بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى مستشفى يطا

فريق العمل :

ليث السويطي رزق القواسمة

طارق سلامة محمد ابوعلان

إشراف :

د.بلال المصري .

الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمبنى مستشفى يطا

أسماء الطلبة :
ليث السويطي رزق القواسمة
طارق سلامة محمد ابوعلان

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

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

....

توقيع رئيس الدائرة

.....

الإهـــــــــــــــــــــــــــــــــــــــداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدا لله

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 بلال المصري.

والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لمبنى مستشفى يطا

فريق العمل:

ليث السويطي رزق القواسمة

طارق سلامة محمد ابوعلان

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٦ م

إشراف:

د. بلال المصري

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي هو أهم التصميمات اللازمة للمبنى بعد التصميم المعماري، فتوزيع الأعمدة والأحمال والحفاظ على المتانة وبأفضل الأسعار وأعلى درجات الأمان يقع على عاتق المصمم الإنشائي، في هذا المشروع سنقوم بعمل تصميم إنشائي لمبنى مستشفى ، ويتكون المبنى من اربعة طوابق وبمساحة اجمالي 11162م^2.

تم اختيار هذا المشروع نظرا للحاجة الماسة إلى الإلمام بكيفية تصميم هذه المباني والتي تكون فيها متطلبات التصميم أعلى من غيرها نظرا لاحتوائها على ساحات كبيرة وتنوع في شكل المبنى حسب التصميم المعماري، كما تم اختياره لأهمية زيادة هذه المنشأة في منطقة يطا.

من الجدير بالذكر انه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية، ولتحديد أحمال الزلازل، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع فسيتم استخدام الكود الأمريكي (ACI_318_11)، ولا بد من الإشارة إلى انه سيتم الاعتماد على بعض برامج الحاسوب مثل :Etabs, Atir , safe. Autocad, Office2007.

من المتوقع بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية بإذن الله وتوفيقه.

Structural Design For Yatta hospital

WORKING TEAM:

Laith swaity **Rizq alqawasmeh**
Moh abuallan **Tariq salameh**

Palestine Polytechnic University -2016

SUPERVISOR:

DR. BILAL ALMASRI .

Project Abstract

Structural design is the most important design of the building after the necessary of architectural design, the distribution of columns, loads, offer durability, the best prices and the highest degree of safety are the responsibility of the structural designer. In this project we will do the structural design of hospital building. The building consists four floors with a total area of 11162 m^2.

This project was selected because of the importance to know how to design these buildings, which have a design requirements higher than other tiles with long spans and diversity in the form of the building by the architectural design, also it has been chosen for the importance of increasing this structure in this area "Yatta".

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

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

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
نسخة عن صفحة العنوان	ii
الاهداء	iii
الشكر و التقدير	iv
ملخص المشروع باللغة العربية	v
ملخص المشروع باللغة الإنجليزية	vi
الفصل الأول : المقدمة	4-1
١-١ المقدمة	2
١- ٢أهداف المشروع	2
١-٣ مشكلة المشروع	3
١-٤ حدود مشكلة المشروع	3
١-٥ المسلمات	3
١-٦ فصول المشروع	3
١-٧إجراءات المشروع	4
الفصل الثاني : الوصف المعماري	١٧-5
٢-١المقدمة	6
٢-٢لمحة عن المشروع	6
٢-٣موقع المشروع	7
٢-٤ وصف طوابق المشروع	١٣-10
٢-٤-1 الطابق الأرضي	١٠
٢-٤-2الطابق الأول	١١
٢-٤-3 الطابق الثاني	١٢
٢-٤-4 الطابق الثالث	١٣
٢-٥ وصف الواجهات	١٦-١٤
٢-٥-١ الواجهة الشمالية	١٤
٢-٥-٢ الواجهة الجنوبية	١٥
٢-٥-٣ الواجهة الشرقية	١٦
٢-٥-٤الواجهة الغربية	١٦
٢- ٦ وصف الحركة	١٧

٢-٧ المداخل	١٧
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	٣١-١٨
٣-١ المقدمة	١٩
٣-٢ هدف التصميم الإنشائي	١٩
٣-٣ الدراسات التحليلية و النظرية	١٩
٣-٣-١ الأحمال	٢١-١٩
٣-٣-١-١ الأحمال الميتة	٢٠
٣-٣-١-٢ الأحمال الحية	٢١-٢٠
٣-٣-١-٣ الأحمال البيئية	٢١
٣-٤ العناصر الإنشائية	٣١-٢٣
٣-٤-١ العقدات	٢٥-٢٣
٣-٤-١-١ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٢٣
٣-٤-١-٢ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	٢٤
٣-٤-١-٣ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٤
٣-٤-١-٤ عقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٥
٣-٤-١-٥ العقدات المصمتة بدون جسور (Flat)	٢٥
٣-٤-٢ الجسور	٢٦
٣-٤-٣الأعمدة	٢٧
٣-٤-٤جدران القص	٢٨-٢٧
٣-٤-٥ الأساسات	٢٨
٣-٤-٦ الأدراج	٢٩
٣-٤-٧ جدران التسوية.	٢٩
٣-٤-٨ فواصل التمدد	٣١-٣٠
Chapter 4 : Structural Design & Analysis	66- 32
4.1 Introduction	34-33
4.2 Design of rib (20-GF) .	45-35
4.3 Design of Beam (36-GF) .	51-45
4.4 Design of column .	45-52
4.5 Design of isolated footing(F9) .	59-54
4.6 Design of shear wall .	60
4.7 Design of stair .	66-61

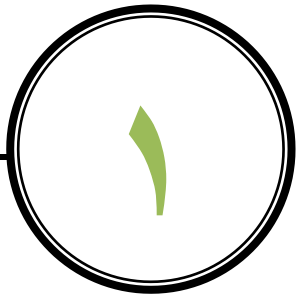
الفصل الخامس : النتائج و التوصيات	**74-67**
٥-١ النتائج	68
٥-٢ التوصيات	68
٥-٣ قائمة المصادر والمراجع	68
٥-٤ الملحقات	74-69
فهرس الجداول	
جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠١٦-٢٠١٧	4
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	٢٠
جدول (٣-٢) الأحمال الحية	٢١
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	٢٢
Table (4-1) Calculation of one way rib - dead load.	٤٩
Table (4-2) Calculation of topping - dead load. .	٥٠
فهرس الأشكال	
الفصل الثاني	17-5
شكل (٢-١) صورة جوية للموقع	7
شكل (٢-٢) مخطط طابق التسوية	8
شكل (٢-٣) مخطط الطابق الارضي	9
شكل (٢-٤) مخطط الطابق الأول	10
شكل (٢-٥) مخطط الطابق الثاني	11
شكل (٢-٦) مخطط الطابق الثالث	١٢
شكل (٢-٧) الواجهة الشمالية	١٣
شكل (٢-٨الواجهة الجنوبية	١٤
شكل (٢-٩) الواجهة الشرقية	١٥
شكل (٢-١٠) الواجهة الغربية	١٦
الفصل الثالث	31-18
شكل (٣-١) عقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد	٢٣
شكل (٣-٢) عقدة المصمتة ذات الاتجاهين	٢٤
شكل (٣-٣): عقده العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٤
شكل (٣-٤): عقده العصب ذات الاتجاهين	٢٥
شكل (٣-٥) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة	٢٦
شكل (٣-٦) احد أشكال الأعمدة	٢٧

٢٨	شكل (٣-٧) جدار القص
٢٨	شكل (٣-٨) الأساسات المنفرد
٢٩	شكل (٣-٩) الدرج
٢٩	شكل (٣-١٠) جدار تسوية
٣١	شكل (٣-١١) فاصل التمدد في المبنى
64-45	Chapter 4
35	Figure (4-1): Span location of Rib(20-GF).
39	Figure (4-2) :Geometry of rib (20-GF) .
39	Figure (4-3): Loading of rib .
40	Figure (4-4): **)** Moment & Shear Envelope of rib(20_GF) .
45	Figure (4-5) : Beam (36-GF).
46	Figure (4-6) : Geometry of Beam .
47	Figure (4-7) : Loading of Beam .
48	Figure (4-8) : Moment & Shear Envelope of beam (36-GF)**.**
51	Figure (4-9) : Detailin of beam .
53	Figure (4-10) : Column section and reinforcement.
54	Figure (4-11): Top plan and section of footing (F9) .
60	Figure (4-12): Plan of shear wall .
61	Figure (4-13): Plan of stair .
62	Figure (4-14): Load of flight .
62	Figure (4-15): Load of landing .
66	Figure (4-15): detailing of stair .

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

المقدمة

١.١المقدمة.

١.٢أهداف المشروع.

١.٣مشكلة المشروع.

١.٤حدود مشكلة المشروع.

١.٥المسلمات.

١.٦فصول المشروع.

١.٧إجراءات المشروع.

١.١المقدمة

لقد اقتضت متطلبات الحياة العصرية وتطور جميع جوانب حياة الإنسان أن يقوم بالتفكير وتصميم منشآت جديدة تلبي احتياجاته،مع تأمين الراحة والأمان للاستخدام المناسب لهذه المباني وذلك من خلال التصميم الجيد لها والإحاطة بجميع الأمور المتعلقة بإنشاء مثل هذه الأبنية.

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدماتية المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار.كذلك لا بد من الأخذ بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى مستشفى يطا حيث يتكون من اربع طوابق حيث يحتوي كل طابق على غرف عمليات وغرف نوم للمرضى ومكاتب للأطباء وغرف تصوير اشعة وعدد من المرفقات الصحية كما يحتوي طابق التسوية الذي يعد مستودع .

٢.١ أهداف المشروع

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

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

٣.١ مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى مستشفى، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدةو الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

٤.١ حدود مشكلةالمشروع

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

٥.١ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-11) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Safe، ,SPcolumn,Foundation,Etabs).
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

٦.١ 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 والملحقات.

٧.١ إجراءات المشروع

١) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهدافالمشروع 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 يتوافق 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.

5) 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.

الجدول (١-١) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.

الأسبوع / المهمة	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع	■															
دراسة الموقع		■														
جمع المعلومات			■													
دراسة المبنى معماريا				■	■											
دراسة المبنى إنشائيا					■	■										
إعداد مقدمة المشروع							■									
عرض مقدمة المشروع								■								
التحليل الإنشائي								■	■	■						
التصميم الإنشائي											■	■				
إعداد مخططات المشروع												■	■			
كتابة المشروع													■	■	■	
عرض المشروع																■

٢

الفصل الثاني

الوصف المِعمَـاري

٢-١ مقدمة .

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع .

٢-٣ موقع المشروع .

٢-٤ وصف طوابق المشروع .

٢-٥ الواجهات .

٢-٦ وصف الحركة و المداخل .

٢-٧ المداخل.

٢-١ مقدمة :

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

٢-٢ لمحة عامة عن المشروع :

تعاني مدينة يطا من عدة مشاكل في تصميم المستشفيات نتيجة لعدة أسباب منها : سيطرة الاحتلال الاسرائيلي على الموارد المتاحة وقلتها في نفس الوقت ، وغياب التخطيط الجيد في توزيع المستشفيات . لذلك أتت الحاجة لتصميم مستشفى يراعي احتياجات الشعب الفلسطيني النفسية والجسدية، ويساعد في إصلاح وتطوير القطاع الصحي الفلسطيني.

و مما لا شك فيه أن دور المستشفيات في عصرنا الحالي لم يعد يقتصر على تقديم الخدمة العلاجية فقط ، ولم يعد كذلك يعرف بأنه مكان لإيواء المرضى والمصابين كما كان في الماضي، حيث كان أقدم وأبسط تعريف للمستشفى هو أنه مكان لإيواء المرضى والمصابين حتى يتم شفاؤهم، ولكن المستشفى الحديث يعد تنظيماً طبياً متكاملاً يستهدف تقديم الخدمة الصحية بمفهومها الشامل من وقاية وعلاج وتعليم طبي إضافةً إلى إجراء البحوث الصحية في مختلف فروعها

٢-٣ موقع المشروع :

يقع المشروع على ش.السموع ، المنطار ، يطا . ويمتاز بسهولة الوصول إليه من قبل وسائل النقل العام.

الشكل (٢-١)خارطة الموقع الجغرافي لمدينة يطا.

٢-٣-١ أهمية الموقع :

الشروط العامة لاختيار الموقع :

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مستشفى لا تقيم بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل تقيم على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لمستشفى يطا :

١.جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .

٢.شبكه المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع.

٣.الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .

٤.أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجارية ،صناعية ، سكنية، أم خدماتية ...الخ . وكيفيه تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

٢-٣-٢ حركة الشمس و الرياح :

تتعرض مدينةيطا إلى الرياح الشمالية الشرقية وهي رياح باردة جدا وجافة ،واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الجنوبية الغربية وهي رياح محملة بالأمطار والرطوبة .ونظراً لموقعها الجغرافي فإن الرياح الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة ، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما ، إذ تجعل الهواء معتدلا جافا،كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

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

٢-٣-٣ الرطوبة:-

مناخيطا يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف وحار صيفاً ومعتدل وماطر شتاء ، أما فيما يتعلق بالأمطار فإن معدلات التساقط متفاوتة تبعاً لتضاريس المنطقة الجغرافية والتي تعتبر جزء من محافظة الخليل حيث إن الأمطار في دورا تتراوح ما بين (٥٥٠-٦٠٠ ملم) سنوياً.

صورة للموقع العام للمشروع :

الشكل (٢-٢)

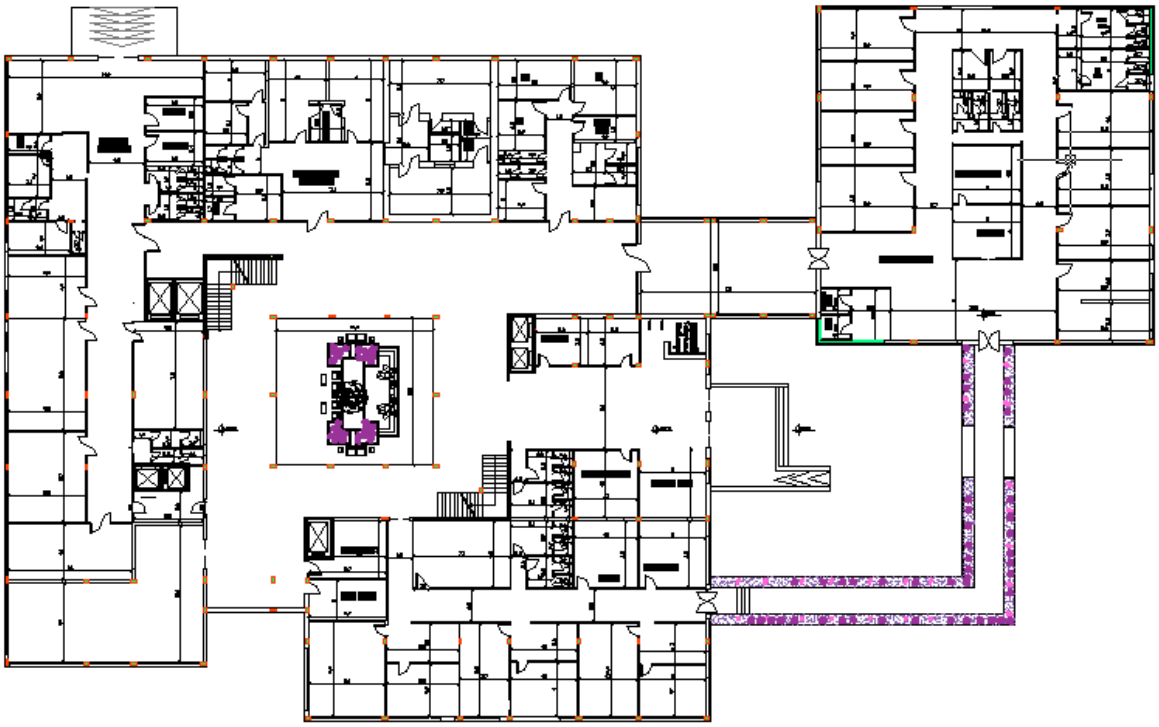
٢-٤وصف طوابق المشروع :

يتكون المشروع من اربع طوابق ذات تنوع خدماتي وهو عبارة عن مؤسسة ذات مرافق متعددة .

