06 >Pu ok

Pu= 55 Kips

K=1, Lu =3.3ft

KLu= 1*3.3 =3.3ft

According to AISC available strength in axial compression Tables select HSS4*3*1/8 with ΦPn= 55.6 >Pu ok

4.15.2 Check sections on Tension :

Section HSS4*2*1/8

Section properties Ag=1.3 in2 , Fy=46Ksi ,Fu 58 Ksi

Pu=21.8 Kips

1)tensile yielding on gross section:

ΦPn=Φ*Fy*Ag =0.9*46*1.3 =53.82 > Pu =21.8 ok

2)for tensile rupture in the net section :

An= Ag =1.3 in2

Ae =U An

U= 1- X/L

X=(B2+2BH)/4(B+H) = (22+2*2*4)/4(2+4) =0.833

U = 1-0.833/12 = 0.93

ΦPn=Φ*Ae* Fu =0.75*1.3*0.93*58 =52.6 Kip >Pu ok

Section HSS4*3*1/8 Section properties Ag=1.54 in2 , Fy=46Ksi ,Fu 58 Ksi

Pu=55 Kips

*tensile yielding on gross section:

ΦPn=Φ*Fy*Ag =0.9*46*1.54 =63.8 > Pu = 55 ok

4.15.3Determination of weld size:

ΦRn = Φ *0.707*(4*a)* 0.6FEEX =0.75*0.707*4*a*70 =89.08* a Kips/ in

Φ*0.6Fy*t= 1*0.6*46*0.126*4 =13.8Kips/in

Φ*.6Fu*t= 0.75*.6 *58*0.125*4 =13.05 kips/ in……. control

ΦRn =Φ*.6Fu*t

89.08* a =13.05

a =0.146/16

amin = 4/16

so use a =5/16

4.15.4Determination of weld length:

ΦRn = 0.75 *0.707 *5/16 *.6 *70 =27.84 kip /in

Φ*0.6Fy*t= 1*0.6*46*0.126*4 =13.8Kips/in

Φ*.6Fu*t= 0.75*.6 *58*0.125*4 =13.05 kips/ in……. control

Lw= Pu / Φ0.6Fu*t =21.78 /13.05 =1.7 in

use all around fillet weld Lw =12 in ,a =5/16

Chapter 4

Structural Analysis & Design 4

4-1 Introduction.

4-2 Determination of Slab Thickness.

4-3 Determination of Factored Load of ribs

4-4 Design of topping.

4-5 Design of Rib.

4-6 Design of Beam.

4-7 Design of Two Way Ribbed Slab

4-8 Design of Solid Slab

4-9 Design of Stair

4-10 Design of Column

4-11 Design of Basement Wall

4-12 Design of Shear Wall

4-13 Design of Isolated Footing

4-14Design of Well

4-15Design of Steel

4.1 Introduction:-

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much of computer software such as “ATIR” and “STAADpro” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design them.

4.2 Determination of Slab Thickness :-

Figure (4-1): First Floor Slab.

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of nonprestressed beams or one way slabs unless deflections are computed as follow:

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

= 610/18.5 = 32.97 cm.

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

= 620/21 = 29.5 cm

h_{min} for simply supported = L/16

= 520/16 = 32.5 cm

The controller slab thickness is 32.97 cm.

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

4.3 Determination of Loads of ribs :-

4.3.1 Determination of Dead load:-

Type	γ b h	KN/m
Tiles	0.03*0.52*23	0.359
Mortar	0.02*0.52*22	0.229
Sand	0.12*0.52*16	0.998
Topping	0.08*0.52*25	0.998
Hollow block	0.4*0.27*9	0.972
Plaster	0.02*0.52*22	0.229
R.C rib	0.12*0.27*25	0.81
Partitions	1.5*0.52	0.78
Sum		5.417

4.3.1 Determination of live load:-

Nominal Total live load = 5 * 0.52 = 2.6kN/m of rib

4.3.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*5.417 = 6.50 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*2.6 = 4.16 KN/m

4.4 Design of Topping:-

Determination of dead load of topping

Type	γ b h	KN/m
Tiles	0.03*1*23	0.69
Mortar	0.02*1*22	0.44
Sand	0.12*16*1	1.92
Topping	0.08*1*25	2
Partitions	1.5*1	1.5
Sum		**6.55**

Live Load = 5 KN/m^2. (for Stores)

qu = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.55 + 1.6 * 5 = 15.86 KN/m^2. (Total Factored Load)

$$\rightarrow Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 15.86 * 0.4^2 / 12$$

$$= 0.21 KN.m.$$

$$\rightarrow Mn = 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6}$$

$$= 0.42\ \sqrt{24'} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.19 KN.m\ .$$

$$\rightarrow \begin{array}{l} ¤ * Mn = 0.55 * 2.19 = 1.2 KN.m. \\ ¤ * Mn = 1.2 > Mu = 0.21 KN.m. \end{array}$$ ok

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$° = 0.0018$

$As = ° * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2.$

n=As/100=144/50= 3 bars

S=1000/3 =300 mm

S= 3 h = 3*80 =240 mm (control)

S=450 mm

S=300*280/fs-2.5Cc = 300*280*3/2*420 -2.5*20 = 250 mm

S= 300*280/fs =300*280*3/2*420 = 300 mm

Use S =200 mm < S max = 240 mm

Use Φ8 @ 20 cm c\c in both directions.

4.5 Design of Rib 5 :-

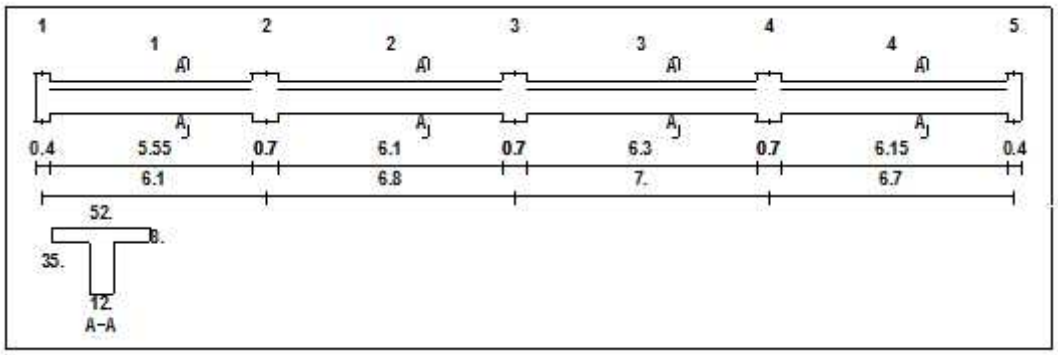


Figure (4-2): Rib 5 geometry.

