بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لنادي شباب الخليل الرياضي في مدينة الخليل

فريق العمل

حازم تكروري شادي دنديس عدي عجوه

إشراف

د.هيثم عياد

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لنادي شباب الخليل الرياضي في مدينة الخليل

فريق العمل

حازم تكروري شادي دنديس عدي عجوه

إشراف

د.هيثم عياد

الخليل- فلسطين

جامعة بوليتيكنك فلسطين
الخليل-فلسطين
كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع
التصميم الإنشائي لنادي شباب الخليل الرياضي/مدينة الخليل

أسماء الطلبة
حازم تكروري شادي دنديس عدي عجوه

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
.....

الإهـــداء

إلى ....المعلم الأول.... رسولنا الكريم سيد البشرية محمد بن عبدالله

إلى ....من هم أحق منا بالحياة

إلى.......الشهداء .

إلى ....الأسود الرابضة خلف القضبان ....إلى من كسروا قيد السجان ....الأسرى .

إلى....أنشودة الصغر وقدوة الكبر

إلى.......أبي العزيز .

إلى....نبع العطاء وسيل الحنان

إلى.......أمي العزيزة .

إلى ....عنوان سعادتي

إلى.......إخوتي الأعزاء .

إلى....هبة السماء ....أصدقائي الأوفياء .

إلى ....الشموع التي احترقت لتنير الدرب إلى.......أساتذتي.

إلى....من عرفتهم في هذا الصرح العلمي ....زملائي وزميلاتي .

إلى....منهل العلم إلى.......جامعتي .

إلى....من أحبني وأحببته.

نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

إن الشكر والمنة لله وحدة كما يليق بجلال وجهه وعظيم سلطانه أولا وأخيرا .

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان إلى جامعتنا العزيزة **...جامعة بوليتكنيك فلسطين .**

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية ....بطاقمها التدريسي **و الإدراي.**

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور ....هيثم عياد .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث **امتواضع .**

فريق العمل

التصميم الإنشائي لنادي شباب الخليل الرياضي

في مدينة الخليل

فريق العمل:

حازم تكروري شادي دنديس عدي عجوه

جامعة بوليتكنك فلسطين- ٢٠١٠م

إشراف:

د.هيثم عياد

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لأحد المباني المخصصة لأحد الأندية الرياضية في مدينة الخليل وهو نادي شباب الخليل الرياضي والمقترح بناؤه على أرض في منطقة جبل أبو رمان - مدينة الخليل بحيث يشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة.

يتكون المبنى من ثلاث طوابق مع طابق التسوية، 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 المدلى والجدران الإستنادية والبلاطات الخرسانية وغيرها.

وتم التصميم –بحمد الله- بناءا على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI) وتمت الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل Atir و Etabs وسيتم الإطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

The Structural Design of a Sport Building in Hebron

WORKING TEAM:

Hazem Takrouri **Shadi Dandis** **Adi Ajweh**

Palestine Polytechnic University - 2010

SUPERVISOR:

DR.HAYTHM AYYAD.

Project Abstract

The main aim of this project is to prepare all of the structural design and executive details of a sport building in Hebron city.

This building consists of 3 floors within basement floor and it contains unlimited activities. This building is reinforced concrete structure, and it will be designed according to ACI code.

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

فهرس المحتويات

رقم الصفحة

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
الفصل الأول : المقدمة	١
١.١ المقدمة	٢
١.٢ أهداف المشروع	٢
١.٣ مشكلة المشروع	٣
١.٤ حدود مشكلة المشروع	٣
١.٥ المسلمات	٣
١.٦ فصول المشروع	٣
١.٧ اجراءات المشروع	٤
الفصل الثاني : الوصف المعماري	٥
٢.١ مقدمة	٦
٢.٢ لمحة عن المشروع	٦
٢.٣ موقع المشروع	٦
٢.٤ أسباب وأهمية اختيار الموقع	٨
٢.٥ وصف المساقط الأفقية	٨
١.طابق التسوية	٨
٢. الطابق الأرضي	٩
٣.الطابق الأول	١٠
٢.٦ وصف الواجهات	١١
١.الواجهة الشمالية الغربية (الرئيسية)	١١
٢. الواجهة الجنوبية الغربية	١٢
٣. الواجهة الشمالية الشرقية،الواجهة الجنوبية الشرقية	١٣
٢.٧ وصف الحركة	١٤
الفصل الثالث : الوصف الإنشائي	١٥
٣.١ مقدمة	١٦
٣.٢ هدف التصميم الإنشائي	١٦
٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	١٦
٣.٣.١ الأحمال	١٧
٣.٣.٢ الأحمال الميتة	١٧
٣.٣.٣ الأحمال الحية	١٧
٣.٣.٤ الأحمال البيئية	١٨
١. الرياح	١٨
٢. الثلوج	١٨
٣.٤ الاختبارات العملية	٢٠
٣.٥ العناصر الإنشائية	٢٠
٣.٥.١ العقدات	٢١

٣.٥.١.١ العقدات المصمتة ٢١
٣.٥.١.٢ عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد ٢١
٣.٥.١.٣ عقدات العصب ذات الاتجاهين ٢٢
٣.٥.٢ الجسور ٢٢
٣.٥.٣ الأعمدة ٢٣
٣.٥.٤ الجدران الحاملة (جدران القص) ٢٤
٣.٥.٥ الأساسات ٢٥
٣.٥.٦ الأدراج ٢٦
٣.٥.٧ جدران التسوية ٢٧

28 Chapter 4 : Structural Design & Analysis
29 4.1 Introduction
29 4.2 Design of rib 1
29 4.2.1 Determination of Slab thickness
30 4.2.2 Determination of factored load
30 4.2.2.1 Determination of dead load
31 4.2.2.2 Determination of factored dead & live loads
31 4.2.3 Design of topping
33 4.2.4 Design of rib 1
34 4.2.4.1 Design of span 1&5
37 4.2.4.2 Design of span 2 & 4
39 4.2.4.3 Design of span 3
43 4.3 Design of rib 4
43 4.3.1 Determination of loads
43 4.3.2 Determination of factored Dead & Live Load
43 4.3.3 Design of topping
44 4.3.4 Design of rib 4
48 4.4 Design of Beam 4
50 4.4.1 Design of span 1
53 4.4.2 Design of span 2
57 4.4.3 Design of span 3
60 4.4.4 Design of span 4
64 4.4.5 Design of span 5
67 4.4.6 Design of span 6
71 4.4.7 Design of span 7
73 4.5 Design of beam 28
74 4.5.1 Determination of Loads
75 4.5.2 Design of Composite Beam
80 4.6.Design of short column (C47)
80 4.6.1 Design of Longitudinal Reinforcement
80 4.6.2 Check Slenderness effect
81 4.6.3 Design of tied Reinforcement
82 4.7 Design of Long Column (C6)
82 4.7.1 Design of Longitudinal Reinforcement
82 4.7.2 Check Slenderness effect
85 4.7.3 Design of tied Reinforcement