٢-٤-1 الطابق الأرضي:-

بمساحة تقدر ب ٢٩٣٥م^{٢}.

يتكون الطابق الأرضي من قاعة كبيرة للاستقبال ،قسم الطوارئ ،غرف استقبال المرضى ومعاينتهم ، مكاتب الأطباء ، غرف الممرضين ، قسم التصوير الإشعاعي المتكامل .

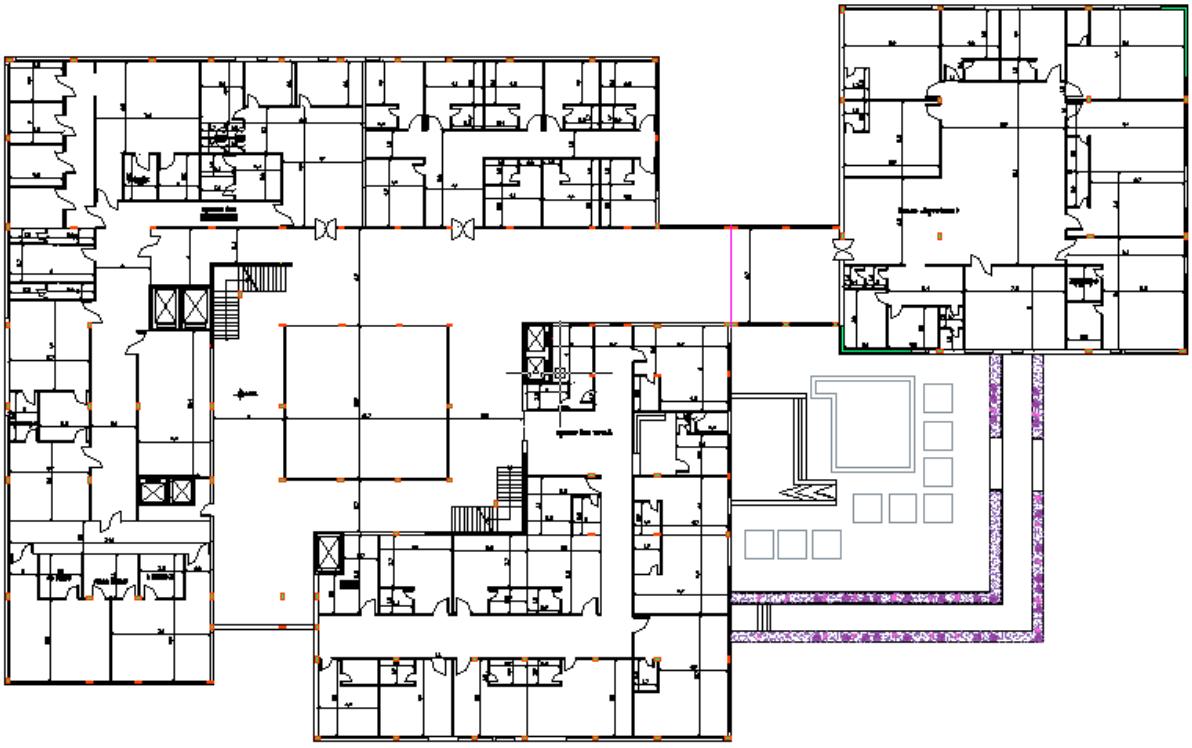


الشكل(٢-٣)المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

٢-٤-2الطابق الأول:-

بمساحة تقدر ب ٢٩٣٥ م^{٢}.

يتكون الطابق الأول من غرف نوم للمرضى ، غرف تصوير ، غرف عمليات ، مكاتب للأطباء ،مرافق صحية وصيدليات داخلية.

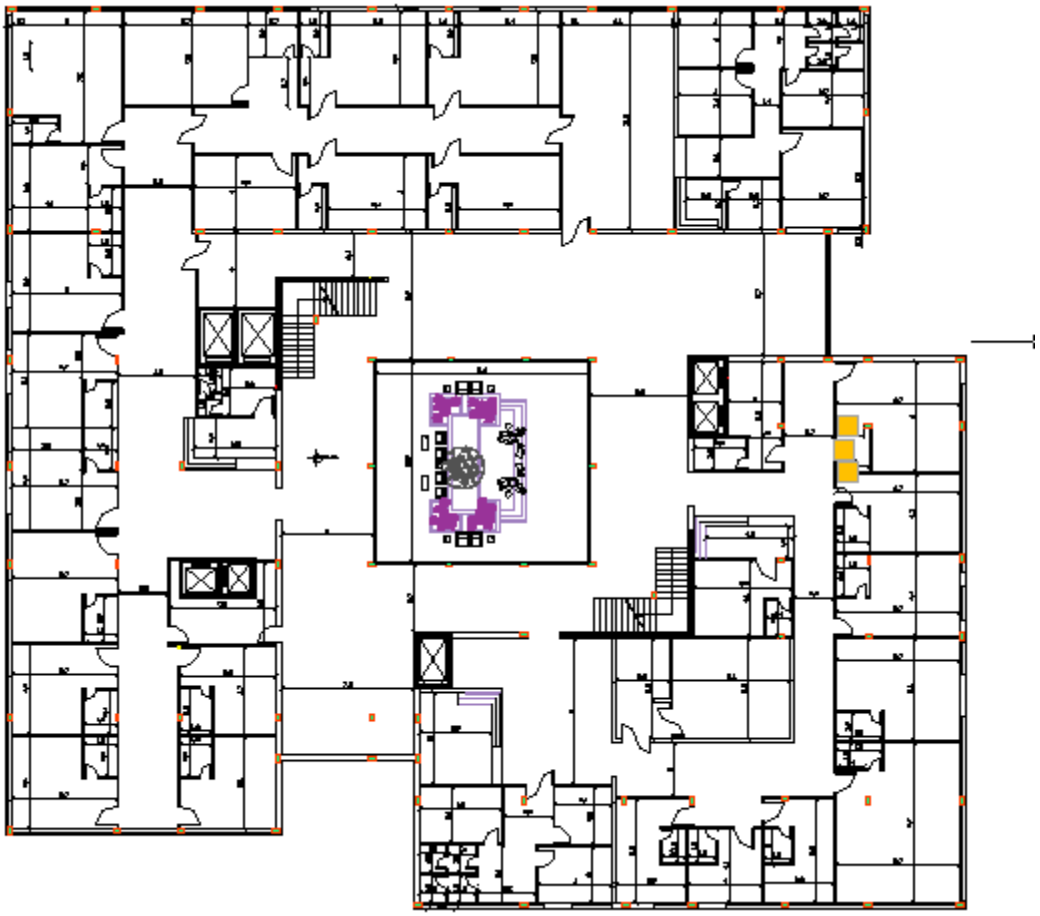


الشكل(٢-٤)المسقط الأفقي للطابق الأول.

٢-٤-3الطابق الثاني:-

بمساحة تقدر ب٢٢٠٠م^{٢}.

يتكون الطابق الثاني من قسم للمعالجة الطبية ، غرف للمرضى ، مكاتب مدراء المستشفى والمدراء الفرعيين ، مختبرات .

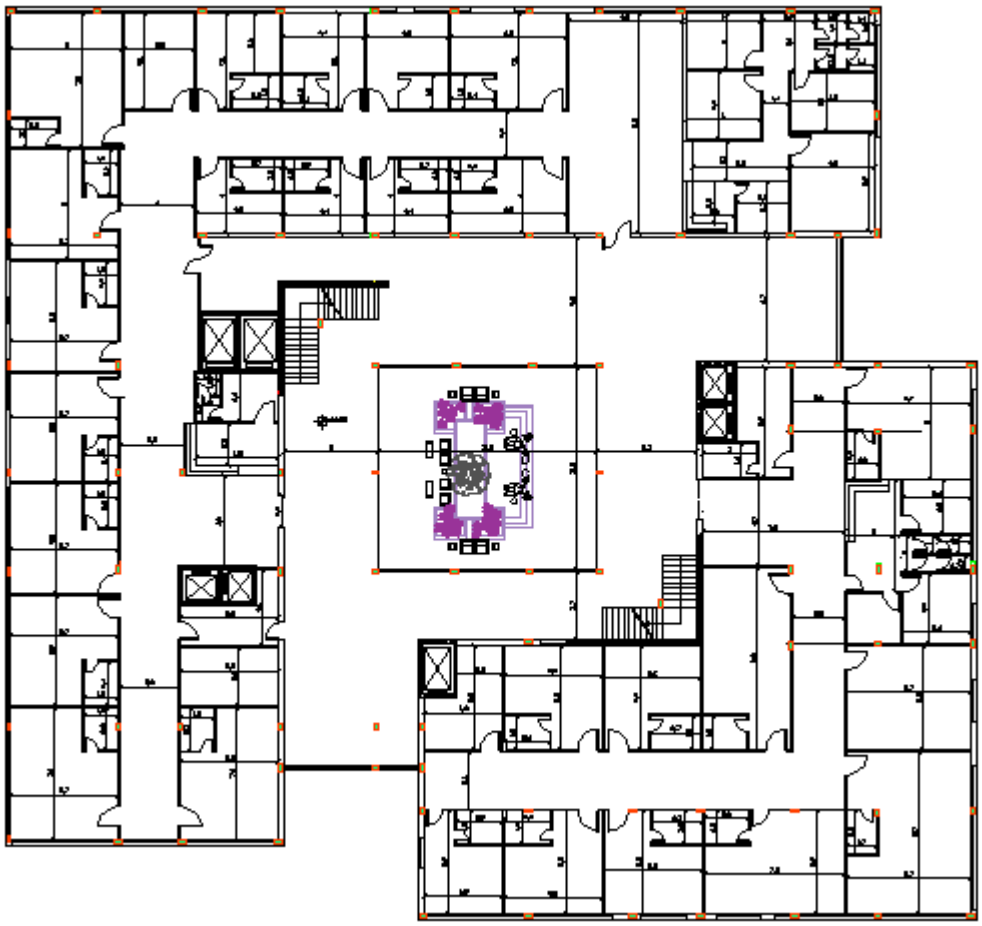


الشكل(٢-٥)المسقط الأفقي للطابق الثاني.

٢-٤-4الطابق الثالث:-

بمساحة تقدر ب٢٢٠٠ م^{٢}.

يتكون الطابق الثالث من غرف (VIP)متميزة بمساحتها الواسعة والمخصصةلاستقبال المرضى ،بالإضافة إلى مكاتب للأطباء والممرضين والموظفين.



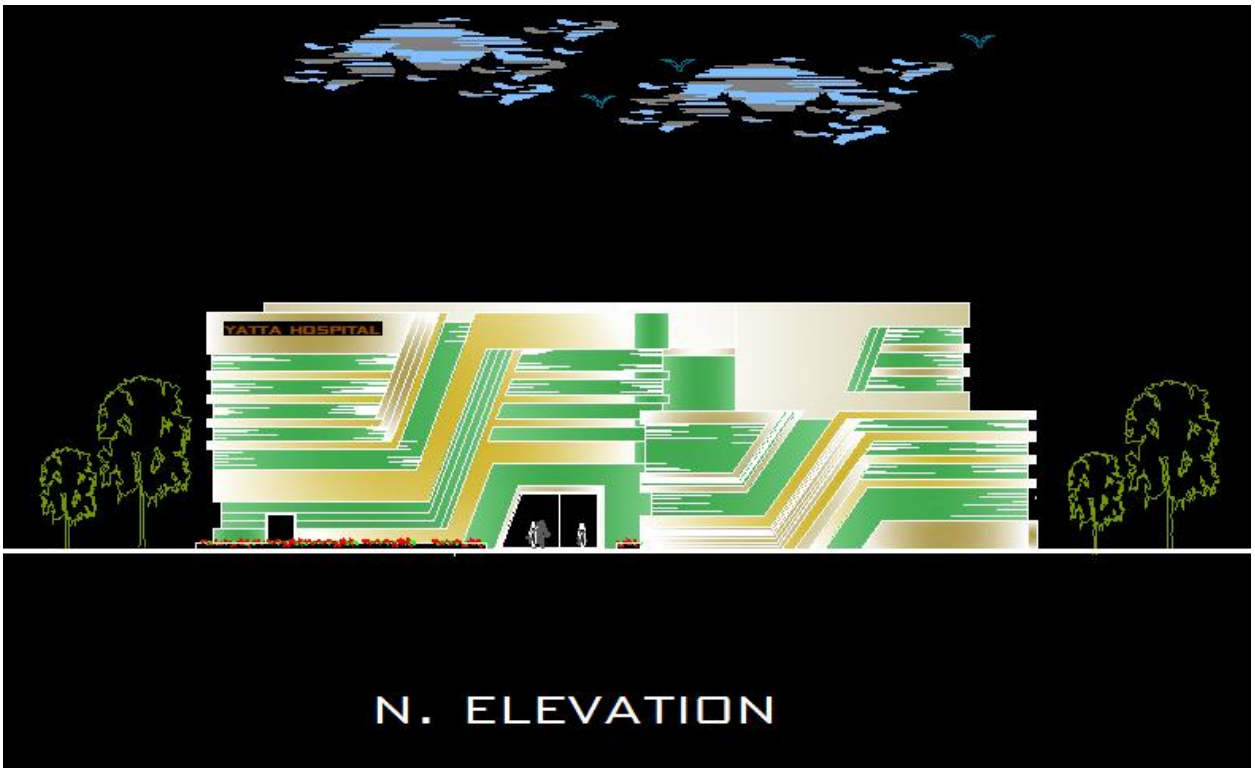
الشكل(٢-٦)المسقط الأفقي للطابق الثالث.

.

٢-٥الواجهات :-

٢-٥-١الواجهة الشمالية :

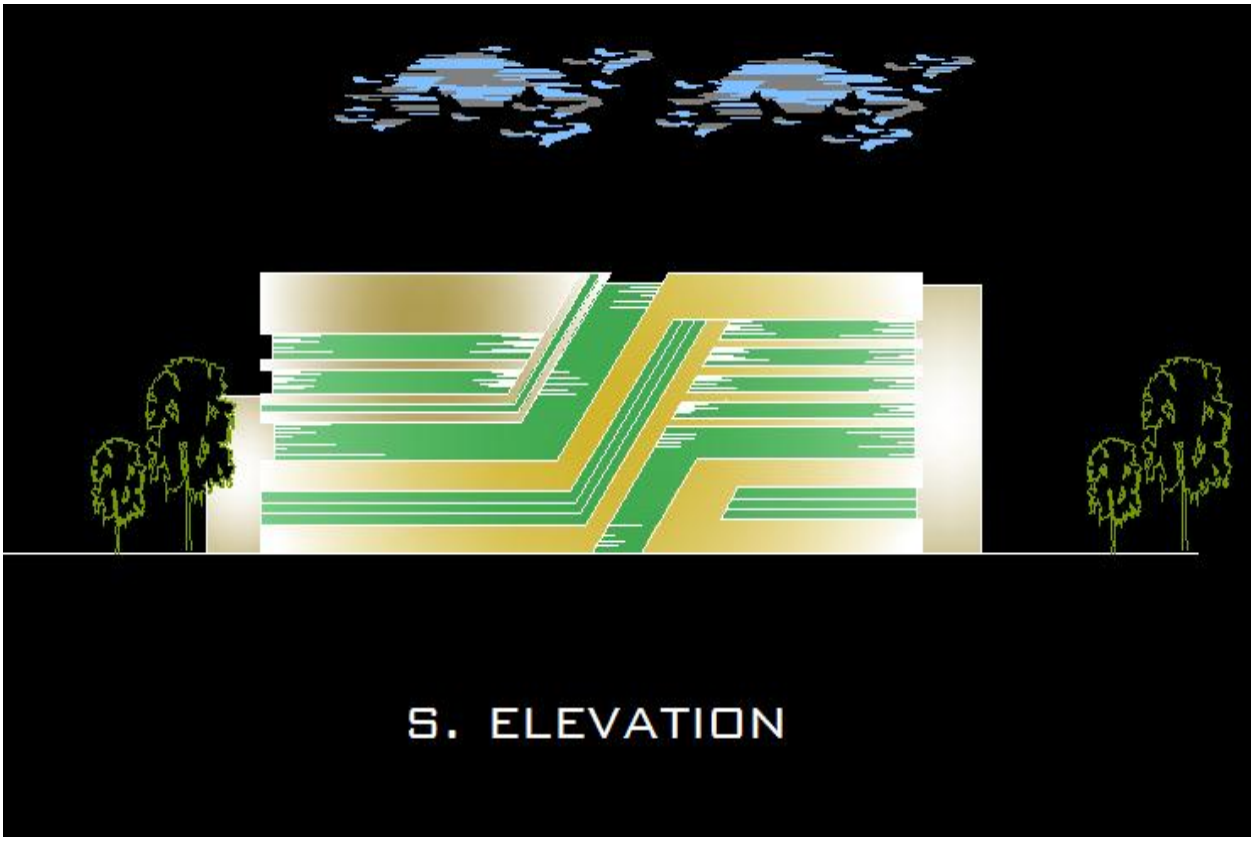
وهي عبارة عن الواجهة الرئيسية للمبنى، والتي تظهر المدخل المؤدي إلى داخل المبنى، كما أن الجزء الأكبر لهذه الواجهة يظهر من خلال النوافذ الزجاجية الكبيرة نوعا ما، ما يضفي مظهرا جماليا ومعماريا لمبنى الفنون، كما يظهر من خلال هذه الواجهة تداخل الكتل في المبنى ويظهر أيضا البروز في كتلة المدرج ما يضفي إلى المبنى منظرا جماليا يسرالناظرين، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر المسمسم لإطارات النوافذ،كما يظهر في الشكل التالي:



الشكل(٢-٧) الواجهة الشمالية .