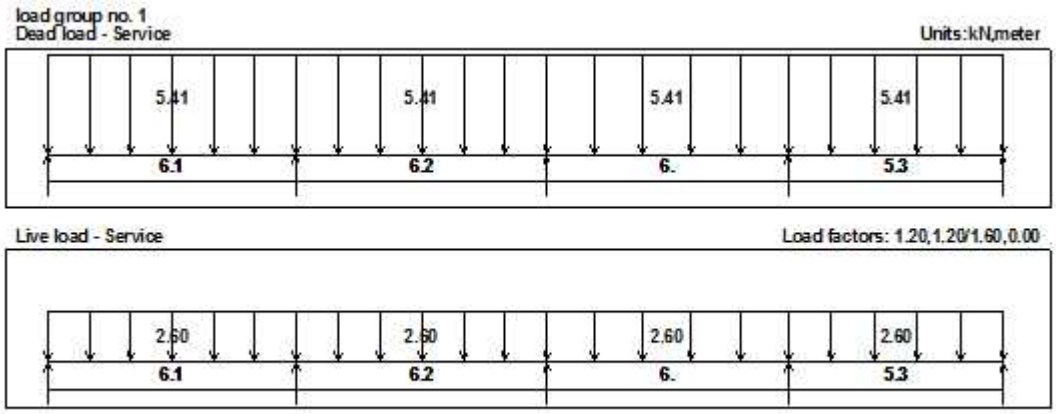


Figure (4-3) : loading of Rib 5

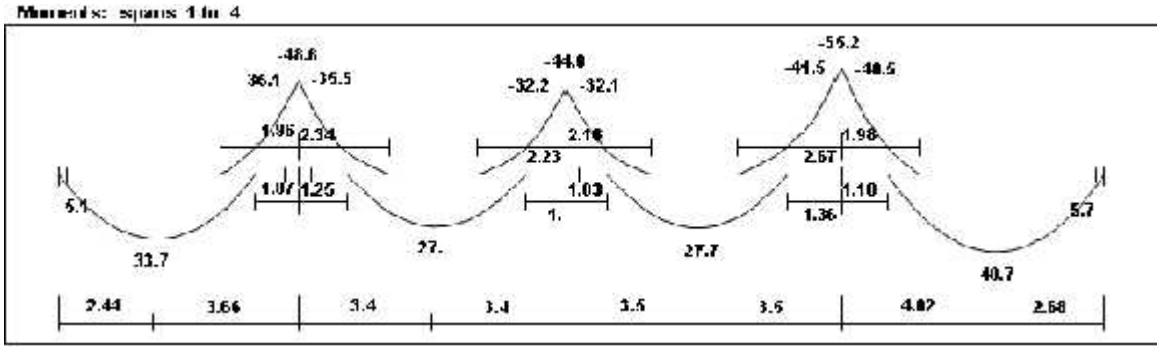


Figure (4-4) : Moment Envelop of rib 5.

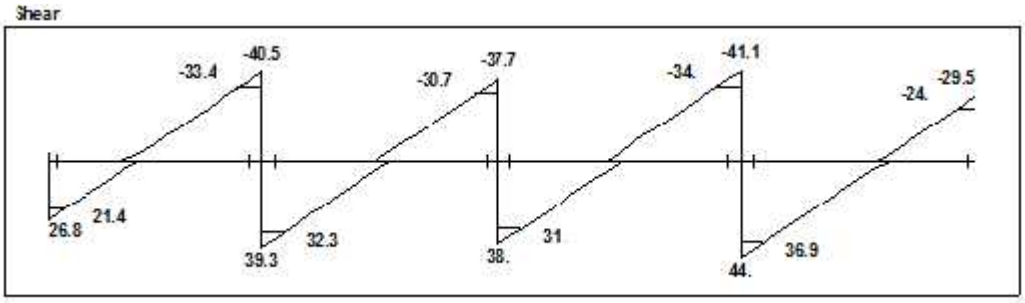


Figure (4-5) : Shear Envelop of rib 5.

4.5.1 Design of flexure :-

4.5.1.1 Design of Positive moment of rib 5 :-

Assume bars diameter of 12 mm

d= 350-20-8-6= 316 mm.

1) Maximum positive moments $Mu = 40.7$ kN .m

beff <= 520 mm. (**control)**

<= 5220 \4 = 1305 mm.

<= 16 * 80 +120 = 1400mm.

→beff = 520 mm.

$¤ * Mnf = 0.9 * 0.85 * 24 * 0.08 * 0.52 * (0.316 - 0.08 \setminus 2) * 1000 = 210.8 KN.m.$

$¤ * Mn > mu$

$210.8 > 40.7$

→ rectangular section.

1) Maximum positive moments $Mu = 40.7$ kN .m

Mn = 40.7 / 0.9 = 45.22 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{45.22 * 10\text{^}6}{520 * (316)^2} = 0.87 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.87)(20.6)}{420}}\right) = 0.00212$$

As = 0.00212 (520) (316) = 348.3 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316))$$

$$As_{\min} = 110.6 < 126.4$$

$$As_{\min} = 126.4 mm^2$$

$$348.3\, mm^2 > As_{\min} = 126.4 mm^2$$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 348.3 /201 = 2 bars * Note $A_{\Phi 16}$= 201 mm²

Select 2 Φ 16mm .