فهرس الجداول

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية ٢٠٠٩\٢٠١٠ 4
جدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة 17
جدول (٣-٢) الأحمال الحية 18
جدول (٣-٣) قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر 19

فهرس الأشكال

شكل (٢-١) مخطط قطعة الأرض والبناء ٧
شكل (٢-٢) صورة جوية للموقع ٧
شكل (٢-٣) مخطط طابق التسوية ٨
شكل (٢-٤) مخطط الطابق الأرضي ٩
شكل (٢-٥) مخطط الطابق الأول ١٠
شكل (٢-٦) الواجهة الشمالية الغربية ١١
شكل (٢-٧) الواجهة الجنوبية الغربية ١٢
شكل (٢-٨) الواجهة الشمالية الشرقية ١٣
شكل (٢-٩) الواجهة الجنوبية الشرقية. ١٤
شكل (٣-١) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى ٢٠
شكل (٣-٢) عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد ٢١
شكل (٣-٣) عقدة العصب ذات الاتجاهين
شكل (٣-٤) اشكال الجسور المدلاة والمسحورة ٢٤
شكل (٣-٥) احد أشكال الأعمدة ٢٤
شكل (٣-٦) جدار القص ٢٤
شكل (٣-٧) الأساس المنفرد ٢٥
شكل (٣-٨) الدرج ٢٦
شكل (٣-٩) جدار استنادي 27
29 Figure (4-1): Basement Floor Slab
30 Figure (4-2): One Way ribbed slab
33 Figure (4-3) : Geometry ,load & shear envelope
42 Figure (4-4) : Section of Rib 1
44 Figure (4-5): Geometry & Load of rib 4.
45 Figure (4-6): Moment Envelop of rib 4.
47 Figure (4-7): Section of rib 4.
48 Figure (4-8) : Geometry & Loads of Beam 4
49 Figure (4-9) : Moment & shear envelope.
75 Figure (4-10): Geometry of Composite Beam.
76 Figure (4-11): Loading & Moment/Shear Evelope.

77 Figure (4-12): Compression & Tension In composite Beam.
79 Figure (4-13): Groove Weld In composite Beam.
81 Figure (4-14): Short Column Detail.
85 Figure (4-15): Long Column Detail.
90 Figure (4-16): Footing's Detail.
91 Figure (4-17): Load on Basement Wall.
92 Figure (4-18): Loads& Shear/Moment envelope for basement wall.
96 Figure (4-19): Basement Wall section.
97 Figure (4-20): Stairs plan.
98 Figure (4-21): Loads on stairs.
99 Figure (4-22): Shear Envelope for stairs.
100 Figure (4-23): Moment Envelope for stairs.
101 Figure (4-24): Stair Section.
102 Figure (4-25): Shear/Moment on Shear Wall.
106 Figure (4-26): Shear Wall Section.
107 Figure (4-27): Dome Section.

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.
- $\mathbf{f_c}$ = compression strength of concrete .
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **L** = 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.
- **Ld =** Development Lengtth
- **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.
- **ɣ** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **b** = width of beam or rib.
- $\mathbf{q_u}$ = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- $\boldsymbol{\varepsilon_c}$ **=** compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- $\boldsymbol{\varepsilon_s}$ **=** strain of tension steel**.**
- $\boldsymbol{\acute{\varepsilon}_s}$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

الفصل الأول

المقدمة

١

١.١ المقدمة.

١.١ أهداف المشروع.

١.٢ مشكلة المشروع.

١.٣ حدود مشكلة المشروع..

١.٤ المسلمات.

١.٥فصول المشروع.

١.٦ إجراءات المشروع.

١.١ المقدمة

الإنسان بطبيعته يحتاج إلى الترفيه عن نفسه وممارسة الرياضة، وتتطلب بعض الأنشطة وجود مكان خاص للقيام بها، وهذا المكان يجب أن يحتوي على جميع الوسائل التي تؤمن له الراحة والأمان، وعادة يكون هذا المكان عبارة عن مبنى رياضي متعدد الأغراض يصمم تبعا للاحتياجات والأنشطة التي ستقام به.

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 الخدمية المختلفة ببعضها البعض، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لهذا النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع التصميم المعماري المختار. كذلك لا بد من الأخذ بالإعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلائم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى رياضي يتكون من طابق تسوية و أرضي و أول وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

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 رياضي ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة والجسور المدلى و الأساسات بما يتلائم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

٤.١ حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الثاني والاول من السنة الدراسية ٢٠١٠-٢٠١١ من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الثاني و مشروع التخرج في الفصل الاول.

يقع المبنى الرياضي الذي اختير لتصميم عناصره الإنشائية في مدينة الخليل.

٥.١ المسلمات

١. اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
٢. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Sap2000,Etabs,Safe)
٣. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

٦.١ فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على ستة 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.

٧.١ 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 والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

٣) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.