٢-٥-٢الواجهة الجنوبية :

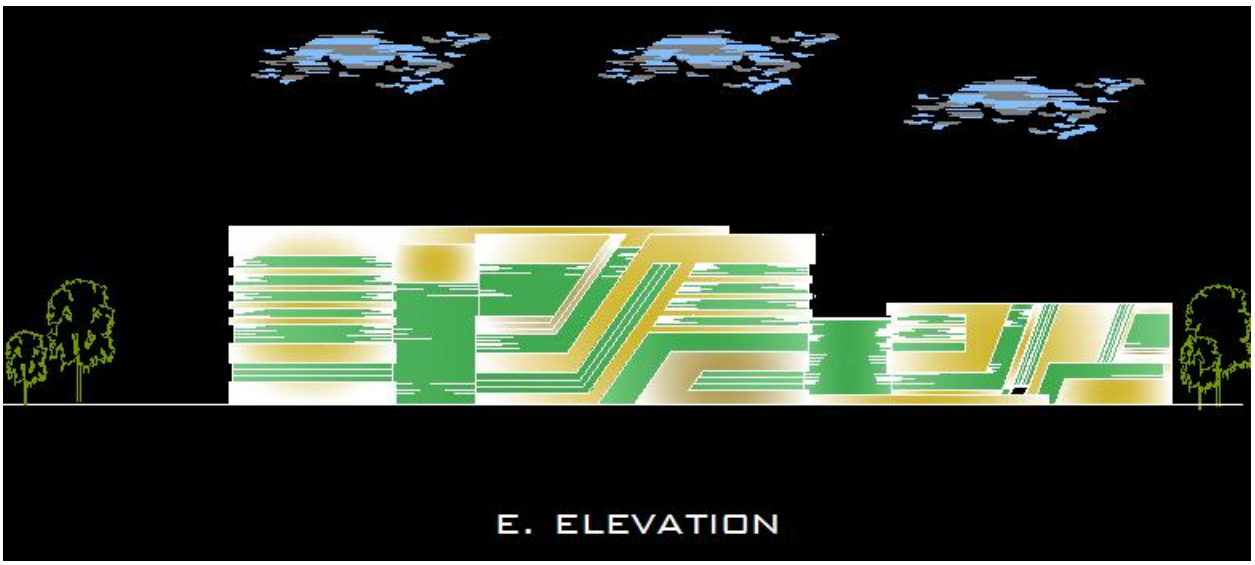
تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الرئيسية للبناء، حيث يظهر فيها التوزيع المعماري كما هو موضح من تدرج في الكتل في كل طابق وتظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية ذات المساحة الكبيرة التي تعكس مظهرا جماليا للواجهة، كما يظهر تنوع استخدام المواد الإنشائية في الواجهة كالحجر المسمسم والمواد الخرسانية كما يظهر في الشكل التالي:



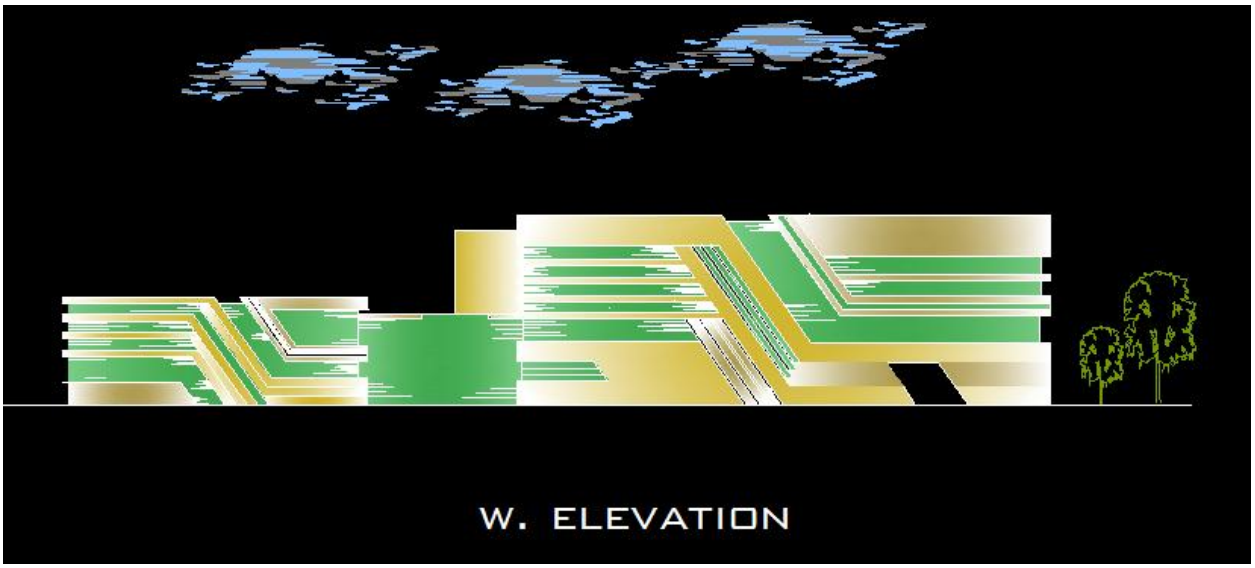
الشكل (٢-٨) الواجهة الجنوبية .

٢-٥-٣&٢-٥-٤الواجهة الشرقية والوجهة الغربية :

تظهر هتان الواجهتان الفكرة المعمارية لدى المعماري من حيث دمج المبنى بالطبيعة وجعله متدرجا بتدرج قطعة الأرض المنشأ عليها ، فيما تظهرا ايضا التراجعات لكل طابق عن الطابق الذي يسبقه ، كما وتظهران اختلاف مناسيب العقدات للطابق الواحد، مضيفا بذلك اللمسة الديناميكية اللاشعورية الى المبنى، بالاضافة الى استخدام الاقواس الحجرية الطويلة البارزة والتي أكملت الانحناء الموجود في المبنى كما يظهر في الشكل التالي:



الشكل(٢-٩) الواجهة الشرقية .



الشكل(٢-١٠) الواجهة الغربية .

٢-٦ وصف الحركة و المداخل :-

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

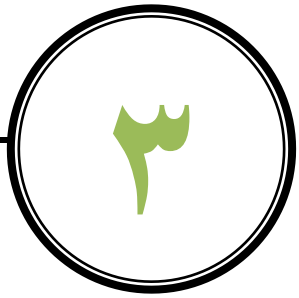
٢-٧ المداخل :-

يحتوي المشروع على مدخلين أساسيين:

١.المدخل الشمالي وهو المدخل الرئيسي هو للاستخدام العام.

٢.المدخل الغربي وهو مدخل للطوارئ .

٣ المدخل الشرقي وهو للاستخدامات الخاصة بحيث يؤدي الى طابق التسوية مباشره .



الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

١.٣ المقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

٤.٣ العناصر الإنشائية.

١.٣ مقدمة

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

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

١.٣.٣ الأحمال

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

١.١.٣.٣ الأحمال الميتة

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة	٢٥
4	الطوب	١٢.٥
5	القصارة	٢٢
6	الرمل	١٧

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

٢.١.٣.٣ الأحمال 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 اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	المباني التعليمية	
	• غرف التدريس	٣.٠
	• الممرات والمداخل والأدراج	٣.٠
	• غرف التخزين	٣.٠
	• قاعات التجمع والمسارح	٥.٠
2	المباني الإدارية	
	• المكاتب	٣.٠
	• السلالم	٤.٠
	• غرف التخزين	٥.٠-١٠.٠
3	التجمعات	
	• الكافتيريا	٢.٠
٤	القاعات والصالات	٥.٠
٥	المستشفيات	٥

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

٣.١.٣.٣ الأحمال البيئية

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

١. الرياح

عبارة عن قوى افقية 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 سحب، وتقاس بالكيلو نيوتن . وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث طبيعة البيئة المحيطة وتصنيفها حسب الكود، وسرعة الرياح التي تقاس على ارتفاع معين عن سطح الارض ، وتزداد قيمتها بشكل اقتران (exponential) الى أن تثبت بعد

ارتفاع معين عن سطح الأرض بالاعتماد على طبيعة المنطقة . وتصمم جدران القص اعتماداً الحمل المحسوب من خلال معرفة سرعة الرياح.

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.

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

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، وذلك من خلال معرفة طبيعة المنطقة وقرب المبنى من البؤرة الزلزالية، وكذلك شكل المبنى من حيث الانتظام او التماثل، وكذلك مدى الاهتمام ببقاء المبنى قيد العمل أثناء الزلزال أم لا.

٤.٣ العناصر الإنشائية

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

١.٤.٣ العقدات :

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

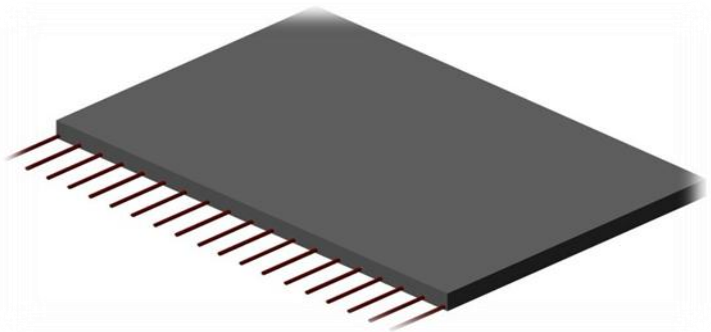
توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

١. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
٢. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

١.١.٤.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (Solid Slabs) :

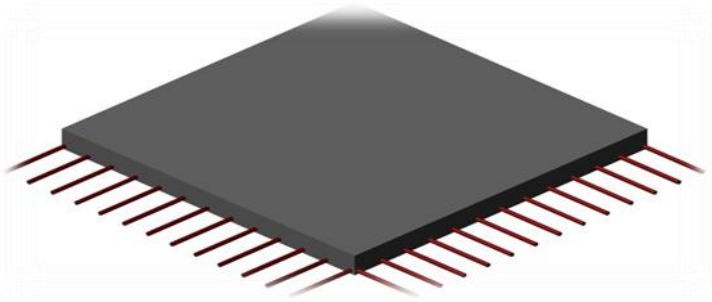
ومنها ما هو باتجاه واحد و اتجاهين وقد تم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد في بعض عقدات بيت الدرج ، تستخدم بدلاً عن عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد عندما يكون الحمل الموجود كبيرا أو ديناميكيا .



الشكل (٣-١): عقدات مصمتة ذات الاتجاه الواحد.

٢.١.٤.٣ العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

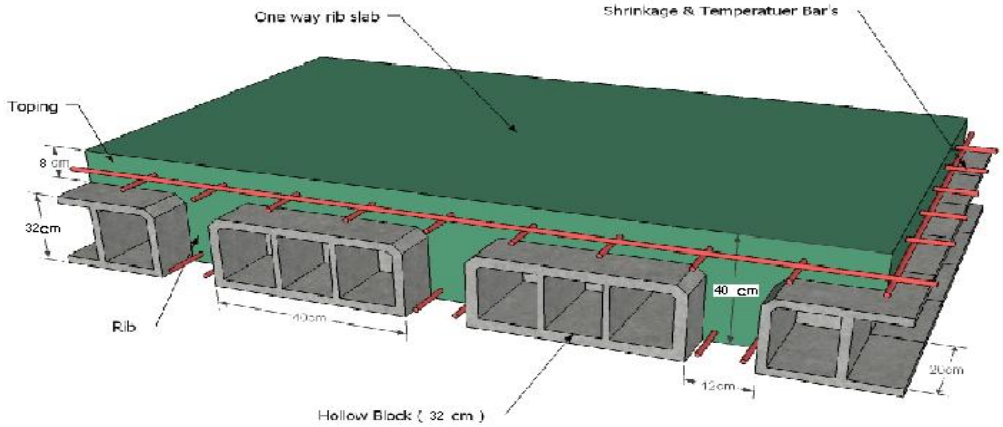
تستخدم اذا كانت الابعاد تسمح بذلك ($L_{long}/L_{short}<2$) في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع تحمله عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، أو في حال وجود أحمال ديناميكية على هذه العقدة، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (٣-٢).



الشكل (٣-٢): عقدات مصمتة ذات الاتجاهين.

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

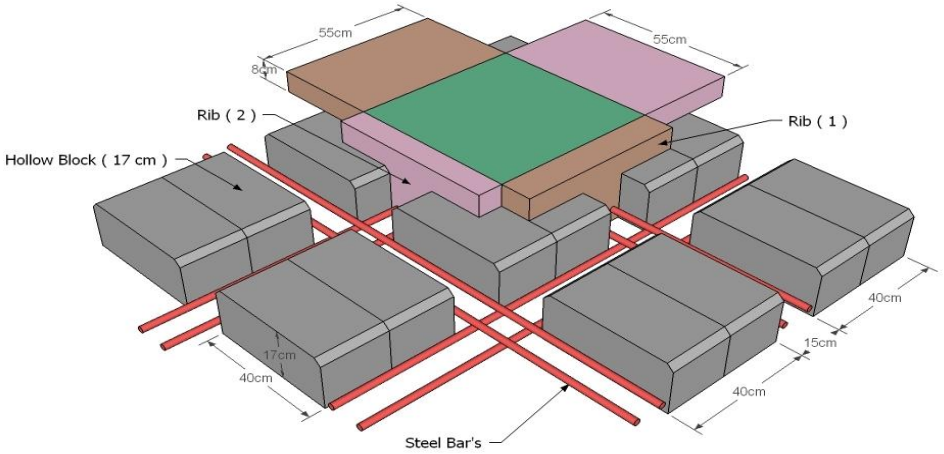
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، وقد تم استخدام هذه العقدة في معظم طوابق هذا المشروع لخفة وزنها و فعاليتها.