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $402 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$

  $a = 15.9 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{15.9}{0.85} = 18.73 mm$

  $£_s = \frac{315 - 18.73}{18.73} X0.003$

  $£_s = 0.0475 > 0.005$ OK

2) positive moment $Mu =$ 33.7 kN.m

Mn = 33.7 / 0.9 = 37.44 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{37.44 * 10\text{^}6}{520 * (316)^2} = 0.721 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.721)(20.6)}{420}}\right) = .00175$$

As = 0.00175 (520) (316) = 287.25 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316))$$

$$As_{\min} = 110.6 < 126.4$$

$$As_{\min} = 126.4 mm^2$$

287.25 $mm^2 > As_{\min} = 126.4 mm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 215.4/153.9 = 2 bars * Note $A_{\Phi 14}$= 153.9 mm²

Select 2 Φ 14mm .

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

$$307.8*420 = 0.85*520*24*a$$

$$a = 12.18mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{12.18}{0.85} = 14.33mm$$

$$£_s = \frac{316-14.33}{14.33} \text{X} 0.003$$

$$£_s = 0.063 > 0.005$$ OK

3) positive moment $Mu = 27.7$ kN.m

Mn =27 .7 / 0.9 = 30.78 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{30.78*10\text{^}6}{520*(316)^2} = 0.593 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(0.593)(20.6)}{420}}) = .00143$$

$$\text{As} = 0.00143\ (520)\ (316) = 235.39\ mm^2$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) .....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316))$$

$$As_{\min} = 110.6 < 126.4$$

$$As_{\min} = 126.4mm^2$$

$$235.39\ mm^2 > As_{\min} = 126.4mm^2$$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 235.39/153.9 = 2 bars * Note $A_{\Phi 14}$= 153.9 mm²

Select 2 Φ 14mm .

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $307.8*420 = 0.85*520*24*a$

  $a = 12.18mm$

  $c = \frac{a}{_1} = \frac{12.18}{0.85} = 14.33mm$

  $£_s = \frac{316-14.33}{14.33}$ X0.003

  $£_s = 0.063 > 0.005$ OK

4) positive moment $Mu = 27$ kN.m

Mn =27 / 0.9 = 30 kN.m

$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{30*10\text{^}6}{520*(316)^2} = 0.577$ MPa

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

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(0.577)(20.6)}{420}}) = .00139$

As = 0.00139 (520) (316) = 229.35 mm^2

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d)$.....$(ACI-10.5.1)$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316))$$

$$As_{\min} = 110.6 < 126.4$$

$$As_{\min} = 126.4 mm^2$$

229.35 $mm^2 > As_{\min} = 126.4 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 229.35/153.9 = 2 bars * Note $A_{\Phi 14}$= 153.9 mm²

Select 2 Φ 14mm .

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $307.8 * 420 = 0.85 * 520 * 24 * a$

  $a = 12.18 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{12.18}{0.85} = 14.33 mm$

  $£_s = \frac{316 - 14.33}{14.33} X0.003$

  $£_s = 0.063 > 0.005$ OK

4.5.1.2 Design of Negative moment of rib 5:

1) Maximum negative moment $Mu =$ 41.5 kN.m

Mn= 41.5/ 0.9 = 46.11 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

Rn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{46.11 * 10\text{^}6}{120 * (316)^2} = 3.848$ MPa

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(3.848)(20.6)}{420}}\right) = 0.0102$$

As = 0.0102 (120) (316) = 388.4 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316))$$

$$As_{\min} = 110.6 < 126.4$$

$$As_{\min} = 126.4 mm^2$$

$388.4\, mm^2 > As_{\min} = 126.4 mm^2$

# of bars = $As_{\min}$ / As $_{bar}$ = 388.4/201 = 2 bars * Note $A_{\Phi 160}$= 201 mm²

Select 2 Φ 16mm .

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $402 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$

  $a = 68.97 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{68.97}{0.85} = 81.14 mm$

  $£_s = \frac{315 - 81.14}{81.14} X0.003$

  $£_s = 0.0086 > 0.005$ OK

2) Negative moment $Mu =$ 35.5 KN.m

M n= 35.5/ 0.9 = 39.45 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{39.45*10\text{^}6}{120*(316)^2} = 3.292 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(3.292)(20.6)}{420}}\right) = 0.0086$$

As = 0.0086 (120) (316) = 326 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316))$$

$$As_{\min} = 110.6 < 126.4$$

$$As_{\min} = 126.4 mm^2$$

$326\, mm^2 > As_{\min} = 126.4 mm^2$

# of bars = $As_{\min}$ / As $_{bar}$ = 326/201 = 2 bars * Note $A_{\Phi 160}$= 201 mm²

Select 2 Φ 16mm .

- Chick for strain

  Tension = compression

As * fy = 0.85 * * b * a

$$402*420 = 0.85*120*24*a$$

$$a = 68.97mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{68.97}{0.85} = 81.14mm$$

$$£_s = \frac{315-81.14}{81.14} \text{X} 0.003$$

$$£_s = 0.0086 > 0.005$$ OK

3) Negative moment $Mu =$ 32.2 kN.m

Mn= 32.2/ 0.9 = 35.78 kN.m

$$m = \frac{fy}{0.85* fc'} = \frac{420}{0.85*24} = 20.6$$

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{35.78*10\text{^}6}{120*(316)^2} = 2.986 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(2.986)(20.6)}{420}}) = 0.0077$$

As = 0.0077 (120) (316) = 293 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \text{.....} (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(316) \geq \frac{1.4}{420}(120)(316))$$

$$As_{\min} = 110.6 < 126.4$$

$$As_{\min} = 126.4mm^2$$

$293\,mm^2 > As_{min} = 126.4mm^2$

# of bars = As_{min} / As $_{bar}$ = 293/153.9 = 2 bars * Note $A_{\Phi 14}$= 153.9 mm²

Select 2 Φ 14mm .

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $307.8 * 420 = 0.85 * 120 * 24 * a$

  $a = 52.81mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{52.81}{0.85} = 62.13mm$

  $£_s = \frac{315 - 62.13}{62.13} X0.003$

  $£_s = 0.0122 > 0.005$ OK

4.5.2 Design of shear of rib 5

1) Vud = 36.9 KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 120*0.315$

= 23.15 KN

1.1 * Φ Vc = 1.1*23.15 = 25.46 KN.