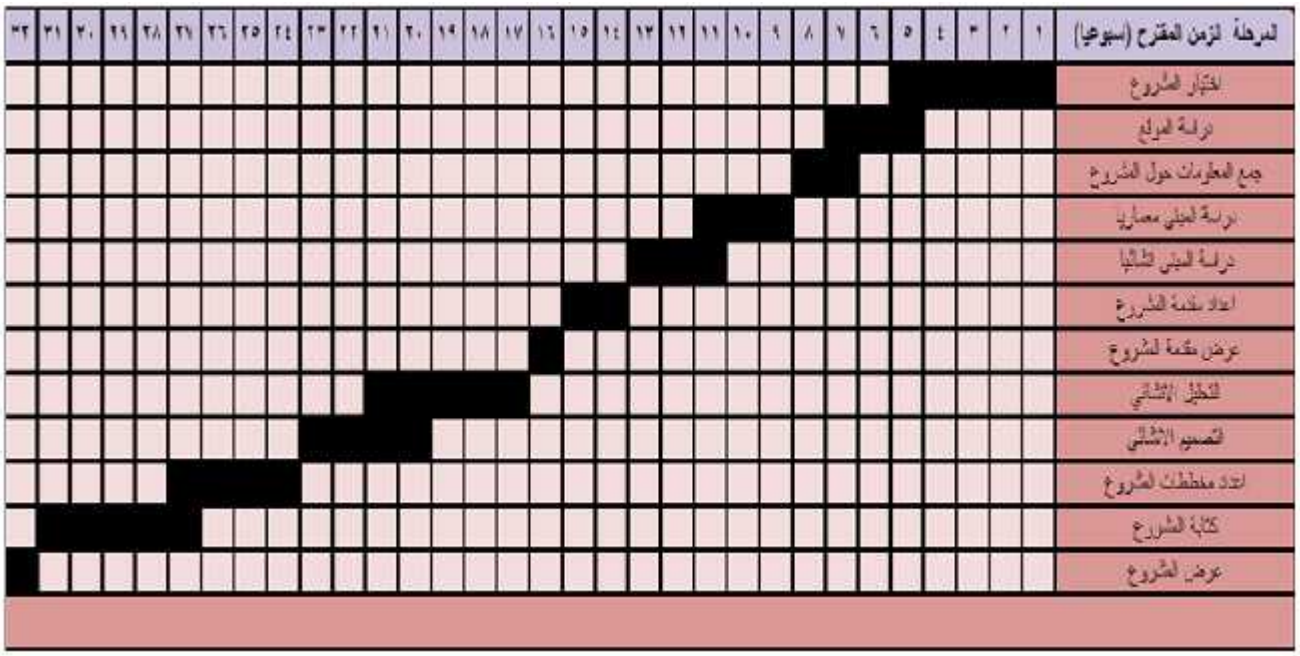
٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

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**.

جدول (١-١) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2010)



الفصل الثاني

٢ الوصف المعماري

٢.١ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٢.٣ أسباب وأهمية اختيار الموقع.

٢.٤ موقع المشروع.

٢.٥ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

٢.٦ وصف الواجهات.

٢.٧ وصف الحركة

١.٢ 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 عن المشروع

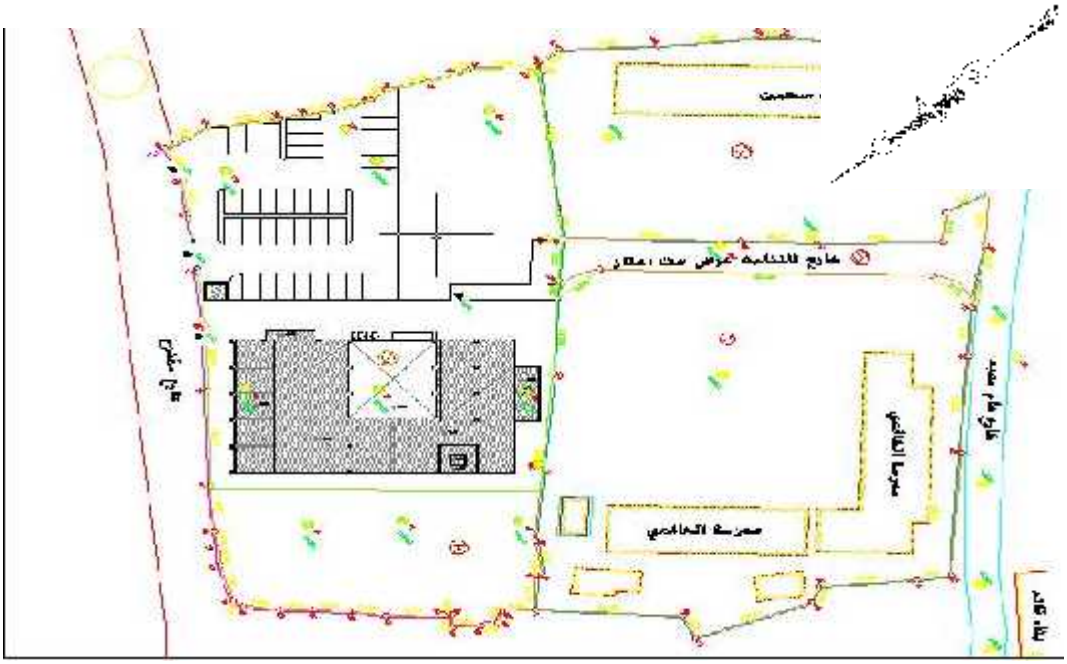
المشروع عبارة عن مبنى نادي شباب الخليل من تصميم المهندس "أمجد اعبيدو"، ويقوم المشروع على فكرة سهولة التواصل بين الداخل والخارج

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على مطالب مالك المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها .

يتكون المبنى من **ثلاث طوابق** من ضمنها طابق تسوية على قطعة أرض مساحتها **٤٠٠٠ متر مربع ، ومساحة البناء ٣٠٠١ متر مربع**

٣.٢ موقع المشروع

يقع المشروع في مدينة الخليل – **جبل أبو رمان** على قطعة أرض مساحتها **٤٠٠٠ متر مربع تقع بالخلف من مدرستي حكمت والشافعي جنوبي** مدينة الخليل ويبعد عن الشارع الرئيسي حوالي **٥٠ متر**.



شكل (٢-١): مخطط قطعة الأرض والبناء.

شكل (٢-٢): صورة جوية للموقع (الجزء المظلل هو حد البناء).

(٢.٤) أسباب وأهمية اختيار الموقع

بالنظر إلى موقع المشروع نرى أنه مناسب و للأسباب التالية:

١. توفر الخدمات الضرورية من مواصلات وماء وكهرباء وتلفون و صرف صحي.
٢. إمكانية التوسع المستقبلي بإضافة مباني أخرى في الأرض الفارغة المجاورة .
٣. من الناحية المناخية فإن التشميس والإضاءة طبيعية وجيده و التهوية ممتازة لجميع الفعاليات.