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

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

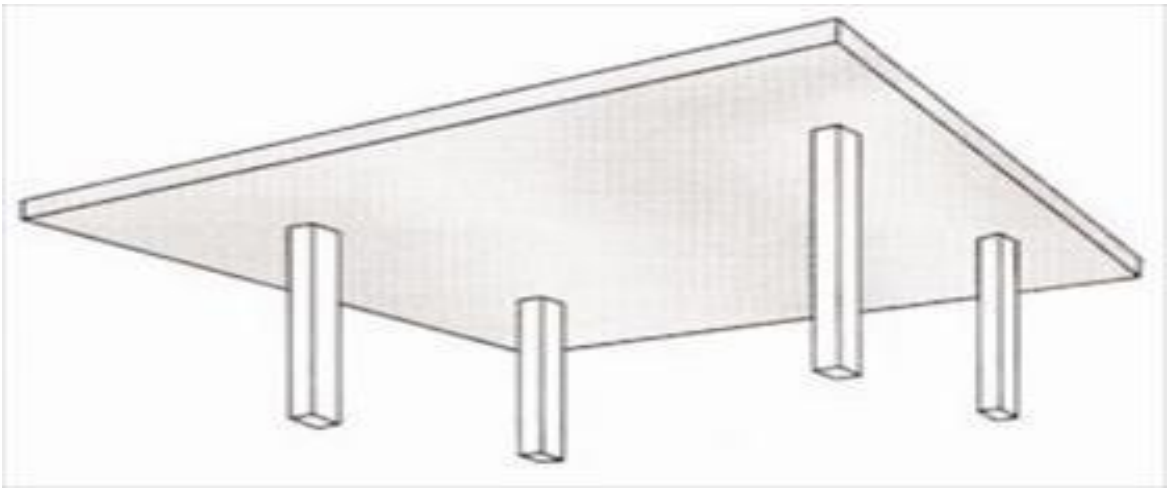
و هذا النوع سيتم استخدامه في بعض عقدات الطوابق في المناطق ذات الابعاد الكبيرة وعدم القدرة على وضع الاعمدة الحاملة ، والشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي وقد تم استخدام هذا النوع في مشروعنا نظرا للحاجة اليها .



الشكل (٣-٤): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٥.١.٤.٣ عقدات المصمتة بدون جسور(Flat plat/Slab):

يتم استخدام هذا النوع من العقدات في المناطق التي يوجد بها توزيع غير منتظم للأعمدة، مما لا يتيح المجال لوضع جسور حاملة للعقدة، وهذا النوع من العقدات يحتاج الى التركيز على بعض المفاهيم التي لا توجد في غيرها من العقدات مثل اختراق العمود للعقدة (Punching) .

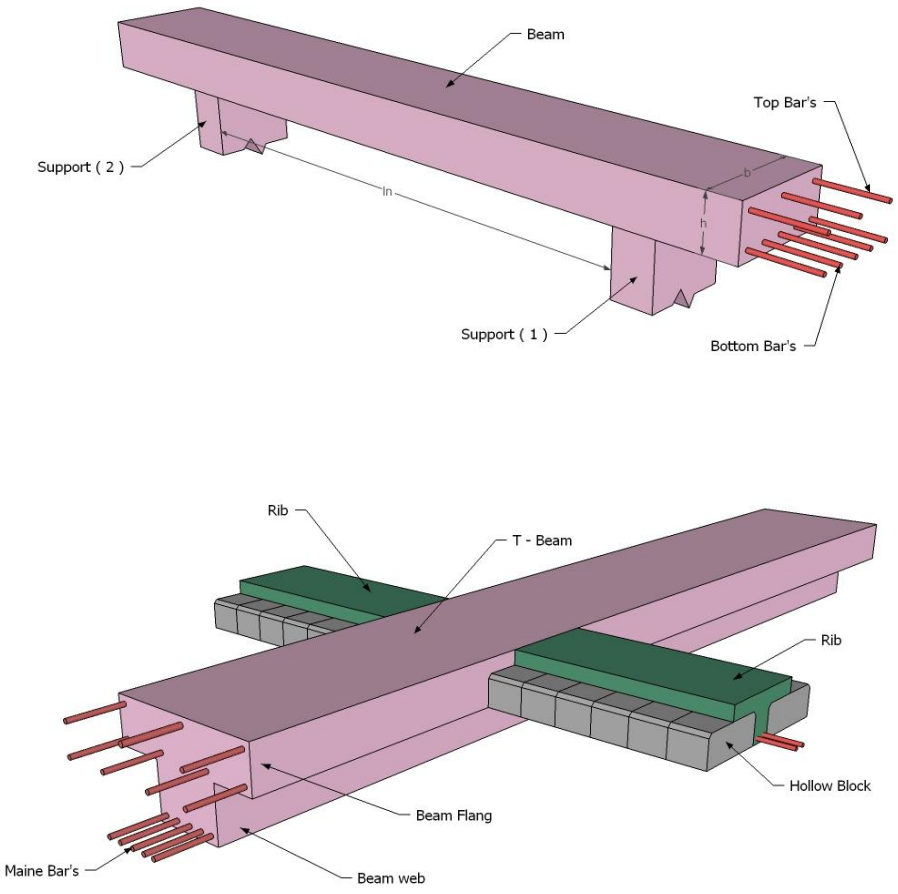


٢.٤.٣ الجسور:

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

أ- جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) : ويتم استخدامها في حالة العقدات ذات العصب ، وتغطي مسافات ليست بعيدة نظرا لان ارتفاعها يكون بارتفاع العقدة .

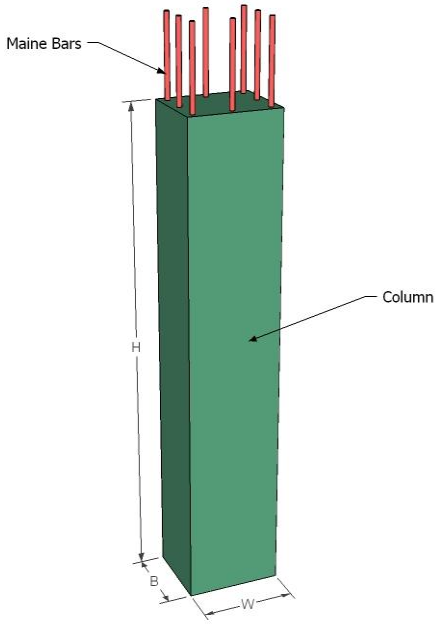
ب- والجسور المدلاة "Drop Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع، فضلاً عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مدلاة في أغلبها تقوم بنقل أحمال العقدة باختلاف نوعها إلى الأعمدة.



الشكل (٣-٥) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

٣.٤.٣ 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 فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي الأعمدة القصيرة (short column)، ومن حيث طبيعتها، ومن حيث الشكل فهي مستطيلة الشكل، ويبين الشكل (٣-٦) مقطعا لعمود:



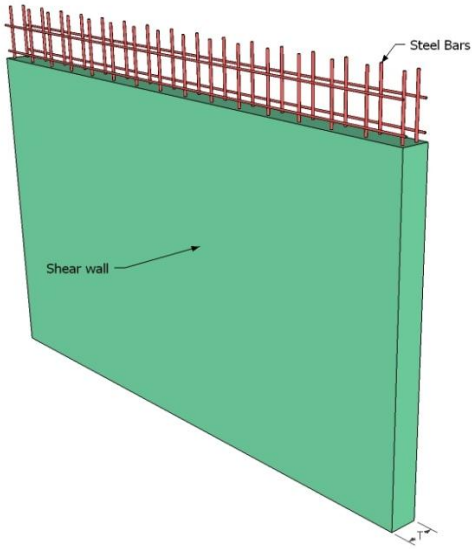
الشكل (٣-٦): بعض أشكال الأعمدة.

٤.٤.٣ جدران القص :

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد نظراً لأن الأحمال الواقعة عليها (الرياح والزلازل) تأتي من جهة وفي المرة القادمة قد تأتي من الجهة الأخرى .

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 للتقليل من العزم الناتج عن القوى الأفقية والمسافة بين مركز الثقل للمبنى ومركز مقاومة القص ، ويشترط أن لا يقل عددها عن ثلاثة جدران وأن لا تتقاطع في نفس النقطة ، وأن تبدأ من الاساس وتنتهي مع آخر عقدة في المبنى.

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

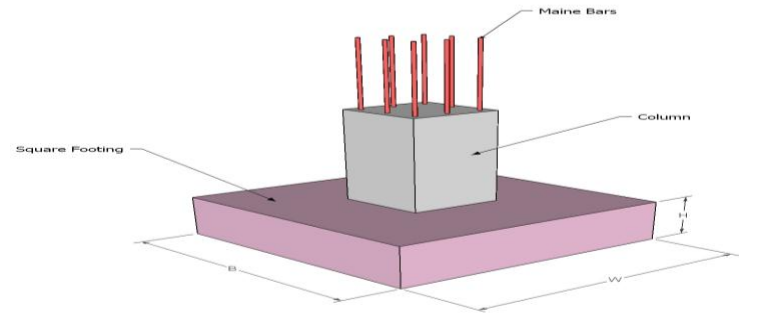


الشكل (٣-٧): جدار القص.

٣.٤.٥ الأساسات:

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

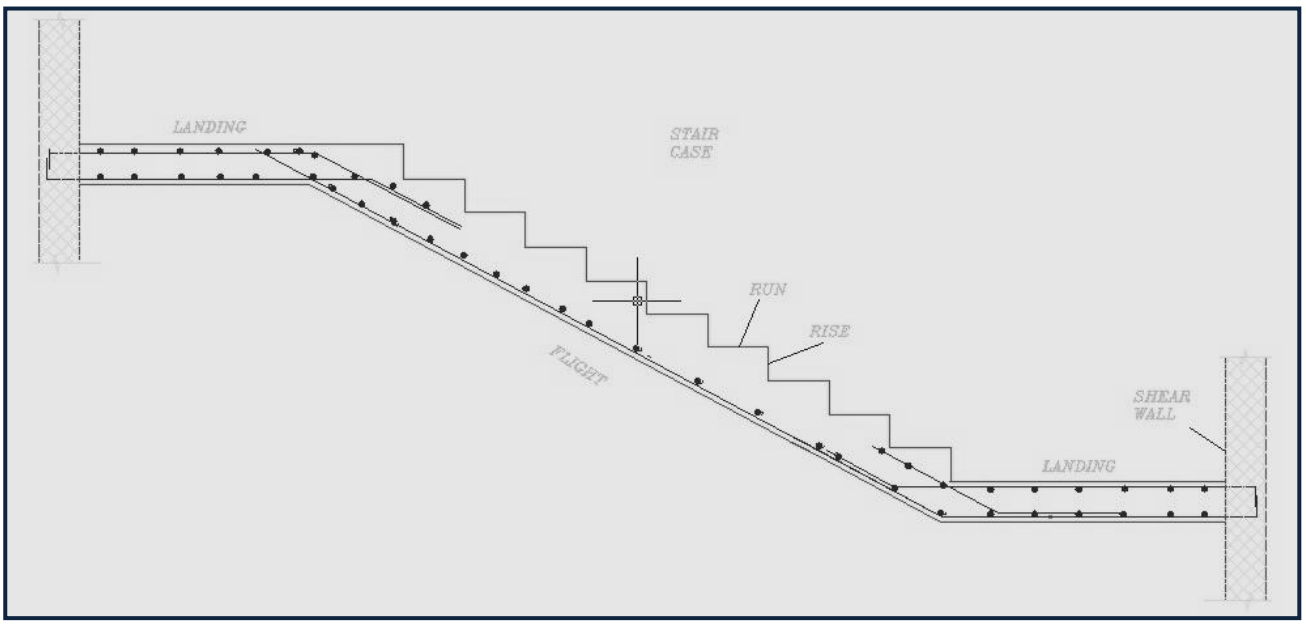
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ،وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ،وقد تم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا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



الشكل (٣-٨) : الأساس المنفرد.

٦.٤.٣ الأدراج:

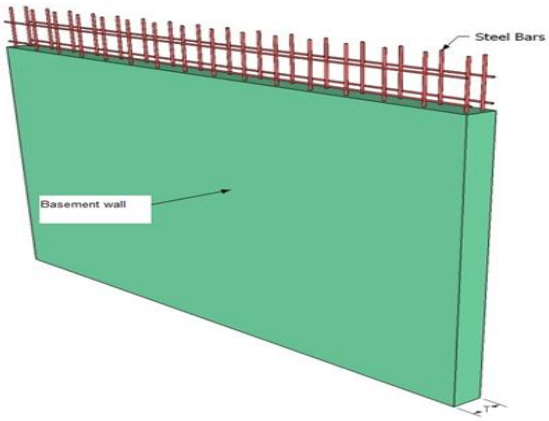
الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الرأسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة .ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد ، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع . والشكل (٣-٩) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (٣-٩): الدرج .

٧.٤.٣ جدران التسوية (Basement wall):

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران تسوية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق وتشكل جزاً من الجدران الخارجية للمبنى ، و تنفذ جدران التسوية من الخرسانة المسلحة .



الشكل (٣-١٠) جدار تسوية.

٨.٤.٣ فواصل التمدد وفواصل الهبوط (Expansions Joints):

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، ووتستخدم فواصل الهبوط في حال اختلاف نوع التربة اسفل الاساسات لان الهبوط النسبي للمنشأ يختلف حسب نوع التربة وكذلك في حال اختلاف ارتفاعات اجزاء المبنى اما فواصل التمدد فتستخدم لمقاومة الاجهادات الحادثة نتيجة التغير الحجمي في العناصر الخرسانية المقابل للتغير في درجات الحرارة ، و يتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (٣٥-٤٥) متر ، و لذلك للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات و تقليل الحديد الناتج عن التمدد الحراري للمبنى.

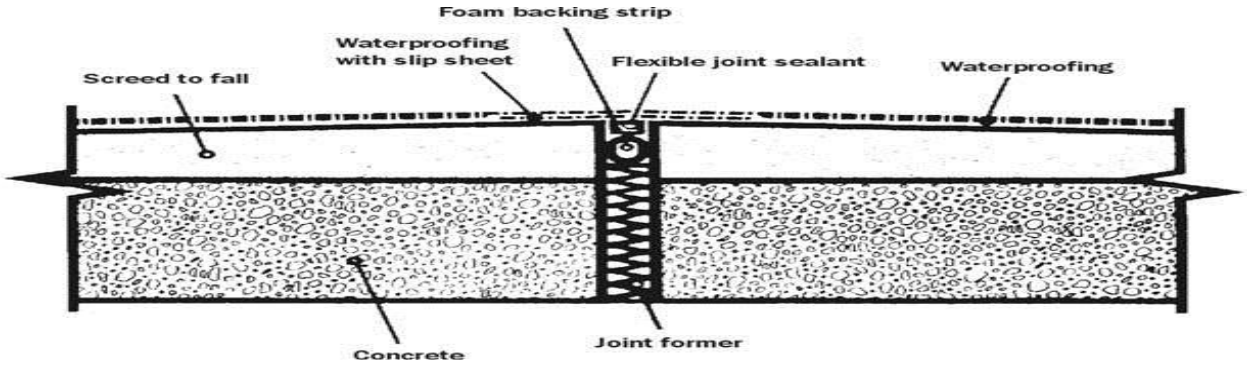
يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

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

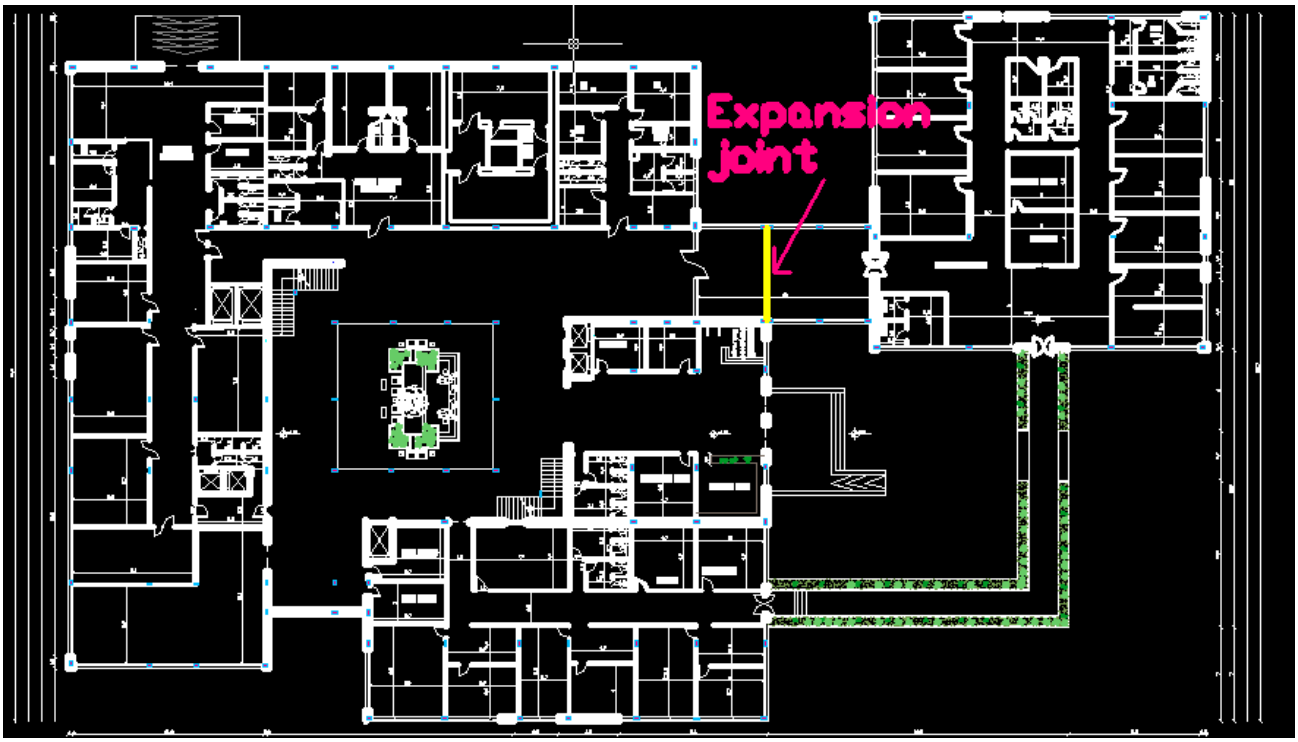
- (45m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
- (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
- (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
- (28m) في المناطق الجافة.
- يكون فاصل التمدد من ٢ - ٥ سم .