Φ Vnmax = Φ 5Vc = 127.3 > Vu = 36.9 the section is large enough

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2

36.9> 12.73 (not ok)

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc

12.73 ≤ 36.9≤ 25.46 (not ok)

Vs=Vn-Vc=36.9/.75-33.95=15.253 KN

3/ Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

Φ Vsmin ≥0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d = 0 .75*$(\frac{1}{3})$*12 0*0.315 = **9.45 KN. (control)**

≥ 0.75 $(\frac{\sqrt{24}}{16}$ * bw * d = 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{16}$ * 315*.12= 8.68 kn.

Φ Vsmin = 9.45 KN.

Φ Vc =25.46 ≤ Vu= 36.9 > (Φ Vc + Φ Vsmin) =34.91 not Ok

4/ Vs' = 2Vc = 2*33.95 = 67.9

Vs'= 67.9 > Vs = 15.253 ok so item 4 satisfy

S = d/2 = 315/2 = 157 mm (control)

S = 600 mm

Take Av = 2 Φ 8 = 2 * 50 = 100 mm2

Av/ s = Vs/fy * d

2*50/ s = 15.253*1000/(315*420) → s = 870 mm

Take S = 150 mm

Use2 Φ 8 @ 15 cm c/c .

2) Vud = 33.4 KN

Φ Vc = Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 120*0.315

= 23.15 KN

1.1* Φ Vc = 1.1*23.15 = 25.46 KN.

Φ Vnmax = Φ 5Vc = 127.3 > Vu = 33.4 the section is large enough

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2

33.4 > 12.73 (not ok)

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc

12.73 ≤ 33.4> 25.46 (not ok)

Vs=Vn-Vc=33.4/.75-33.95=10.58 KN

3/ Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

Φ Vsmin ≥0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d = 0 .75*($\frac{1}{3}$)*12 0*0.315 = **9.45 KN. (control)**

≥ 0.75 ($\frac{\sqrt{24}}{16}$ * bw * d = 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{16}$ * 315*.12= 8.68 kn.

Φ Vsmin = 9.45 KN.

Φ Vc =25.46 ≤ Vu= 33.4< (Φ Vc + Φ Vsmin) =34.91 Ok

so item 3 satisfy

S = d/2 = 315/2 = 157 mm (control)

S = 600 mm

Take Av = 2 Φ 8 = 2 * 50 = 100 mm2

Av/ s = Vs/fy * d

2*50/ s = 15.253*1000/(315*420) → s = 870 mm

Take S = 150 mm

Use2 Φ 8 @ 15 cm c/c .

3) Vu = 24 KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}$ 120*0.315

= 23.15 KN

1.1* Φ Vc = 1.1*23.15 = 25.46 KN.

Φ Vnmax = Φ 5Vc = 127.3 > Vu = 24 the section is large enough

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2

24 > 12.73 (not ok)

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc

12.73 ≤ 24< 25.46 (ok)

So no shear reinforcement is required for joist construction according to ACI code

Use 2Φ 8 @ 25 cm c/c

4) Vu = 21.4 KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 120*0.315 = 23.15$ KN

1.1* Φ Vc = 1.1*23.15 = 25.46 KN.

Φ Vnmax = Φ 5Vc = 127.3 > Vu = 21.4 the section is large enough

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2 21.4 > 12.73 (not ok)

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc

12.73 ≤ 21.4< 25.46 (ok)

So no shear reinforcement is required for joist construction according to ACI code

Use 2Φ 8 @ 25 cm c/c

4.6 Design of beam

Determination of Dead load of beam :-

Type	γ b h	KN/m
Tiles	0.03*1.2*23	0.828
Mortar	0.02*1.2*22	0.528
Sand	16*1.2*0.07	1.344
Reinforcement concrete	25(1.2*0.55-0.5*0.2)	14
Plaster	0.02*1.6*22	0.704
Partitions	1.5*1.2	1.8
From rib 5		70.6
Sum		**89.8**

Determination of live load of beam :-

Nominal live load : 5*1.2 =6 kN /m

From rib 5 = 20.42/0.52= 39.3 KN/m

Determination of factored dead & live load :-

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*89.8= 107.76 KN/m.