(٢.٥) وصف المساقط الأفقية

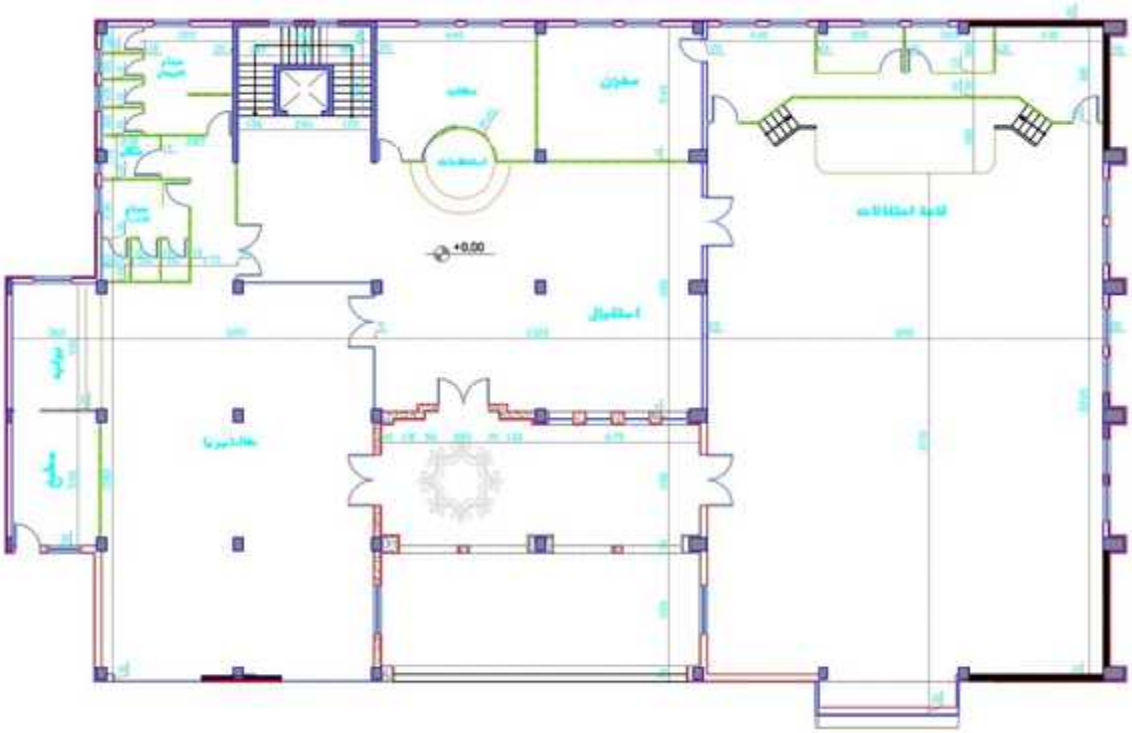
١. طابق التسوية

مساحة هذا الطابق هي **١٠٨٣ متر مربع** ويتم الوصول اليه عن طريق الدرج استخدامات هذا الطابق**قاعة** قوى ولاياقة بدنية وصالة بليا ردوا و تنس بالإضافة الى غرف الساونة والبخار و واستراحة وغرف للغيار **وامشاش ماء** كما هو موضح في مخطط الطابق التالي،

شكل (٢-٣): مخطط طابق التسوية.

٢.الطابق الأرضي :

يحتوي هذا الطابق على قاعة احتفالات و استقبال و كافتيريا ومخزن ومطبخ و مكتب بالإضافة الى حمامات وتحتوي هذة الطبقة المدخل الرئيسي للنادي ، ومساحة هذا الطابق هي ١١٣٨ متر مربع .



شكل(٢-٤): مخطط الطابق الأرضي.

٣. الطابق الاول :

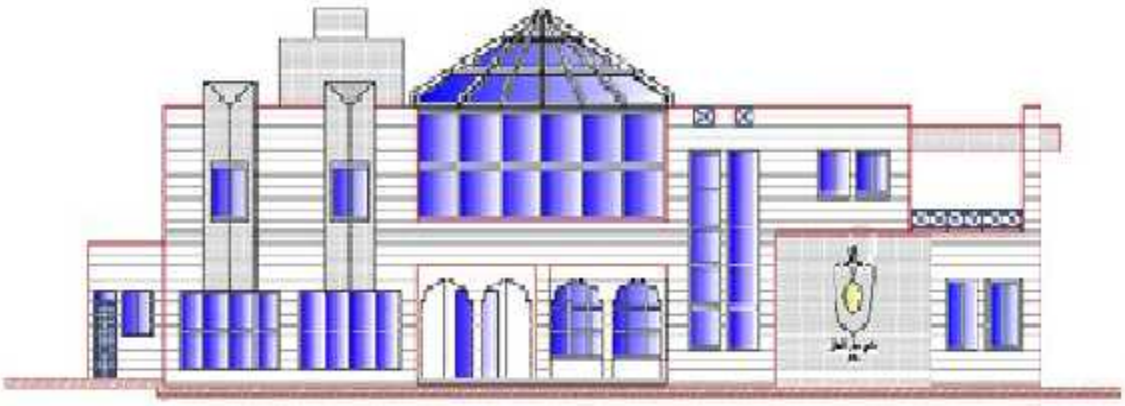
ومساحة هذا الطابق هي ٧٤٢ متر مربع ويوجد في هذا الطابق تراجع جانبي وأمامي ويحتوي على غرف لنوم ومكاتب وقاعة اجتماعات ولاستقبال قاعة جلوس وحمامات وأمشاش وغرف متعددة الأغراض وهذا الطابق مستويين ويتم الوصول اليه عن طريق الدرج ، وهناك تراجع في هذا الطابق كما هو مبين في الشكل.