بعض الاشتراطات :

- أن تكون هذه المسافة الفاصلة في كل طابق أكبر من مجموع الإزاحة الأفقية الطابقية لكلا الطابقين الناتجة من الاحمال الأفقية السابق ذكرها .
- أن يتم تثبيته في جانب واحد فقط بحيث يكون الجانب الآخر حراً .
- أن يفصل المبنيين كليا باستثناء الأساس (يفصل البلاط ، القصارة ، الحجر...) .



وفيما يلي صورة لفاصل التمدد المستخدم في المشروع :



الشكل (٣-١١) فاصل التمدد في المبنى.

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4 . 1 Introduction.

4 . 2 Design of rib (20-GF) .

4 . 3 Design of beam (36-GF).

4 . 4 Design of column (C22).

4 . 5 Design of isolated footing (F9).

4 . 6 Design of stair.

(4.1) Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

Plain concrete is made by mixing cement, fine aggregate, coarse aggregate, water, and frequently admixtures. Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

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

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.So, in this project, there are two types of slabs “one way-tow way ribbed slab”,. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Software " to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs , and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

(4.1.1) Design method and requirements:

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

(4.1.2) Strength design method:

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

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

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

$$\emptyset Mn \geq Mu \emptyset Pn \geq Pu \emptyset Vn \geq Vu$$

(4.1.3) Factored loads:

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

$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$

Use concrete B300

$f_c^{'} = 24\ Mpa.$, $f_y = 420\ Mpa$, $f_{yt} = 420\ Mpa$

(4.2)Design of Rib (20/GF):

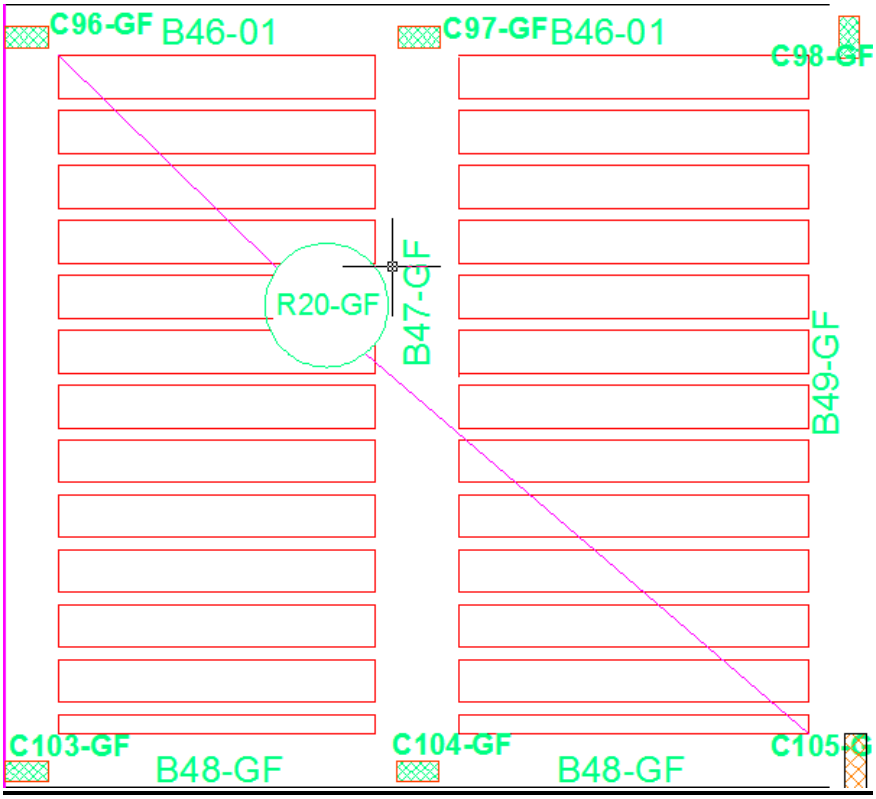


Fig (4-1): Rib (20/GF)
at the ground floor slab.

(4.2.1) Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:

According to ACI-Code-318-14 , the minimum thickness of one wayslabs for deflections a

The maximum span length for one end continuous (for r

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

=534 /18.5 = 33.4cm _ control .

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

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

= 585/21 = 31.6cm

Select Slab thickness**, H= 35 cmwith**

(4.2.2) Load Calculation for one way ribbed slab:

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

No.	Material	Quality DensityKN/m^3	Thickness (m)	Calculation KN/m
1	**Tile**	23	0.03	0.03*23*0.52 = 0.3588
2	**Mortar**	22	0.03	0.03*22*0.52 = 0.3432
3	**Sand**	17	0.07	0.07*17*0.52 = 0.6188
4	**Topping**	25	0.08	0.08*25*0.52 = 1.04
5	**Rib**	25	0.27	0.12*0.27*25 = .81
6	**Block**	12.5	0.27	0.27*0.4*12.5 = 1.35
7	**Plaster**	22	0.02	0.03*22*0.52 = 0.343
8	**Partitions**	2.3	-	1*2.3*0.52 = 1.196
				6.5 KN/m

Table (4 – 1): Dead load calculation for one way ribbed slab.

Nominal total dead load = 6.5kN/m of rib.
Nominal total live load =5×0.52= 2.6 kN/m of rib.

(4.2.3) Design of topping:

The total dead load to be used in the analysis and design is calculated asfollows:

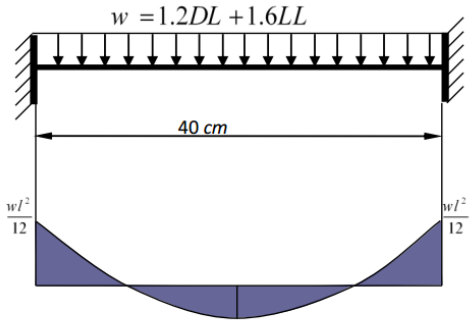
Table (4 – 2): Dead load calculation for topping:

No.	Partsof Rib	Quality Density KN/m^3	Calculation
1	**Tile**	23	0.03×23×1=0.69
2	**Mortar**	22	0.03×22×1=0.66
3	**Sand**	17	0.07×17×1=1.19
4	**Reinforced Concrete**	25	0.08×25×1=2
5	**Partition**	2.3	2.3×1=2.3
		∑ =	6.84KN/m

Table (4 – 2): Dead load calculation for topping:

Nominal total dead load = 6.84 KN/m^2 of rib.

Nominal total live load =5 KN/m^2 of rib



q_u= 1.2×D+1.6×L

= 1.2×6.84+1.6×5 = 16.208 KN/m. (Total Factored Load) .

$$M_u\ (+ve\ ) = \ (W_u * l\text{^}2)/24 = \ (15.2 * \ 〚0.4〛\ \text{^}2)/24$$

$$= 0.108 KN.m$$

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

$$\emptyset M_n\ (plane\ concrete\ ) = 1.207\ KN.m > M_u\ max = 0.216\ KN.m$$

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

$$For\ the\ shrinkage\ and\ temperature\ reinforcement: -$$

$$\rho_min = 0.0018$$

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

$$Number\ 0f\ \emptyset 8 = \ [\![As]\!]_req/A_bar \ = 144/50.3 = 2.87 \rightarrow Spacing(S) = 1/2.87$$

$$= 35cm = 350\ mm.$$

$$S \leq 380\ (280/fs) - 2.5 \times Cc \leq 300\ (280/fs)$$

$$= 380 \times (\ 280/(2/3\ f_y\ )\ ) - 2.5 \times 20 \leq 300 \times (\ 280/(2/3\ f_y\ )\ )$$

$$= 380 \times (\ 280/(2/3 * 420)\ ) - 2.5 \times 20 = 330\ mm \leq 300 \times (\ 280/(2/3 * 420)\ )$$

$$= S \leq 300\ mm.$$

$$\leq ٣ \times h = 3 \times 80 = 240\ mm \ldots\ldots\ldots controlled.$$

$$\leq 450\ mm.$$

$$\therefore\ Select\ \emptyset 8\ @\ 20\ cm\ in\ both\ directions.$$

(4.2.4) Design constant:-

Effective Flange width (b_E)ACI-318-14 (8.12.2)

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

$b_E \leq \frac{1}{2} * clearspase + b_w$= 400 +120 = 520 mm ……Controlled.

≤ Span/4 =3800/4 = 950 mm.

≤ (16× t_f) + b_w =(16× 80) +120 =1400 mm.

→**b_E= 520 mm.**

(4.2.5)Diagram For Rib ;

By using ATIRprogram, we get the envelope moment and shear diagram as the following:-

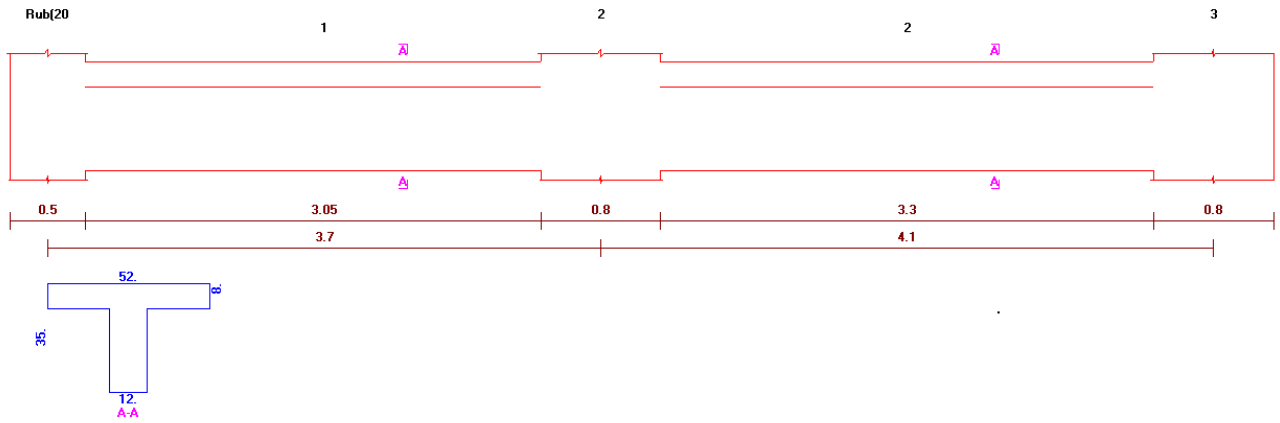


Fig. (4-2) Geometry of rib(20/GF).

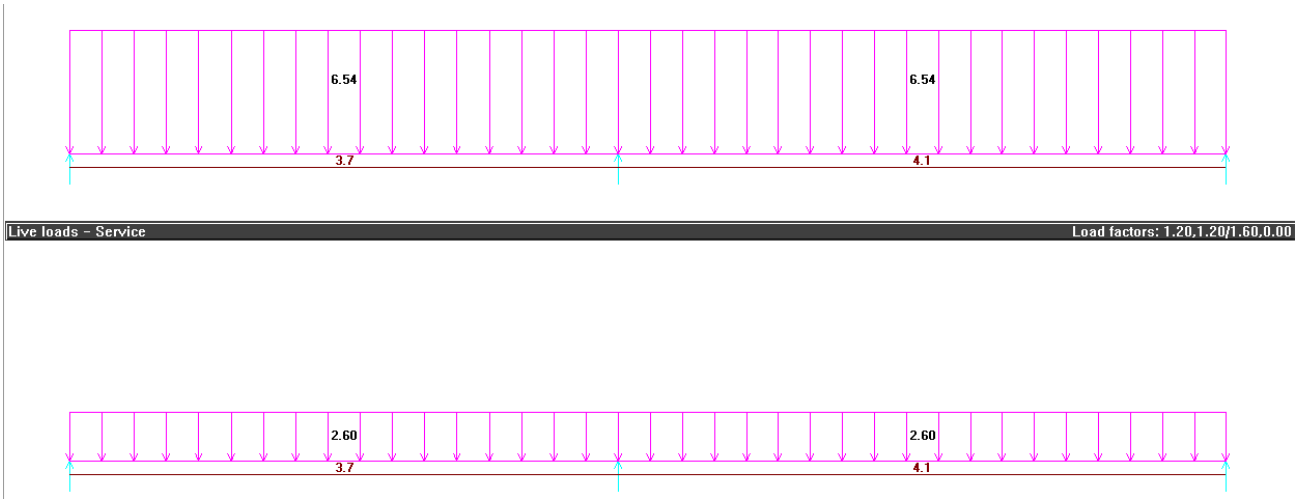


Fig. (4-3) loading of rib.

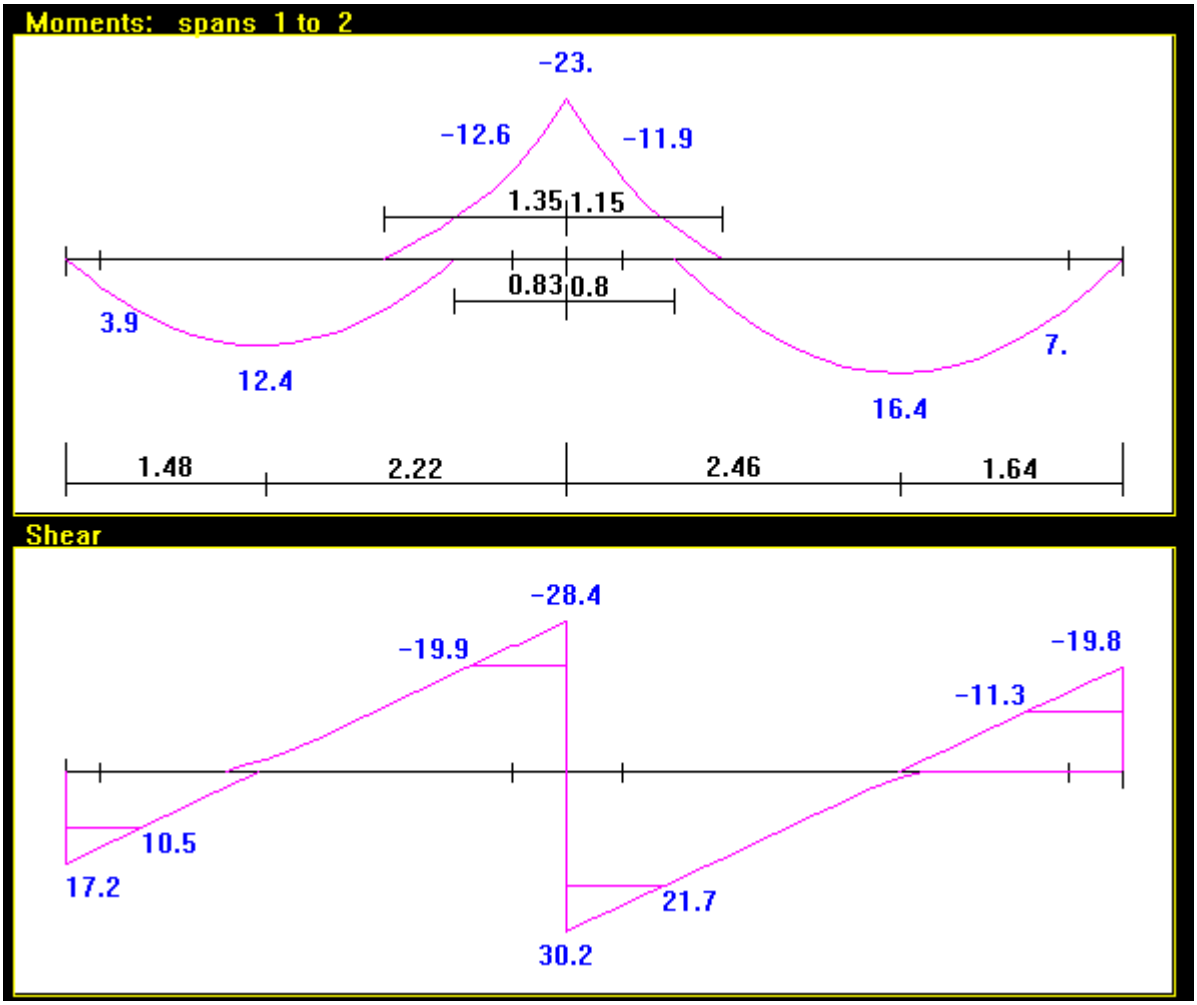


Fig. (4-4) Moment & Shear Envelope of rib (20/GF)

(4.2.6)Flexural Design:

(4.2.6.1) Design for positive Moment for Rib (20/GF):

1)Design of positive moment $Mu^{(+)}$ = 12.4KN.m (SPAN 1)

for main positive reinforcement Φ 12 Assume bar diameter , stirrups Φ 10

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

= 350 – 20– 10 –12/2= 314mm.