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*45.3= 72.48KN/m

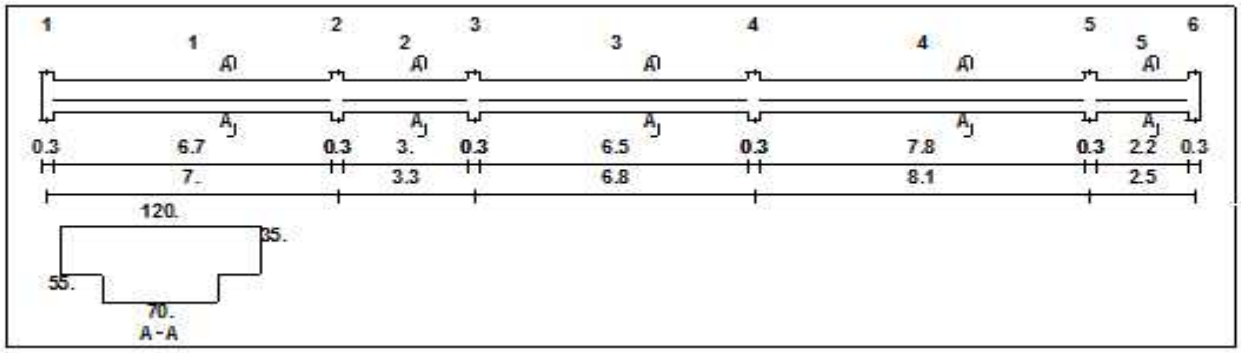


Figure (4-6) : Beam Geometry

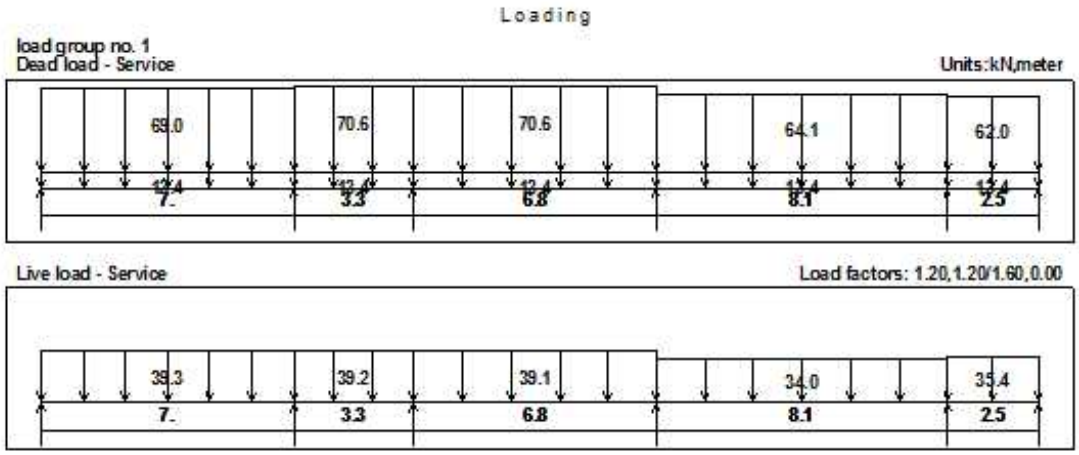


Figure (4-7) : Load of beam

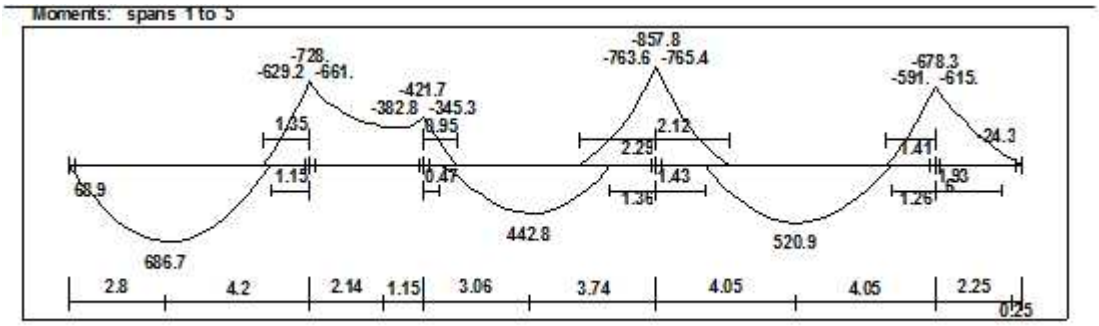


Figure (4-8) : Moment Envelop for Beam

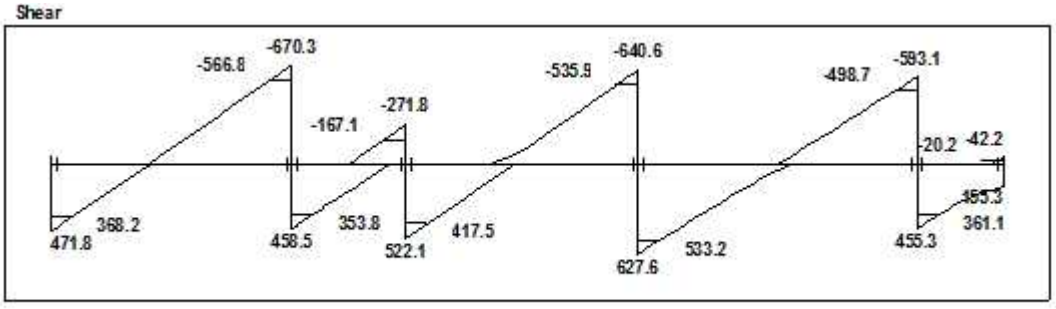


Figure (4-9) : Shear Envelop for Beam

4.6.1 Design of flexure:-

4.6.1.1 Design of Negative moment :-

Assume bars of Φ 25

bw =70cm h= 55 cm

d=550 -40-10-12.5 =487.5 mm

1) Mu = 765.4 KN .m

Design as rectangular

C max= 3/7 d= 3*487.5/7=208.93 mm a=0.85 C= 0.85*208.93 = 177.59 mm

Φ Mn max = Φ 0.85 fc' *a*b (d-a/2)

0.82*0.85 *24*700*177.59*(487.5-177.59/2)*10^-6=829.1 KNm>Mu =765.4 KNm ok

Design singly

Mn= Mu/0.9= 765.4/0.9 = 850.44 KN m

$$Rn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{850.44*10^{\wedge}6}{700*(487.5)^2} = 5.112 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(5.112)(20.6)}{420}}\right) = 0.01427$$

As = 0.01427 (700) (487.5) =4869.2 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(700)(487.5) \geq \frac{1.4}{420}(700)(487.5))$$

$As_{\min} = 1137.5 mm^2$

$4869.2\, mm^2 > As_{\min} = 1137.5 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 4869.2 /490.9 = 10 bars * Note $A_{\Phi 25}$=490.9 mm²

Select 10 Φ 25 mm with As=4909>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $4909 * 420 = 0.85 * 700 * 24 * a$

  $a = 144.38 m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{144.38}{0.85} = 169.9 mm$ heck for bars placement:

  $£_s = \frac{487.5 - 169.9}{169.9} X 0.003$

  $£_s = 0.0056 > 0.005$ ok

S = (1200 - 40*2 - 2*10 -10*25) / 9 = 94.44 mm > 25 mm Ok

2) Mu **= 661 KN .m**

Assume bars of Φ 25

bw=70cm h= 55 cm

d=550 -40-10-12.5 =487.5 mm

Design as rectangular

Mn= Mu/0.9= 661/0.9 = 734.4 KN m

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{730.44 * 10\text{^}6}{700 * (487.5)^2} = 4.415$ Mpa

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.415)(20.6)}{420}}\right) = 0.01199$$

As = 0.01199 (700) (487.5) =49092.54 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(700)(487.5) \geq \frac{1.4}{420}(700)(487.5))$$

$$As_{\min} = 1137.5 mm^2$$

$4092.54\, mm^2 > As_{\min} = 1137.5 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 4092.54/490.9 = 9 bars * Note $A_{\Phi 25}$=490.9 mm²