شكل (٢-٥): مخطط الطابق الأول

٢.٦ وصف الواجهات :

١. الواجهة الشمالية الغربية الرئيسية :

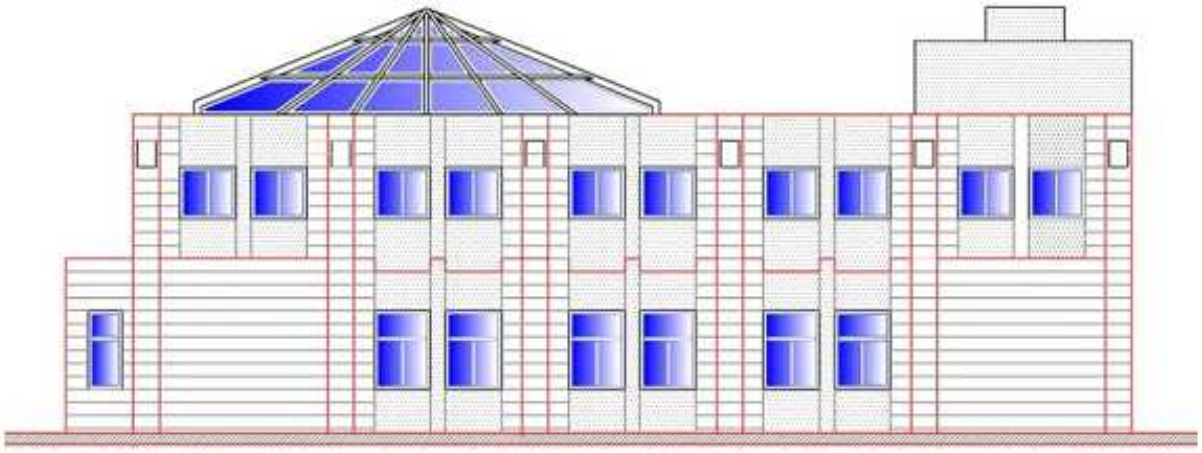
الواجهة الرئيسية وتحتوي على المدخل الرئيسي وعلى شعار النادي،وكم هو ملاحظ في الصورة يتكون جزء من الواجهة من الزجاج، تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة تعطي منظرا معماريا جميلاً لمبنى رياضي، **النوافذ** كبيرة نوعاً في حجمها وإطاراتها من الحجر **الأملس أما** حجر الواجهة فهو حجر مسمسم، كما تظهر القبة الزجاجية في الواجهة **كما في الشكل التالي**:



شكل(٢-٦) الواجهة الشمالية الغربية

الواجهة الجنوبية الغربية

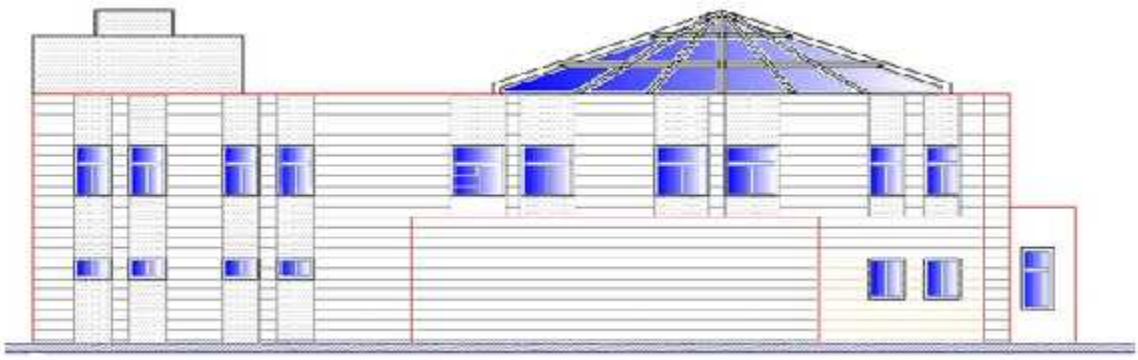
تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة، النوافذ كبيرة نوعاً في حجمها واطاراتها من الحجر **الأطلس أما حجر** الواجهة فهو حجر مسمسم كما في الشكل التالي:



شكل(٣-٧): الواجهة الجنوبية الغربية

الواجهة الشمالية الشرقية

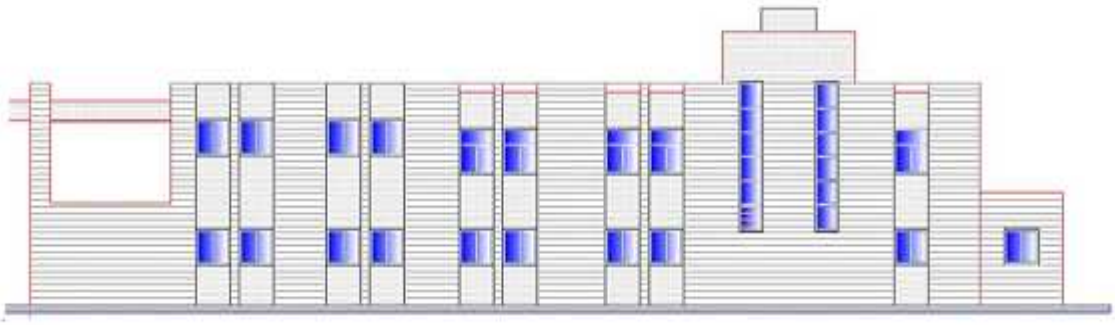
تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة تعطي منظرا معماريا جميلاً لمبنى رياضي، النوافذ كبيرة نوعاً ما في حجمها واطاراتها من الحجر الأملس أما حجر الواجهة فهو حجر مسمسم، كما في الشكل التالي:



شكل(٢-٨) : الواجهة الشمالية الشرقية

الواجهة الجنوبية الشرقية.

تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة تعطي منظرا معماريا جميلا لمبنى رياضي، النوافذ كبيرة نوعاً ما في حجمها وإطاراتها من الحجر الأملس أما حجر الواجهة فهو حجر مسمسم، ويلاحظ عد ظهور القبة الزجاجية في الواجهة كما في الشكل التالي:



شكل(٢-٩): الواجهة الجنوبية الشرقية.

(٢-٧) وصف الحركة:

نظراً لتعدد الطوابق في هذا المبنى ، لا بد من وجود مصاعد كهربائية وأدراج ثابتة لتقوم بتنظيم الحركة داخل المبنى. المبنى يحتوي على مصعد كهربائي ليسهل الحركة والتنقل في أرجاء المبنى، وهناك درج رئيسي موجود داخل المبنى لتسهيل التنقل من طابق لآخر وموزع ليغطي اكبر مساحة ممكنة.

الفصل الثالث

٣ الوصف الإنشائي للمبنى

٣.١ المقدمة.

٣.٢ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

٣.٤ الاختبارات العملية.

٣.٥ العناصر الإنشائية.

٣.١ 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 الإنشائيه 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 .

٣.٢ 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 تؤثرسلباً على المنظر 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.

٣.٣.١ الأحمال

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

٣.٣.٢ 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 والإتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (٣-١) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	٢٢
2	المونة	٢٣
3	خرسانة مسلحة	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٣
٦	الرمل	١٧

٣.٣.٣ 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.