∴ Assume rectangular& tension control section.

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{12.4*10^6}{0.9*520*314^2} = .269$ MPa

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*.269*20.59}{420}}\right) = 0.00064$

→$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.00064 \times 520 \times 315 = 104.8\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ACI-318-14 (10.5.9)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$

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

→$As_{min} = 125.6 mm^2 > As_{req} = 104.8\ mm^2$.

∴ As =125.6 mm^2.

2 Ø10 = 157.08 mm^2>As_{req} = 125.6 mm^2 ... OK.

∴ **Use 2 Ø10**

→ **Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$)** ACI-318-11 (10.3.5)

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

$157.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

a = 6.22 mm<80 mm ➔ rectangular section .

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.317$ mm * Note: $f_c' = 24$ MPa< 28 MPa→ $\beta_1 = 0.85$

d= 315 mm

$\varepsilon_s = \frac{315-7.317}{7.317} * 0.003$

= 0.126> 0.005 (tension control section).

∴ Ø =0.9 .... OK.

ØMu = $0.9*157.08*420*(315 - 6.22/2) * 10^{-6}$ =18.52 KN.m> $M_{u\,max}$= 13.0 KN.m.

∴Select2Ø10For all positive moment.

2)Design of positive moment $Mu^{(+)}$ = 16.4KN.m (SPAN 2)

for main positive reinforcement Φ 10 Assume bar diameter , stirrups Φ 10

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

= 350 – 20– 10 –10/2= 315 mm.

∴ Assume rectangular& tension control section.

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{16.4*10^6}{0.9*520*315^2} = 0.353$ MPa

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.261*20.59}{420}}\right) = 0.000858.$

→$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.000858 \times 520 \times 315 = 138.95\ mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\,(f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ACI-318-14 (10.5.9)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$

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

→$As_{min} = 125.6\ mm^2 < As_{req} = 138.95\ mm^2$_OK.

∴ As = $138.95 mm^2$.

2 Ø10 = $157.08\ mm^2 > As_{req} = 138.95 mm^2$ ... OK.

∴ **Use 2 Ø10**

→ **Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$)** ACI-318-14 (10.3.5)

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

$157.08 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$

a = 6.22 mm<80 mm ➔ rectangular section .

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.317$ mm * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

d= 315 mm

$\varepsilon_s = \frac{315-7.317}{7.317} * 0.003$

= 0.126> 0.005 (tension control section).

∴ Ø =0.9 .... OK.

ØMu = 0.9*157.08*420*(315 – 6.22 /2) $* 10^{-6}$ =18.52 KN.m> $M_{u\ max}$= 12.1 KN.m.

∴Select2Ø10For in this span positive moment.

(4.2.6.2) Design for Negative Moment for Rib (20/GF):

2) Design ofNegative moment $Mu^{(-)}$ = - 12.6 KN.m

$$\boldsymbol{d = 350 - 20 - 10 - \frac{10}{2} = 315mm.}$$

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{12.6*10^6}{0.9*120*315^2}$ = 1.176MPa

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*0.942*20.59}{420}}\right)$= 0.00288

→As_{req} = ρ × b ×d =0.00288 × 120 × 315 = 109.06 mm^2.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ACI-318-14 (10.5.9)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 120 * 315 \geq \frac{1.4}{420} * 120 * 315$

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

→As_{min} = 125.6 mm^2 > As_{req} = 109.06 mm^2.

∴ As = 125.6 mm^2.

2 Ø10 = 157.08 mm^2>As_{req} = 125.6 mm^2 ... OK.

∴ Use 2 Ø10

→ Check for strain:-($\varepsilon_s \geq 0.005$) ACI-318-14(10.3.5)

Tension = Compression

A_s × fy = 0.85 × f_c' × b × a

157.08 × 420 = 0.85 × 24 × 120 × a

a = 26.95 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.95}{0.85}$ = 31.71 mm * Note: f_c' = 24 MPa< 28 MPa→ β_1 = 0.85

d = 350 – 20 – 10 – 10/2 = 315 mm

$\varepsilon_s = \frac{315-31.71}{31.71}$* 0.003

= 0.0268> 0.005

∴ Ø =0.9 .... OK.

ØMu = 0.9*157.08*420*(315 – 26.95/2) $* 10^{-6}$ =17.9 KN.m> $M_{u\ max}$= 10.1 KN.m.

∴Select2Ø10 For at end negative moment.

(4.2.6.3) Design shear for Rib (20/GF):

Vc , provided by concrete for the ribs shall be permitted to be taken as 1.1 times than that for beams . ACI-318-14 (11.2.1)

d = 315 mm .

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

$= 1.1 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 315 \times 10^{-3}$ = 33.95 KN.

$ØV_c = 0.75 \times 33.95 = 25.46$ KN.

» Check For dimensions:-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} \times \phi \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d) = 25.46 + (\frac{2}{3} \times 0.75 \times \sqrt{24} \times 315 \times 120) \times 10^{-3}$

= 25.46 + 92.59=118.05 KN> Vu max = **21.7** KN.

∴ Dimension is adequate enough.

$$Ø * Vs_{min} = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 120 * \frac{315}{1000} = 8.68\ KN$$

or

$$Ø * Vs_{min} = \frac{0.75}{3} * 120 * 315/1000 = 9.45\ KN \ldots control\ .$$

$$Ø\ V`s = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 120 * 315 * 10^{-3} = 46.29\ KN.$$

$$Ø\ Vs\ \max = 2 * Ø\ V`s = 2 * 46.29 = 92.58\ \text{KN}$$

$$Ø(Vc + Vs\ min) = 34.91\ KN. \quad \text{.....case 1}$$

$$Ø(Vc + Vs`) = 71.75\ KN. \quad \text{..... case 2}$$

$$Ø(Vc + Vs\ max) = 118.04\ KN. \quad \text{..... case 3}$$

$$\frac{1}{2}\phi Vc = \frac{25.46}{2} = 12.73\ KN < Vu = 21.7\ KN < \phi Vc = 25.46 \text{KN}$$

Provide As min :

$$select\ 2\ leg\ .\emptyset 8\ ,,,,,Av = 2 * 50.26 = 100.52\ mm^2$$

$$\frac{Av}{S_{req}} = \frac{Vs_{min}}{f_y * d} => S_{req} = \frac{100.52 * 420 * 311}{9.33 * 10^3} = 1407.28\ mm$$

$$S_{req} > \frac{d}{2} = \frac{787.5}{2} = 393.75 \leq 600\ mm$$

$$select \emptyset 8\ -\ 35\ cm\ (2 - legs)\ .$$

(4.3) Design of Beam (36/GF)for ground floor :

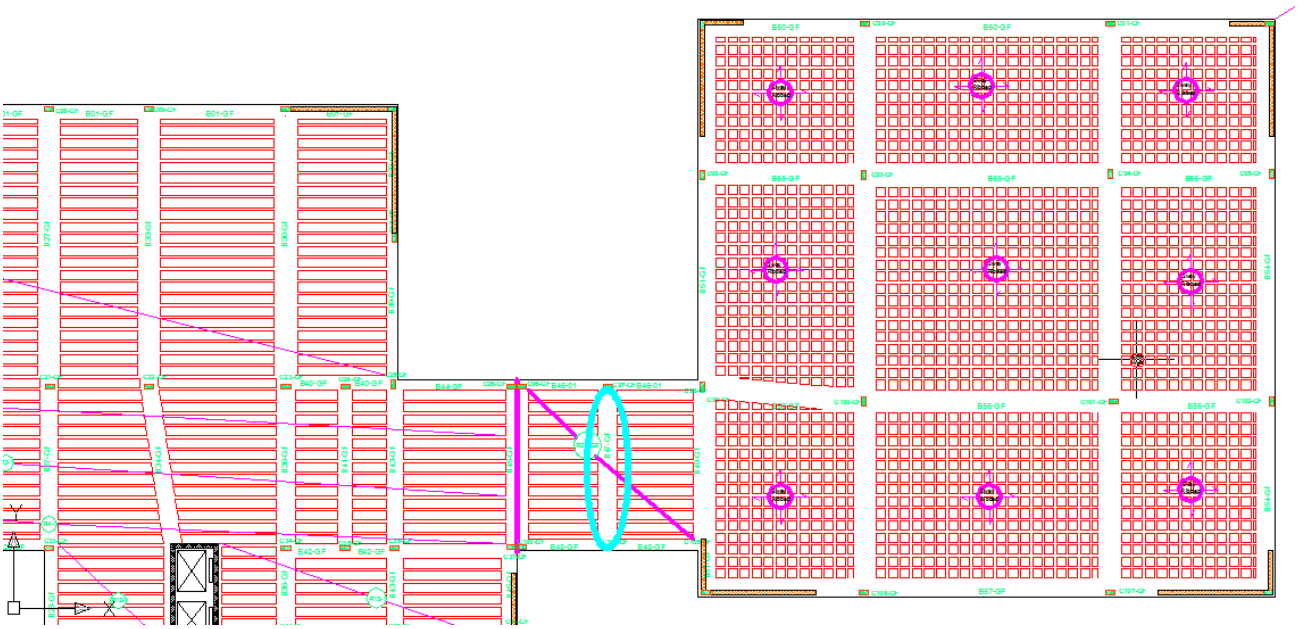


Fig (4-5) :Beam 36_GF

(4.3.1) Design constant:

Concrete B300, Fc' = 24Mpa

Reinforcement Steel, fy = 420 N/mm^2 = 420 Mpa

According to ACI-Code-318-14, the minimum thickness of simple beam unless deflections are computed as follow:

$h_{min}$for simple beam = L/16

=7000/16 = 437.5mm.

→Select Total depth of beam **h=50cm**

(4.3.2)Calculation of Dead load:-

Load of this beam come from reaction of Rib(20/GF) as following :

Reactions

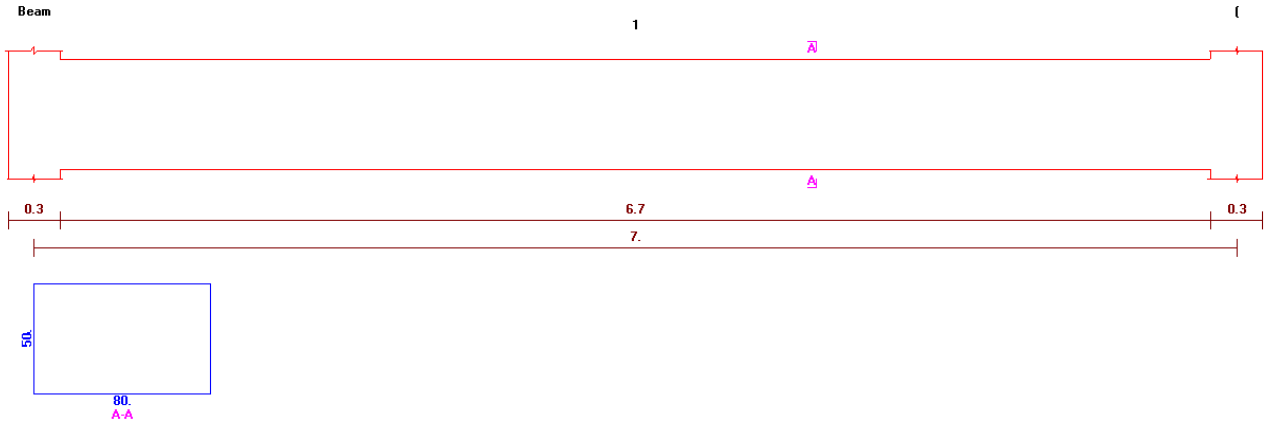
Factored

DeadR10.45	38.34	12.42
LiveR 6.78	20.32	7.41
Max R17.24	58.66	19.83
Min R 9.21	47.77	11.6
Service		
DeadR8.71	31.95	10.35
LiveR 4.24	12.7	4.63
Max R12.95	44.65	14.98
Min R 7.94	37.84	9.84

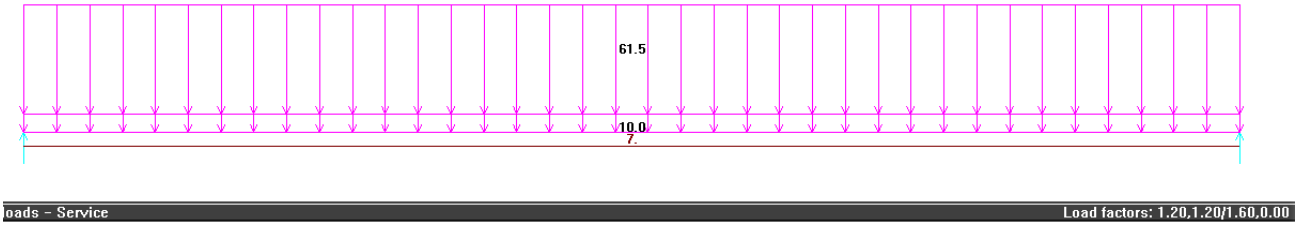
DL = 38.34/0.52 = 73.73 KN/m

LL = 20.32/0.52 = 39.07 KN/m

Self weight of beam = 25*0.8*0.5 = 11.2 KN/m .



Fig(4-6): Geometry Of beam.



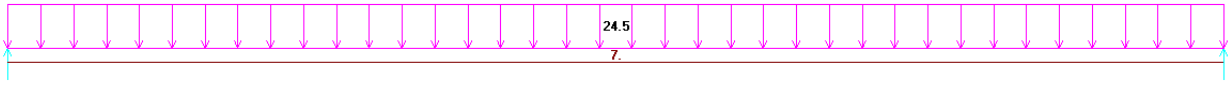


Fig (4-10) : Load Of Beam.