Select 9 Φ 25 mm with As = 4418.1>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $4418.1 * 420 = 0.85 * 700 * 24 * a$

  $a = 129.94 m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{129.94}{0.85} = 152.87 mm$

  $£_s = \frac{487.5 - 152.87}{152.87} X0.003$

  $£_s = 0.0066 > 0.005$ ok

Check for displacement

S = (1200 - 40*2 - 2*10 -9*25) / 8= 109. 37 mm > 25 mm Ok

3) Mu **= 615 KN .m**

Assume bars of Φ 25

bw=70cm h= 55 cm

d=550 -40-10-12.5 =487.5 mm

Design as rectangular

Mn= Mu/0.9= 615/0.9 = 683.33 KN m

$$\text{Rn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{683.33*10\text{^}6}{700*(487.5)^2} = 4.107 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(4.107)(20.6)}{420}}\right) = 0.01103$$

As = 0 .01103 (700) (487.5) =3765.31 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(700)(487.5) \geq \frac{1.4}{420}(700)(487.5))$$

$$As_{\min} = 1137.5 mm^2$$

3765.31 $mm^2 > As_{\min} = 1137.5 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 3765.31 /490.9 = 8 bars * Note $A_{\Phi 25}$=490.9 mm²

Select 8 Φ 25 mm with As=3927.2>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

As * fy = 0.85 * * b * a

$3927.2 * 420 = 0.85 * 700 * 24 * a$

$a = 115.5m$

$c = \frac{a}{1} = \frac{115.5}{0.85} = 135.89mm$

$£_s = \frac{487.5 - 135.89}{135.89} X0.003$

$£_s = 0.0078 > 0.005$ ok

Check for displacement

S = (1200 - 40*2 - 2*10 -8*25) / 7= 128.6 mm > 25 mm Ok

4) Mu **= 382.8 KN .m**

Assume bars of Φ 25

bw=70cm h= 55 cm

d=550 -40-10-12.5 =487.5 mm

Design as rectangular

Mn= Mu/0.9= 382.8/0.9 =425.33 KN m

$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{425.33 * 10\text{^}6}{700 * (487.5)^2} = 2.557Mpa$

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.557)(20.6)}{420}}) = 0.00653$

As = 0 .00653 (700) (487.5) =2227 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(700)(487.5) \geq \frac{1.4}{420}(700)(487.5))$$

$$As_{\min} = 1137.5mm^2$$

$2227\,mm^2 > As_{\min} = 1137.5mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2227/490.9 = 5 bars * Note $A_{\Phi 25}$=490.9 mm²

Select 5 Φ 25 mm with As=2454.5>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $2454.5*420 = 0.85*700*24*a$

  $a = 72.19m$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{72.19}{0.85} = 84.93mm$

  $£_s = \frac{487.5-84.93}{84.93}$ X0.003

  $£_s = 0.014 > 0.005$ ok

Check for displacement

S = (1200 - 40*2 - 2*10 -5*25) / 4= 243.75 mm > 25 mm Ok

4.6.1.2 Design of positive moment :

1) Maximum positive moment **Mu = 686.7 KNm**

¤ $*Mnf = 0.9*0.85*24*1200*350*(487.5-350\backslash 2)*10\text{^}-6 = 2409.75KN.m.$

¤ $*Mn > mu$

$2409.75 > 686.7$

Design as rectangular

Mn= 686.7/0.9= 763 KNm

Assume bars of Φ 25

$be = 120cm, h = 55cm$

$d = 550 - 40 - 10 - 12.5 = 487.5mm$

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{763*10\text{^}6}{1200*(487.5)^2} = 2.675\text{Mpa}$

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

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.675)(20.6)}{420}}) = 0.00685$

As = 0.00685 (1200) (487.5) = 4009.6 mm^2

$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$

$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(700)(487.5) \geq \frac{1.4}{420}(700)(487.5))$

$As_{\min} = 1137.5mm^2$

4009.6 $mm^2 > As_{\min} = 1137.5mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 4009.6 /490.9 = 9 bars * Note $A_{\Phi 25}$= 490.9 mm²

Select 9 Φ 25 mm with As=4418.1>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

$$4418.1*420 = 0.85*1200*24*a$$

$$a = 75.8mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{75.8}{0.85} = 89.018mm$$

$$£_s = \frac{490-89.018}{89.018}\text{X}0.003$$

$$£_s = 0.0134 > 0.005$$ ok

Check for bars placement:

S = (700 - 40*2 - 2*10 -9*25) / 8 =46.87 mm >25 mm Ok

2) Mu = 520.9 KNm

Design as rectangular

Mn= 520.9/0.9= 578.78 KNm

Assume bars of Φ 25

$$be = 120cm, h = 55cm$$

$$d = 550-40-10-12.5 = 487.5mm$$

Rn = $\frac{Mn}{b*d^2} = \frac{578.78*10\text{^}6}{1200*(487.5)^2} = 2.029$ Mpa

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(2.029)(20.6)}{420}}) = 0.0051$$

As 0.0051 (1200) (487.5) = 2983.47 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d).....(ACI-10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(700)(487.5) \geq \frac{1.4}{420}(700)(487.5))$$

$As_{\min} = 1137.5 mm^2$

$2983.47\, mm^2 > As_{\min} = 1137.5 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2983.47/490.9 = 6 bars * Note $A_{\Phi 25}$= 490.9 mm²

Select6 Φ 25 mm with As=2945.4>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

$$2945.4 * 420 = 0.85 * 1200 * 24 * a$$
$$a = 50.53 mm$$
$$c = \frac{a}{1} = \frac{50.53}{0.85} = 59.45 mm$$
$$£_s = \frac{487.5 - 59.45}{59.45} X0.003$$
$$£_s = 0.0216 > 0.005$$ ok

Check for bars placement:

S = (700 - 40*2 - 2*10 -6*25) / 5 =190 mm >25 mm Ok

3) Mu = 442.8 KNm

Design as rectangular

Mn= 442.8/0.9= 492 KNm

Assume bars of Φ 25

$be = 120 cm, h = 55 cm$
$d = 550 - 40 - 10 - 12.5 = 487.5 mm$

Rn = $\frac{Mn}{b * d^2} = \frac{492 * 10\text{^}6}{1200 * (487.5)^2} = 1.725$ Mpa

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.725\ )(20.6)}{420}}\right) = 0.00429$$

As= 0.00429 (1200) (487.5) = 2514.23 mm^2

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) \geq \frac{1.4}{fy}(bw)(d) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (ACI - 10.5.1)$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(700)(487.5) \geq \frac{1.4}{420}(700)(487.5))$$

$$As_{\min} = 1137.5 mm^2$$

2514.23 $mm^2 > As_{\min} = 1137.5 mm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2514.23 /490.9 = 6 bars * Note $A_{\Phi 25}$= 490.9 mm²

Select6 Φ 25 mm with As=2945.4>As req ok.