الجدول (٣-٢) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	الأدراج	4.0
٤	المطاعم	5.0
٥	المباني الرياضية	5.0

٣.٣.٤ 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 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 .

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 /M²)
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) أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر

استناداً إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر، و الذي يساوي (٩٠٠م) وتبعاً للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالأتي:

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

$$s_l = \frac{900 - 400}{400} = 1.25kN / m2$$

٣. الزلازل

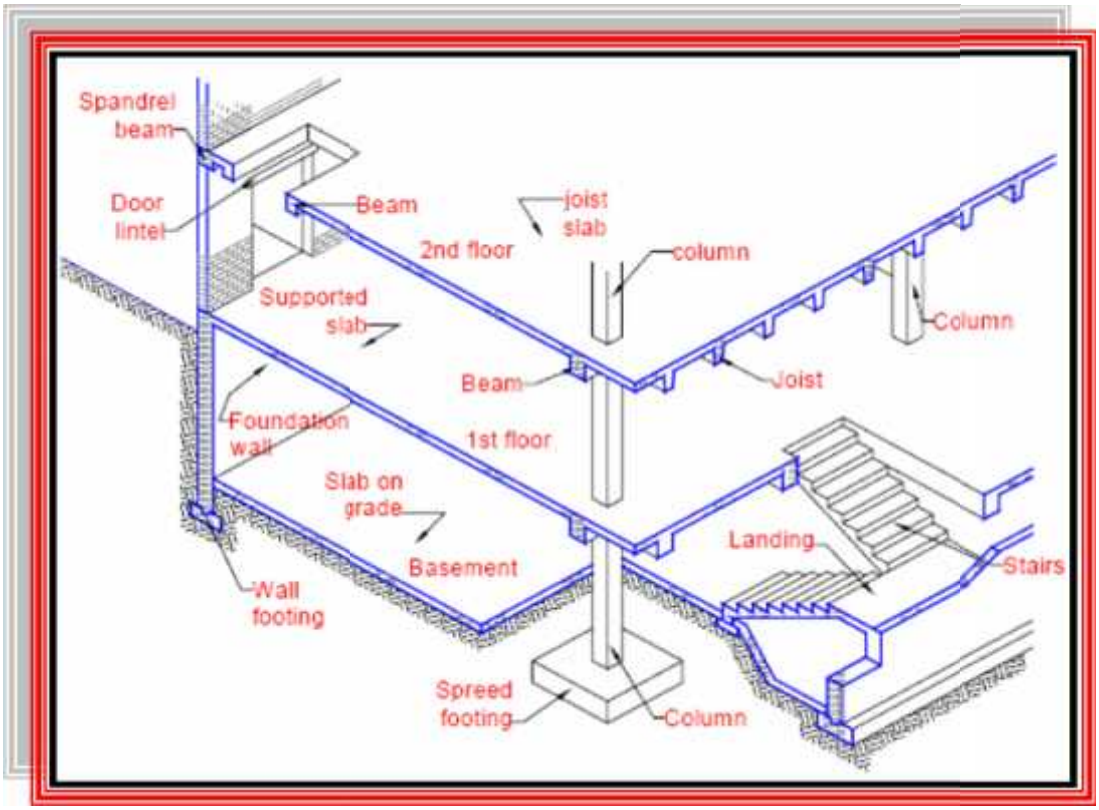
من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الإلتواء وعزم الإقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التى يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء 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.

٣.٥ العناصر الإنشائية المكونة للمبنى:

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.



الشكل (٣ - ١) يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى

و يحتوي المشروع العناصر التالية :

٣.٥.١ 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 :

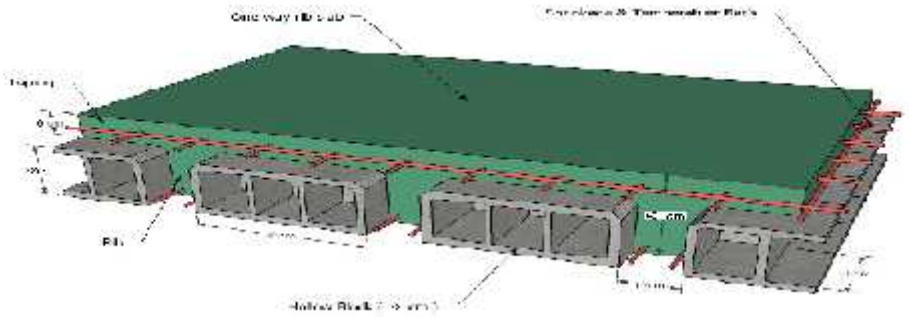
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

٣.٥.١.١ العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

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

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

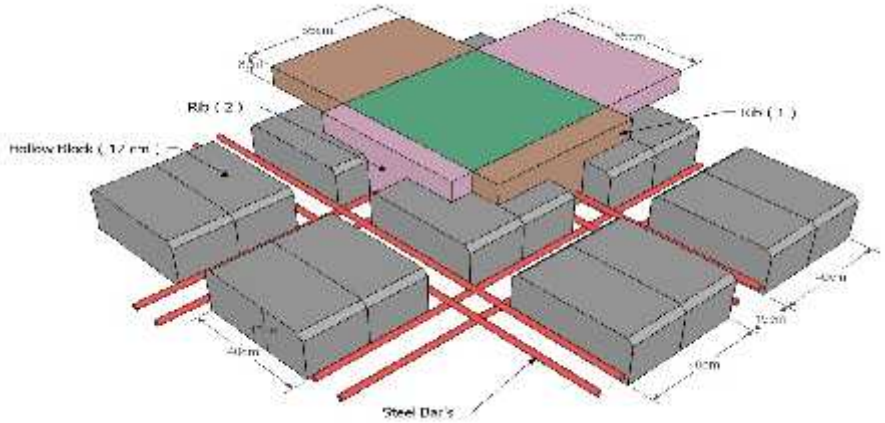
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، وقد تم استخدام هذه العقدات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (٣-٢): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

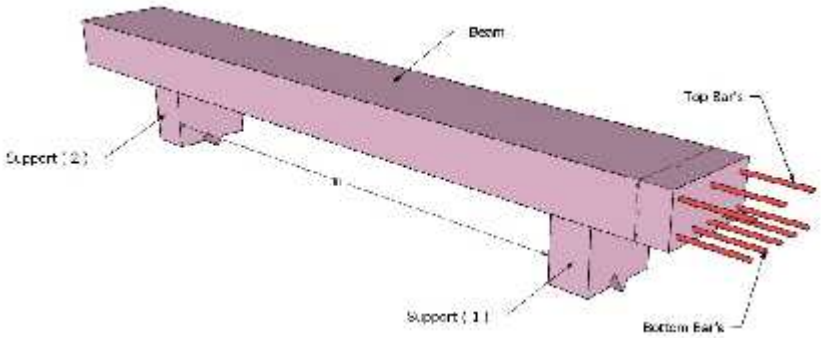
و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.