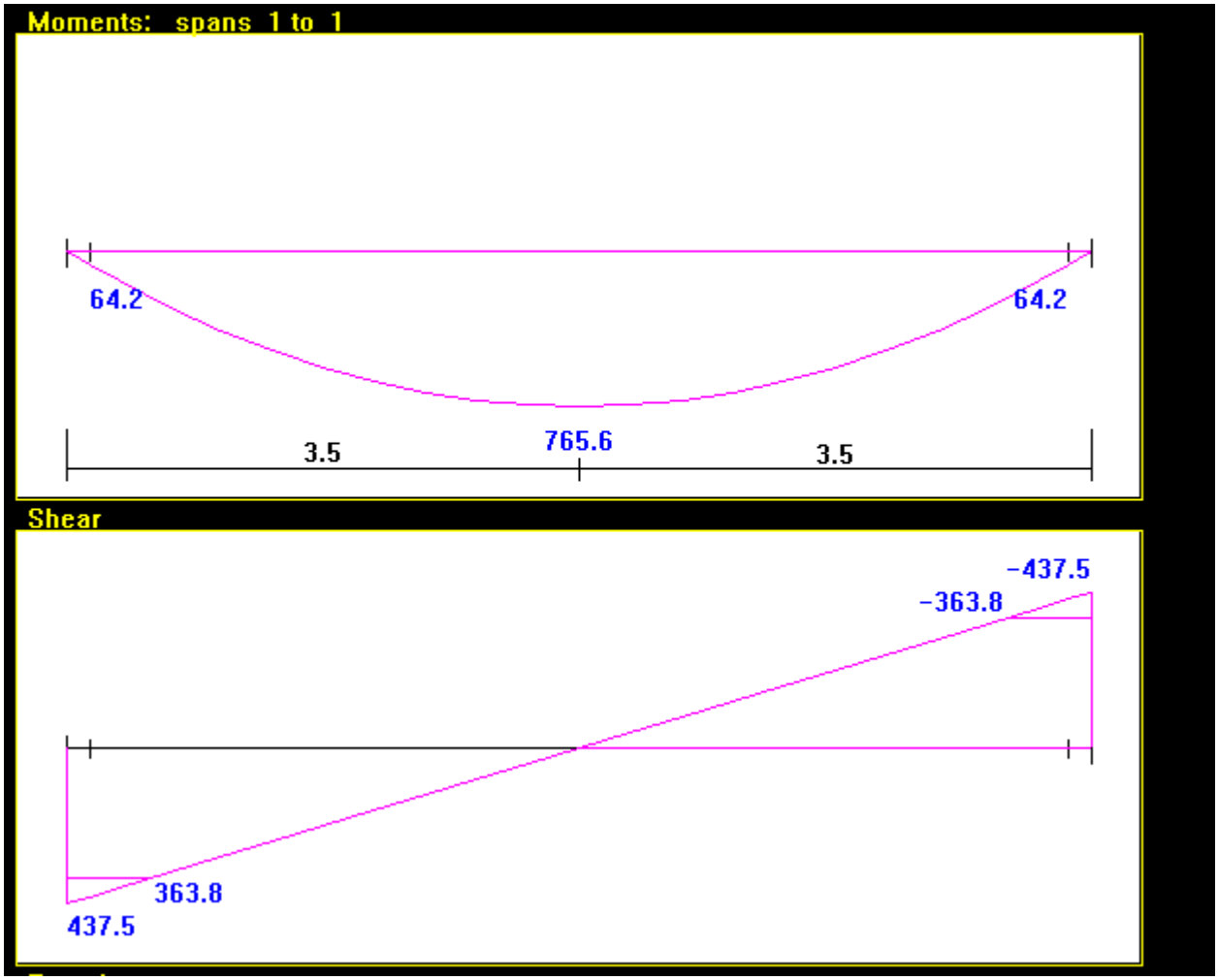


Fig (4-8) : Envelope shear & moment of beam.

(4.3.3) Flexural Design: -

Positive Moment , Mu=765.6 KN.m

for main positive reinforcement Φ 25 Assume bar diameter , stirrups Φ 10

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

= 500 – 40– 10 –25/2= 437.5 mm.

Check for double :

C=3/7*d = $\frac{3*437.5}{7}$ =187.5 mm

a = $c * \beta_1 = 187.5 * 0.85 = 161.38$ mm

$\emptyset Mn_{max} = \emptyset\ 0.85 \times f_c' \times b \times a \times (d - \frac{a}{2})$

$M_{nmax} = 0.85 * 24 * 161.38 * 800 * (437.5 - \frac{161.38}{2}) * 10^{-6} = 939.74$ KN.m

$\emptyset M_{nmax} = 0.82 * 939.74 = 770.6 > Mu = 765.6$ …….. OK

Design the section as dsign single reinforced concrete section .
for main positive reinforcement Φ 25 Assume bar diameter , stirrups Φ 10

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

= 500 – 40– 10 –25/2= 437.5 mm.

∴ Assume rectangular& tension control section.

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

$R_n = \frac{M_n}{b*d^2} = \frac{765.6*10^6}{0.9*800*437.5^2} = 5.56$Mpa

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

$= \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*5.56*20.59}{420}}\right) = 0.0158$

→$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0158 \times 800 \times 437.5 = 5528.5 mm^2$.

$As_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ (f_y)} * b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} * b_w * d$ ACI-318-14 (10.5.9)

$= \frac{\sqrt{24}}{4*420} * 800 * 437.5 \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 437.5$

$=1020.62\ mm^2 < 1166.67\ mm^2$ ……. Larger value is control.

→$As_{min} = 1166.67\ mm^2 < As_{req} = 5183.3\ mm^2$.

∴ As = 5528.5 mm^2.

13Ø25 = 6381.4mm^2>As_{req} = 5528.5mm^2 … OK.

∴ **Use 13 Ø25**

$\boldsymbol{S_{max} = \frac{800-40*2-10*2-13*25}{12} = 31.3\ mm > 25\ mm}$ **……. OK**

→ **Check for strain$\varepsilon_s \geq 0.005$)** ACI-318-11 (10.3.5)

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

$6381.4 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$

a = 164.2 mm.

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{164.2}{0.85} = 193.2$ mm * Note: $f_c' = 24$ Mpa< 28 Mpa→ $\beta_1 = 0.85$

dt= 500-40-10-25/2 = 437.5 mm

$\varepsilon_s = \frac{437.5-193.2}{193.2} * 0.005 = 0.0063$

= 0.0063> 0.005 (tension control section).

∴ ∅ =0.9 …. OK.

(4.3.4) Design shear for Beam (36/GF) :

1- Vumax =363.8KN

$\phi Vc = \phi \times \frac{\sqrt{f'_c}}{6} \times b_w \times d$

$= 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 800 \times 437.5 * 10^{-3} = 214.33$ KN.

» Check For dimensions:-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} \times \phi \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d) = 214.33 + (\frac{2}{3} \times 0.75 \times \sqrt{24} \times 437.5 \times 800) * 10^{-3}$

= 214.33 + 857.32=1071.65 KN> Vu max = **363.8** KN.

∴ Dimension is adequate enough.

$$\emptyset * Vs_{min} = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 800 * 437.5/1000 = 80.37\ KN$$

or

$$\emptyset * Vs_{min} = \frac{0.75}{3} * 800 * 437.5/1000 = 87.5\ KN \ldots control\ .$$

$$\emptyset\ V`s = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 800 * 437.5 * 10^{-3} = 428.66\ KN.$$

$$\emptyset\ Vs \max = 2 * \emptyset\ V`s = 2 * 428.66 = 857.32 \text{ KN}$$

$\emptyset(Vc + Vs\ min) = 301.83\ KN.$ …..case 1

$\emptyset(Vc + Vs`) = 642.99$ …... case 2

$\emptyset(Vc + Vs\ max) = 1071.65\ KN.$ ….. case 3

$$\boldsymbol{case\ 1} < Vu = 363.8\ KN. < \boldsymbol{case\ 2}$$

$\rightarrow required\ designed\ shear\ reinforcement.$

Vs = 363.8 \0.75 – 214.33/0.75 = 199.3 KN

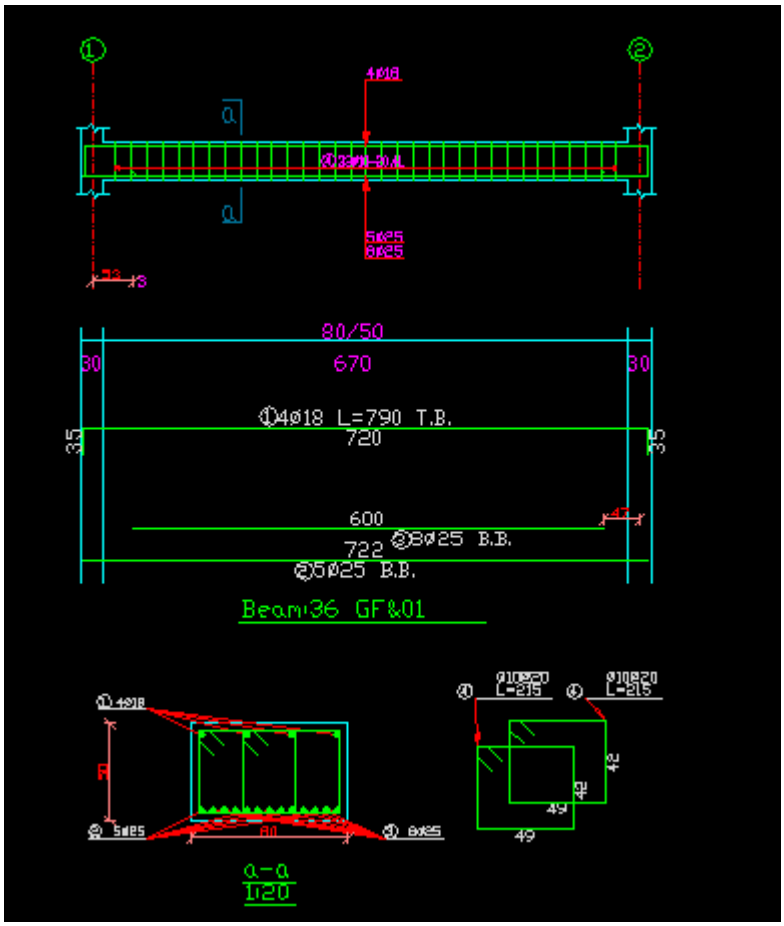
$select\ 4\ leg\ .\emptyset 10\ \ ,,,,,Av = 4 * 78.54 = 314.16\ mm^2$

$$\frac{Av}{S_{req}} = \frac{Vs}{f_y * d} => S_{req} = \frac{314.16 * 420 * 437.5}{199.3 * 10^3} = 289.6\ mm$$

$$S_{req} > \frac{d}{2} = \frac{437.5}{2} = 218.75$$

$S_{req} < 600\ mm$

$select \emptyset 10 - 20cm\ (4 - legs)$.



(4.4)Design of column (C22):

The total liveand dead load

LL=5280 DL=2384

P_{uTotal} = 7664KN(factored)

(4.4.1) Check the slenderness effect:

(Non-sway system braced ,K=1)

$\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1 \quad brecedframewith$M min

$\frac{kL_u}{r} < 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \leq 40$

$r_x = \sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.8 = 0.24$

$r_y = \sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.75 = 0.225$

L_u = 3.7 m

$\frac{kL_u}{rx} = \frac{1 * 3.7}{0.24} = 15.4 < (34 - 12) = 22$ So the column is short at y axis

$\frac{kL_u}{ry} = \frac{1 \times 3.7}{0.225} = 16.44 < (34 - 12) = 22$ So the column is short at x axis

Check for the X-axis "short column"

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

$\emptyset = 0.65\ istide$

7664*10^3 =0.65*0.8 (0.85*24(800*750-Ast) + Ast * 420)

Ast=6252.4 mm^2

$\rho = Ast\backslash Ag = 6252.4\backslash(800 * 750) =$

$0.0104 > 0.01\ \ ok$

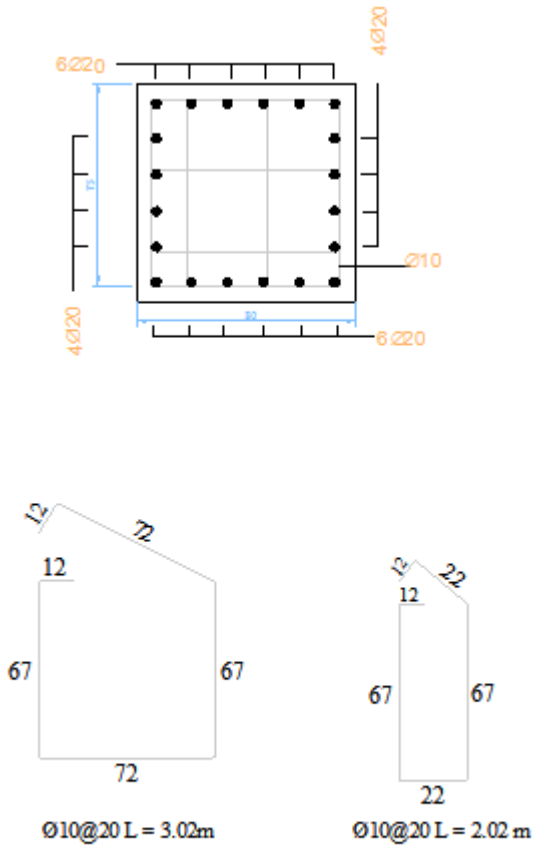
Use 20Ø20 with As=6283.2mm^2>Ast=6252.4,,,OK.

(4.4.5) Design the stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

- $16\times d_b = 16\times20 = 320$ mm control.
- $48\times d_s = 48\times10 = 480$ mm
- Least diminution of the column = 750 mm

Use ϕ10@200mm.



Fig(4-10) :Column section and reinforcement.

(4.4.6) Check for code requirements:

clear spacing between longitudinal bars = $\frac{800-40\times2-10\times2-6*20}{5} = 116mm$

116 mm > 40mm

>1.5 d_b= 24 mm

- gross reinforcement ratio = 0.0104 $0.01 \leq 0.0104<0.08$ ok
- NO of bars = 20> 4 bars for square columns.

- min ties diameter : ϕ10 for ϕ32 longitudinal bars and smaller.

(4.5) Design of Isolated Footing (F9):-

(4.5.1) Determination of Loads:

fc= 24Mpa fy=420Mpa

Total factored load = 7664KN.

Total services load = 5890 KN

Column Dimensions = 80*75 cm

Soil density = 18 KN/m^3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m^2.

Assume footing to be about (95 cm) thick.

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

Soil weight above the footing = 0.4 ×18 = 7.2 KN/m2.

q_{allow} =400 – 7.2 – 23.75 = 369.05 KN/m^2

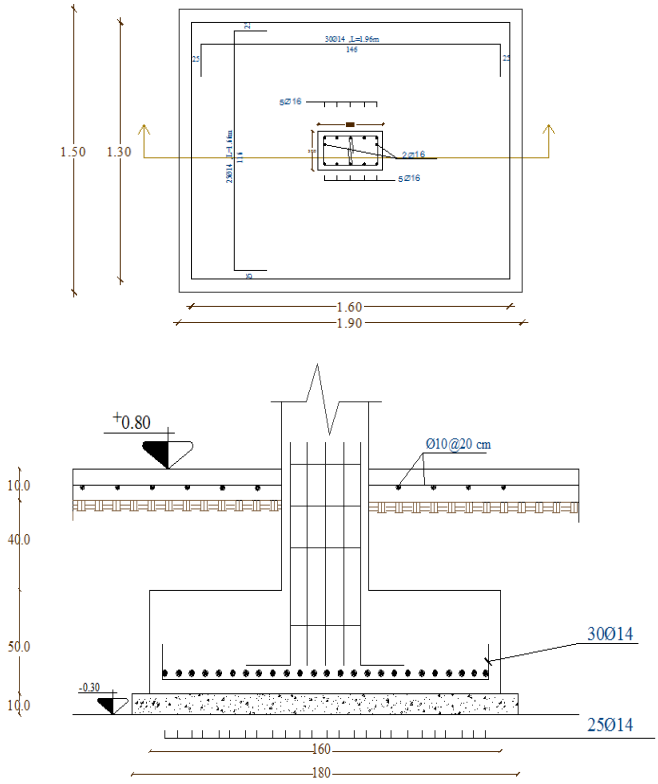


Fig (4-11) :Top Plan and section of footing.

(4.5.2) Determination of Footing Area:

$$A = \frac{5890}{369.05} = 15.96\ m^2$$

Try 4*4 m with area = 16 m^2 ≥ Areq = 15.96m^2,,,,,OK.

Take l=4m.