- Chick for strain

  Tension = compression

  As * fy = 0.85 * * b * a

  $2945.4 * 420 = 0.85 * 1200 * 24 * a$

  $a = 50.53 mm$

  $c = \frac{a}{1} = \frac{50.53}{0.85} = 59.45 mm$

  $£_s = \frac{487.5 - 59.45}{59.45} X0.003$

  $£_s = 0.0216 > 0.005$ ok

Check for bars placement:

S = (700 - 40*2 - 2*10 -6*25) / 5 =190 mm >25 mm Ok

4.6.2 Design of shear

1) Vu = 566.8KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 700* 487.5*10^{-3} = 209$ KN

$\Phi Vc + (2/3)\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = \Phi 5\ Vc = 1044.9$ KN > Vu=566.8 .

→ the dimension is big enough .

Vs =Vn – Vc =755.73 – 278.67 = 477.06 KN

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2 =>566.8> 104.5 not ok

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc => 104.5<566.8>209 not ok

$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*700 *487.5 *10^{-3}=$ **85.31 KN. (control)**

$\geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 700 * 487.5 * 10^{-3} = 78.36$ kn.

$\Phi Vsmin = 85.31$ KN

3/ Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

.209 < 556.8 > 294.31 => not ok

4/ $\Phi Vc + \Phi Vsmin \leq Vu < \Phi Vc + \Phi \frac{\sqrt{fc''}}{3} * bw * d$

294.31≤ 566.8 ≤ 627 ok S max =d/2 =487.5/2 =243.75 mm <600 ok

So item (4) satisfy

Take Av = 4Φ 10 = 4* 78.5 =314 mm^2

Av/ s = Vs/fy * d

314/ s = 477.06 /487.5*420 → s = 134.77mm

S=134.77≤ d/2 =243.75 mm ≤ 600 mm.

Select S= 12.5 cm

Use Φ 10 (4legs) @ 12.5 c/c for 137.5 cm after the critical section and Φ 10 (4legs) at

(24) cm c/c at the mid .

---

2) Vu = 535.9 KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 700* 487.5*10^{-3} = 209$ KN

Vs =Vn – Vc =714.53 – 278.67 = 435.86 KN

$\Phi Vc + (2/3)\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = \Phi 5\ Vc = 1044.9$ KN > Vu=535.9

→ the dimension is big enough .

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2 =>535.9> 104.5 not ok

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc => 104.5<535.9>209 not ok

$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*700*487.5*10^{-3}$= **85.31 KN. (control)**

$\geq 0.75 \left(\frac{\sqrt{24}}{16}\right.$ * bw * d $= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16}$ * 700 * 487.5 * 10^-3 = 78.36 KN

ΦV_{smin} = 85.31 KN

3/ $\Phi Vc \leq Vu \leq \Phi Vc + \Phi Vsmin$

.209 < 535.9 > 294.31 => not ok

4/ $\Phi Vc + \Phi Vsmin \leq Vu < \Phi Vc + \Phi \frac{\sqrt{fc''}}{3}$ * bw * d

294.31≤ 535.9 ≤ 627 ok S max =d/2 =487.5/2 =243.75 mm <600 ok

So item (4) satisfy

Take Av = 4Φ 10 = 4* 78.5 = 314

Av/ s = Vs/fy * d

314/ s = 435.86 /487.5*420 → s = 147.5mm

S=147.5≤ d/2 =243.75 mm ≤ 600 mm.

Select S= 12.5 cm

Use Φ 10 (4legs) @ 12.5 c/c for 62.5 cm after the critical section and Φ 10 (4legs) at

(24) cm c/c at the mid .

---

3) Vu = 498.7 KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}$ 700* 487.5*10^-3 = 209 KN

Vs =Vn – Vc =664.9 – 278.67 = 386.26 KN

Φ Vc + (2/3) Φ * $\frac{\sqrt{fc'}}{6}$ bw * d = Φ5 Vc = 1044.9 KN > Vu=498.7

→ the dimension is big enough .

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2 =>498.7> 104.5 not ok

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc => 104.5<498.7>209 not ok

Φ Vsmin ≥ 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d = 0 .75*($\frac{1}{3}$)*700 *487.5 *10^-3= **85.31 KN. (control)**

≥ 0.75 ($\frac{\sqrt{24}}{16}$ * bw * d = 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{16}$ * 700 * 487.5 * 10^-3 = 78.36 KN

Φ Vsmin = 85.31 KN

3/ Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

.209 < 498.7> 294.31 => not ok

4/ Φ Vc + Φ Vsmin≤ Vu < Φ Vc + $\Phi\frac{\sqrt{fc''}}{3}$ * bw * d

294.31≤ 498.7≤ 627 ok S max =d/2 =487.5/2 =243.75 mm <600 ok

So item (4) satisfy

Take Av = 4Φ 10 = 4* 78.5 = 314

Av/ s = Vs/fy * d

314/ s = 386.26 / 487.5*420 → s = 166.45 mm

S=166.45 ≤ d/2 =243.75 mm ≤ 600 mm. Select S= 12.5 cm

Use Φ 10 (4legs) @ 12.5 c/c for 87.5 cm after the critical section and Φ 10 (4legs) at 24 cm c/c at the mid

4)Vu = 417.5 KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 700* 487.5*10^{-3} = 209$ KN

Vs =Vn – Vc =556.67 – 278.67 = 278 KN

$\Phi Vc + (2/3)\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = \Phi 5\ Vc = 1044.9$ KN > Vu=**417.5**

→ the dimension is big enough .