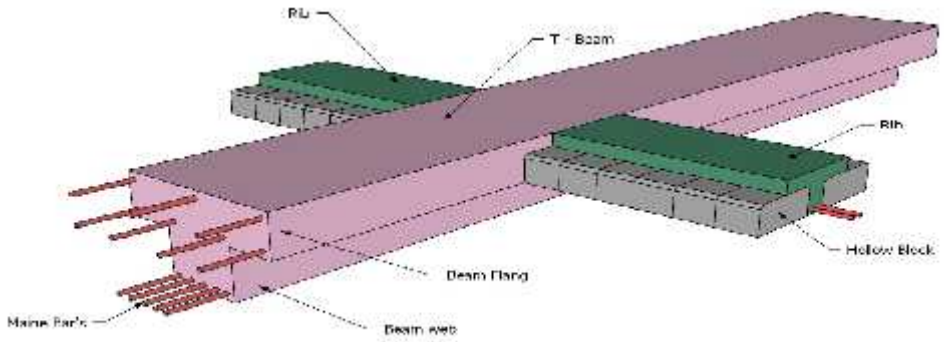


الشكل (٣-٣): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

٣.٥.٢ الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين، **جسور مسحورة** (مخفية داخل العقدات) **والجسور المدلاة** "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، **ونظرا للمسافات المقاربة** بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال **الواقعة فإن** الجسور التي**سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة تقوم بنقل** أحمال الأعصاب إليها.

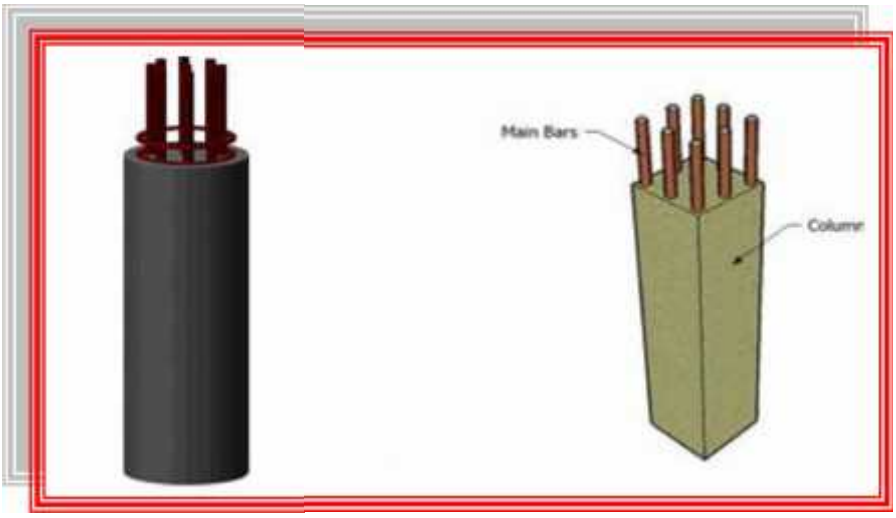




الشكل (٣-٤) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

٣.٥.٣ الأعمدة:

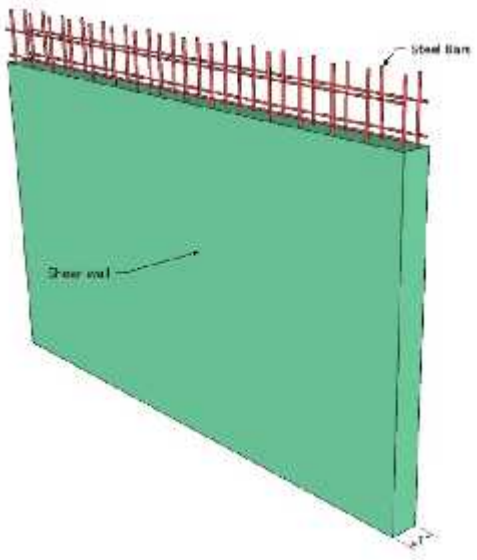
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-٥): أحد أشكال الأعمدة.

٣.٥.٤ الجدران الحاملة (جدران القص):

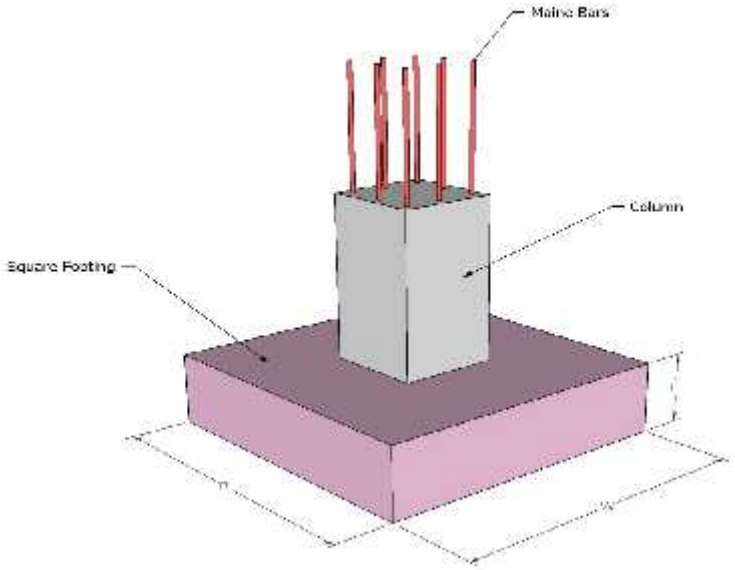
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي **لمقاومة** الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، **وجدران المصاعد، والجدران الأخرى التي تبدأ من** أساسات المبنى، وتعمل على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة إليها كما تعمل كجدران قص تقاوم القوى الأفقية التي يتعرض لها المنشأ، ويجب توفرها في الاتجاهين مع مراعاة أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن .وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وآثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (٣-٦): جدار القص.