Pu=7664 KN.

q_u = 5890/4*4= 368.1 KN/m2

(4.5.3) Check for one-way shear strength:-

$$Vu = 368.1 * 4(\frac{4}{2} - 0.8/2 - d)$$

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

$$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 4000 * d$$

$$\phi.Vc = Vu$$

$$d = 0.6m$$

(4.5.4) Determination the depth of footing based on shear strength:-

Assume, ϕ=20mm , cover=75mm

H=600+75+20=695mm

Take H = 800mm

d= 800-75-20=705mm

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

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{80}{75} = 1.067$$

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

$$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(0.8 + 0.705) + 2(0.75 + 0.705) = 5.92m$$

α_s = ٤٠

for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) = \frac{0.75}{6} * (1 + 2/1.067) = 0.36$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.705}{5.92} + 2\right) = 0.422$$

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

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = 0.25 * \sqrt{24} * 5920 * 705 * 10\text{^}{-3} = .5111.6KN$$

$$Vu = 368.1 * \{(4 * 4) - (0.8 + 0.705) * (0.75 + 0.705)\} = 5083.5kN$$

$$\phi.Vc = 5111.6 > Vu_C = 5083.5.....satisfied$$

(4.5.6) Design of Bending Moment:

1) At short dimension column "75cm"
Assume, ϕ=20mm , cover=75mm
H = 800mm

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

$$= \left(368.1 \times 4 \times \left(\frac{4}{2} - \frac{0.75}{2}\right)\right) \times 0.5\left(\frac{4}{2} - \frac{0.75}{2}\right) = 1944\text{KN.m}$$

Mn = 1944/0.9 = 2160 KN.m

$$d = 800 - 75 - 20/2 = 715\ mm$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{2160 \times 10^6}{4000 \times 715^2} = 1.06Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.59\times 1.054}{420}}) = 0.00258$$

$$As_{req} = 0.00258\times 4000\times 715 = 7389.3mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018*4000*800 = 5760mm^2$$

$$As_{\min} = 5760mm^2 \le As_{req} = 7389.3mm^2,,,OK.$$

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{7389.3}{314.15} = 24$$

Use 24Ø20 with As =7539.6 mm2 ≥As req =7389.3 ,,,,, OK.

check for spacing :

$$s = \frac{4000 - 2*75 - 24*20}{23} = 146.5mm$$

Step "s" the smallest of

1. 450mm control

2. 3h= 3*800=2400mm

S=146.5<450 ,,,,, o k.

2) At long damnation column "80cm"

Assume, ϕ=20mm , cover=75mm

Take H = 800mm.

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

$$= \left(368.1 \times 4 \times \left(\frac{4}{2} - \frac{0.8}{2} \right) \right) \times 0.5 \left(\frac{4}{2} - \frac{0.8}{2} \right) = 1884.7 \text{KN.m}$$

Mn = 1884.7/0.9 = 2094.1 KN.m

$$d = 800 - 75 - 20/2 = 715mm$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{2094.1 \times 10^6}{4000 \times 715^2} = 1.02Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.59 \times 1.02}{420}}\right) = 0.0025$$

$$As_{req} = 0.0025 \times 4000 \times 715 = 7157.7mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 4000 * 800 = 5760mm^2$$

$$As_{\min} = 5760mm^2 < As_{req} = 7157.7mm^2$$

$$\#of\ bar\ in\ on\ meter = \frac{7157.7}{314.2} = 23$$

Use 23Ø20 with As =7226.6 mm^2 ≥As req =7157.7mm^2,,,,OK .

check for spacing :

$$s = \frac{4000 - 2 * 75 - 23 * 20}{22} = 154.1mm$$

Step "s" the smallest of

1. 450mm control
2. 3h= 3*800=2400mm

S=154.1<450 ,,,, o k.

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

Pu=7664 KN

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

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

A2 is area lower base

A1 is the area of section column

$\emptyset = \mathbf{0.65}$

The allowable bearing on the base of the column is

$$\emptyset(0.85 * \text{fc} * \text{A1}) = 0.65 * 0.85 * 24 * 800 * 750 * 10^{-3} = 7956\text{KN}$$

The allowable bearing on the footing is

$$\sqrt{\frac{A2}{A1}} = \sqrt{\frac{4 * 4}{0.8 * 0.75}} = 5.16 \geq \mathbf{2control2}$$

$\emptyset(0.85 * fc * A1)\sqrt{\frac{A2}{A1}}$ =0.65*0.85*24*800*750*2*10^-3=15912KN

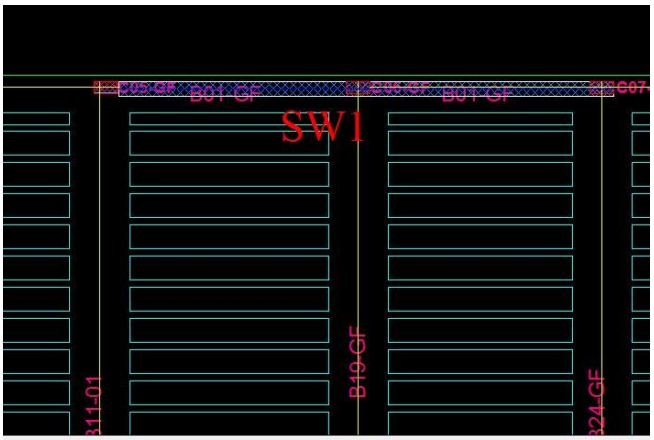
Pu=7664< 7956

the dowels is not need.

The min area of dowels $\boldsymbol{Asmin = 0.005 * Ag = 0.005 * 800 * 750 = 3000mm2}$

Select 20Ø20 .

(4.6) Design of shear wall (SW1):



Fig(4-12) : Plan of wall.

We design shear wall by using **Etabs** program.

Vertical Steel Asmin=0.0012*100*30= 3.6cm^2/m
Horizontal Steel Asmin= 0.002*100*30= 6cm^2/m **both sides**

Vertical Reinforcement: select Φ 14 \10cm at each side

Horizontal Reinforcement: select Φ 10 \15cm at each side

U-hook Φ 10 \15cm

(4.7) Design of Stair:

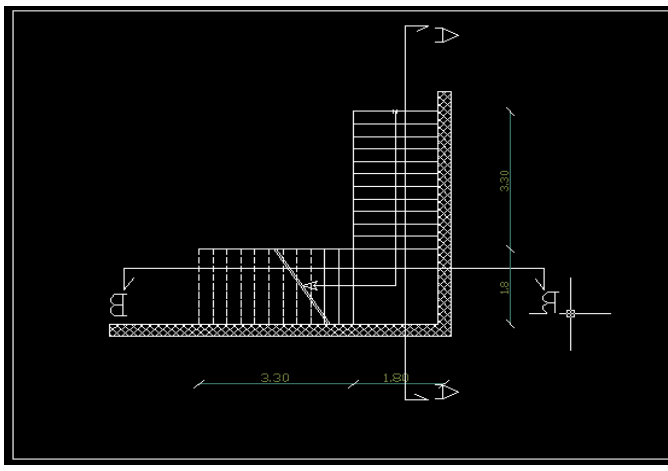
(4.8 .1) Determination of Slab Thickness:

L = 5.6m

h_{req} = 5.6/ 20 = 28 cm

h_{req} = 5.6/ 28 = 20 cm

take h= 25 cm.



θ = tan^{-1}(1.65 / 3) = 30

Cos θ = 0.87

Fig(4-13) : Plan of Stair.

(4.7.2) Load Calculations at section (A-A):

Load on Flight:-

Dead Load:

Tiles = 0.03*27*((0.35+0.15)/0.30) = 1.35 KN/m.

mortar = 0.02*22 *((0.15+0.35)/0.3) = 0.733 KN/ m.

Plaster = (0.03*22)/ (Cos 30) = 0.76 KN/ m.

Steps = ((0.15*0.3)/2) * 25/0.3 = 1.875 KN / m.

Slab = 0.25 *25/ Cos 30 = 7.21 KN/ m.

Total dead load = 11.90 KN/ m.

Live load:

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

on Flight Q_u=1.2*11.9+1.6*5=22.32KN/m.

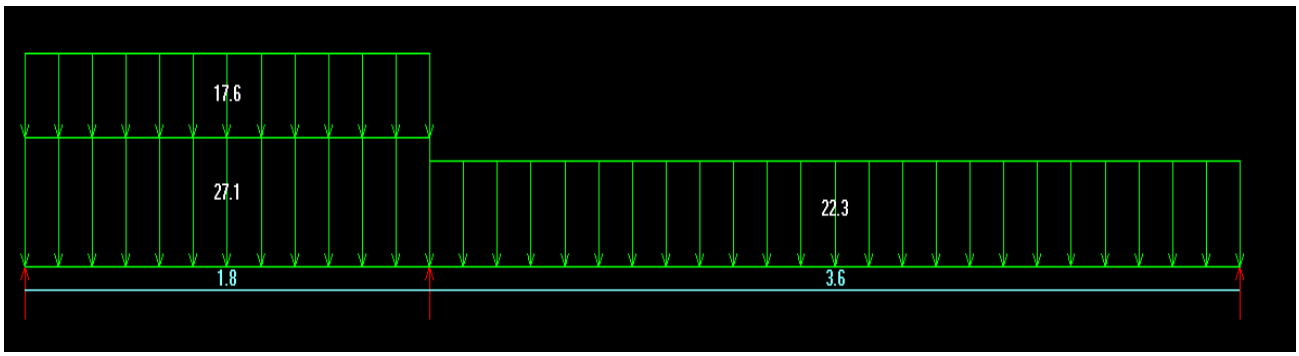


fig (4-14) : load of flight

(4.7.3) Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -14\2 = 223 mm

Shear

Support reaction at B&A = 32.53 & 29.27 KN

Vu = 32.53 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173}{6} = 106KN$$

Vu = 32.53 KN < ϕVc = 106 KN .

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

(4.8.4) Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

Mu =(1.6*0.8*20.6)-(32.53*1.9)=35.44 kN.m

Mu = 35.44 kN.m

Mn = Mu / 0.9 = 35.44 / 0.9 = 39.4 KN.m.

d = 173mm.

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

$$K_n = \frac{39.4 * 10^6}{1000 * 173^2} = 1.32MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 1.32}{420}}\right) = 5.78 * 10^{-3}$$

$As_{req} = 5.78*10^{-3}*1000*173 = 999.5mm^{2.}$

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

$As_{\min} = 360mm \leq As_{req} = 9.995cm^2$

Use Φ 14@ 15 cm c/c

As provided =10.27> As req

5 - Secondary reinforcement:

$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 200 = 360mm$

Use Φ12 @ 30 cm

(4.7.5) Design of landing :

- Load on landing :

Dead Load:

Tiles = 0.03*22 = 0.66 KN/m.

mortar = 0.02*22 = 0.44 KN/ m.

Plaster = 0.03*22 = 0.66 KN/ m.

Slab = 0.25 *25 = 6.25 KN/ m.

Total dead load = 8.01 KN/ m.

Live load:

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

Load from flight =(32.53& 29.27) KN

on landing Q_u=1.2*8.01+1.6*5=17.6KN/m.

& (29.27/1.2) = 24.4 KN/m& (32.53/1.2) = 27.11KN/m

(4.7.6) Design of Shear :

- Assume Ø 14 for main reinforcement:-

So, d = 250-20 -7 = 223 mm.

Support reaction at B&A = 51.9& 50.18 KN

Vu = 51.9KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 173}{6} = 106KN$$

Vu = 51.9KN < ϕVc = 106 KN .

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

(4.7.7) Design of Bending Moment :

Mu =(1.8*0.5*1.8*17.6)+(27.1*1.2*0.9)-(51.9*1.8)=35.6 kN.m

Mu = 35.6 kN.m .

= Mu / 0.9 = 35.6 / 0.9 = 39.6 KN.m.

d = 223mm.

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

$$K_n = \frac{34{,}63 * 10^6}{1000 * 223^2} = .79MPa \ .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * .79}{420}}\right) = 1.93 * 10^{-3}$$

As_{req} = 1.93*10^{-3}*1000*223 = 431.4mm$^{2\cdot}$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 200 = 360mm2$$

$As_{\min}$ = 360mm2 $\leq As_{req}$ = 431.4mm2

Use Φ 14 \15cm

10.27cm^2/m> As req……..**OK.**

Cheek spacing :

3h =3*250=750mm

= 450

=380(280\(2\3)*420)-2.5*25=300

= 300(280\(2\3)*420=300……..control

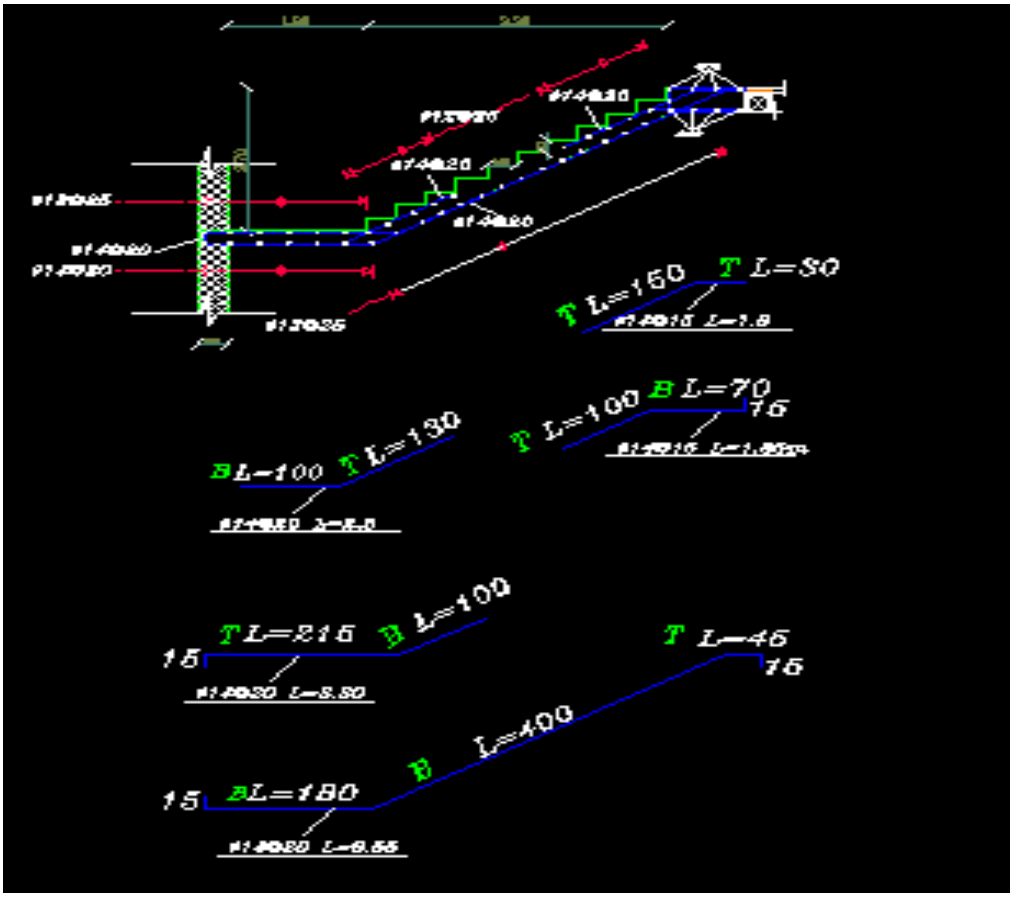
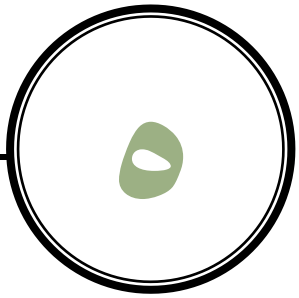


fig (4-16) : Detailing of stair



الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

٥.١ النتائج .

٥.٢ التوصيات .

٥.٣ المراجع .

4.5 الملحقات .

١.٥ النتائج :-

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

١) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .
٢) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
٣) التعرف على العناصر الإنشائية ، وكيفية التعامل معها، ومع آلية عملها ، وذلك ليتم تصميمها تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

٢.٥التوصيات :-

١) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.

٢) يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.

٣) يجب بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.

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

5.3قائمة المصادر والمراجع :-

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

٢. ملاحظات الأستاذ المشرف.

3. ACI Committee 318 (201١),***ACI 318-1 ١: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary***, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.

٤.٥ المـلحقـات

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (S)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

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

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

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

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

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

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

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

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الاحمال الحية للأرضيات والعقدات

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

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7

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