Check for items:-

1/ $Vu \le \Phi Vc/2$ =>**417.5** > 104.5 not ok

2/ $\Phi Vc/2 \le Vu \le \Phi Vc$ => 104.5<**417.5** >209 not ok

$\Phi Vsmin \ge 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*700 *487.5 *10^{-3}=$ **85.31 KN. (control)**

$\ge 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 700 * 487.5 * 10^{-3} = 78.36$ KN

$\Phi Vsmin = 85.31$ KN

3/ $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vsmin$

.209 < **417.5** > 294.31 => not ok

4/ $\Phi Vc + \Phi Vsmin \le Vu < \Phi Vc + \Phi \frac{\sqrt{fc''}}{3} * bw * d$

294.31≤ **417.5** ≤ 627 ok S max =d/2 =487.5/2 =243.75 mm <600 ok

So item (4) satisfy

Take Av = 4Φ 10 = 4* 78.5 = 314

Av/ s = Vs/fy * d

314/ s = 278 / 487.5*420 → s = 231.26 mm

S=231.26 ≤ d/2 =243.75 mm ≤ 600 mm. Select S= 12.5 cm

Use Φ 10 (4legs) @ 12.5 c/c for 62.5 cm after the critical section and Φ 10 (4legs) at 24 cm c/c at the mid

5) Vu = 368.2 KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 700* 487.5*10^{-3} = 209$ KN

Vs =Vn – Vc =490.93 – 278.67 = 212.26 KN

$\Phi Vc + (2/3)\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d = \Phi 5\ Vc = 1044.9$ KN > Vu=**368.2**

→ the dimension is big enough .

Check for items:-

1/ Vu ≤ Φ Vc/2 =>**368.2** > 104.5 not ok

2/ Φ Vc/2 ≤ Vu ≤ Φ Vc => 104.5<**368.2** >209 not ok

$\Phi Vsmin \geq 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*700*487.5*10^{-3}$= **85.31 KN. (control)**

$\geq 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 700 * 487.5 * 10^{-3} = 78.36$ KN

$\Phi Vsmin = 85.31$ KN

3/ $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vsmin$

.209 < **368.2** > 294.31 => not ok

4/ $\Phi Vc + \Phi Vsmin \le Vu < \Phi Vc + \Phi \frac{\sqrt{fc''}}{3} * bw * d$

294.31≤ **368.2** ≤ 627 ok S max =d/2 =487.5/2 =243.75 mm <600 ok

So item (4) satisfy

Take Av = 4Φ 10 = 4* 78.5 = 314

Av/ s = Vs/fy * d

314/ s = 212.26 / 487.5*420 → s = 302.9 mm

S=302.9 > d/2 =243.75 mm ≤ 600 mm. s =243.75 control Select S= 24 cm

Use Φ 10 (4legs) @ 24 c/c for 475 cm after the critical section

6) Vu = 155.3 KN

$\Phi Vc = \Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6} bw * d$

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 70* 487.5*10^{-3} = 209$ KN

Φ Vc =209 > Vu= 155.3

No shear reinforcement is required use minimum reinforcement

Av/ s = Vs/fy * d

157/ s = 85.31 / 487.5*420 → s = 376.8 mm

S=376.8 > d/2 =243.75 mm ≤ 600 mm. s =243.75 control Select S= 24 cm

Use Φ 10 (2 legs) @ 24 c/c for 100 cm after the critical section

Check for items:-

1/ $Vu \le \Phi Vc/2$ =>**368.2** > 104.5 not ok

2/ $\Phi Vc/2 \le Vu \le \Phi Vc$ => 104.5<**368.2** >209 not ok

$\Phi Vsmin \ge 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*700*487.5*10^{-3}$= **85.31 KN. (control)**

$\ge 0.75 (\frac{\sqrt{24}}{16} * bw * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{16} * 700 * 487.5 * 10^{-3} = 78.36$ KN

$\Phi Vsmin$ = 85.31 KN

3/ $\Phi Vc \le Vu \le \Phi Vc + \Phi Vsmin$

.209 < **368.2** > 294.31 => not ok

4/ $\Phi Vc + \Phi Vsmin \le Vu < \Phi Vc + \Phi \frac{\sqrt{fc''}}{3} * bw * d$

294.31≤ **368.2** ≤ 627 ok S max =d/2 =487.5/2 =243.75 mm <600 ok

So item (4) satisfy

Take Av = 4Φ 10 = 4* 78.5 = 314

Av/ s = Vs/fy * d

314/ s = 212.26 / 487.5*420 → s = 302.9 mm

S=302.9 > d/2 =243.75 mm ≤ 600 mm. s =243.75 control Select S= 24 cm

Use Φ 10 (4legs) @ 24 c/c for 475 cm after the critical section

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.

٢. تلخيص المشرف.

3. Building Code Requirements for Structural Concrete)ACI 318M-05 (and Commentary, USA, 2005.

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 $(0.4 + f_y/700)$.

Table (MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

جدول (١)

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات وفقا للكود الأردني

نـوع المبـنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عـام	خـاص		كن/م٢	كـن
المباني السكنية والخاصة	المنـازل والبيـوت والشـقق السكنيـة والأبنية ذات الطـابق الواحـد.	جميع الغرف بما في ذلك غـرف النـوم والمطابـخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنـادق والموتيلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منـازل الطلبـة ومـا شابهـا	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعـات العامـة وقاعـات التجمـع والمسـاجد والكنـائس وقاعـات التـدريس والمسـارح ودور السـينما وقاعـات التجمـع فـي المـدارس والكليـات والنـوادي والمـدرجات المسـقوفة والقاعـات الرياضـية المغلقة	مقاعد ثابتة	4.000	-
		مقاعد غير ثابتة	5.000	3.600
	نادي رياضي	-	5.000	-
	غرف المطالعة في المكتبات	من دون مستودع كتب	2.500	4.500
		مع مستودع كتب	4.000	4.500