٣.٥.٥ الأساسات:

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

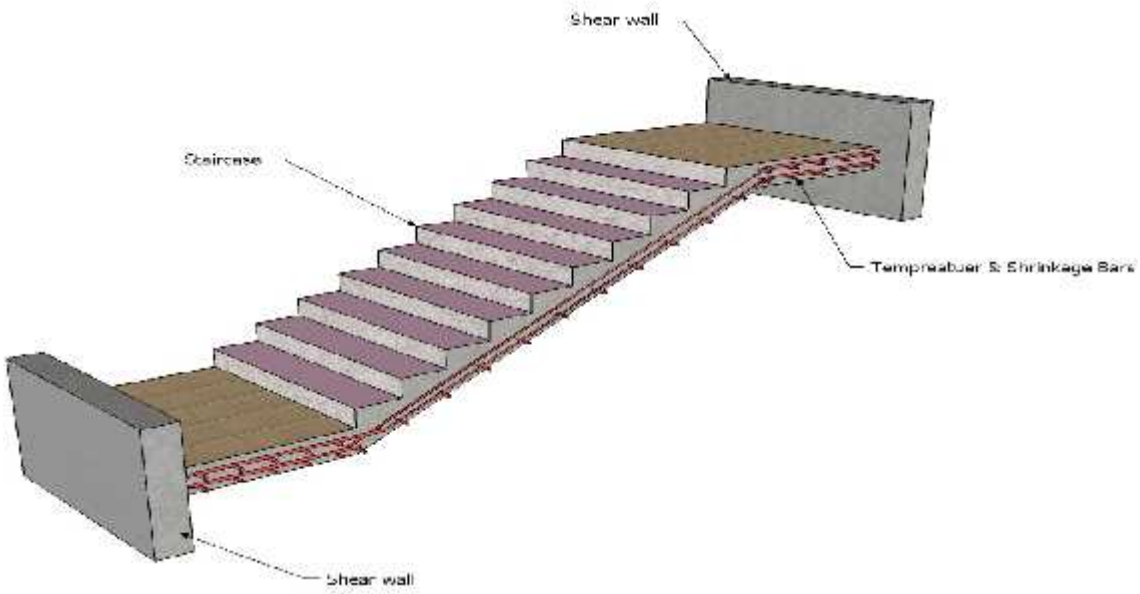


الشكل (٣-٧) : الأساس المفرد

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 ،ومن المتوقع 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.

٣.5.6 الأدراج:

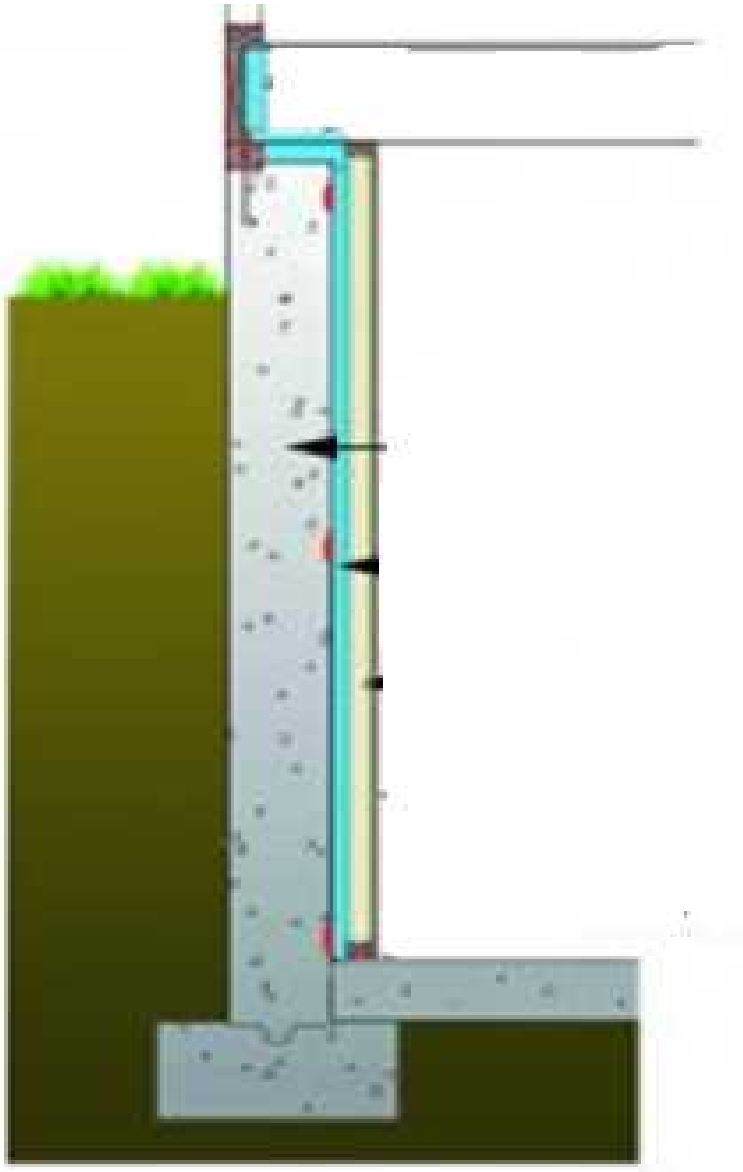
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-٧) يبين مقطع علم للدرج.



الشكل (٣-٨): الدرج .

3.5.7 جدران التسوية:

بسبب وجود طابق تحت مستوى سطح الأرض تم استخدام جدران التسوية.



الشكل (٣-٩) جدار تسوية

Chapter 4

Structural Analysis and Design

4

4.1 Introduction.
4.2 Design of Rib 1
4.3 Design of Rib 4
4.4 Design of Beam 4
4.5 Design of Beam 28
4.6 Design of Short Column (C47)
4.7 Design of Long Column (6)
4.8 Design of Isolated Footing (F7)
4.9 Design of Basement Wall
4.10 Design of Basement Footing
4.11 Design of Stairs
4.12 Design of Shear Wall
4.13 Design of Dome

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 computer software such as “ATIR” and “STAAD pro” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design it.

4.2 Design of Rib 1 :

4.2.1 Determination of Slab Thickness:

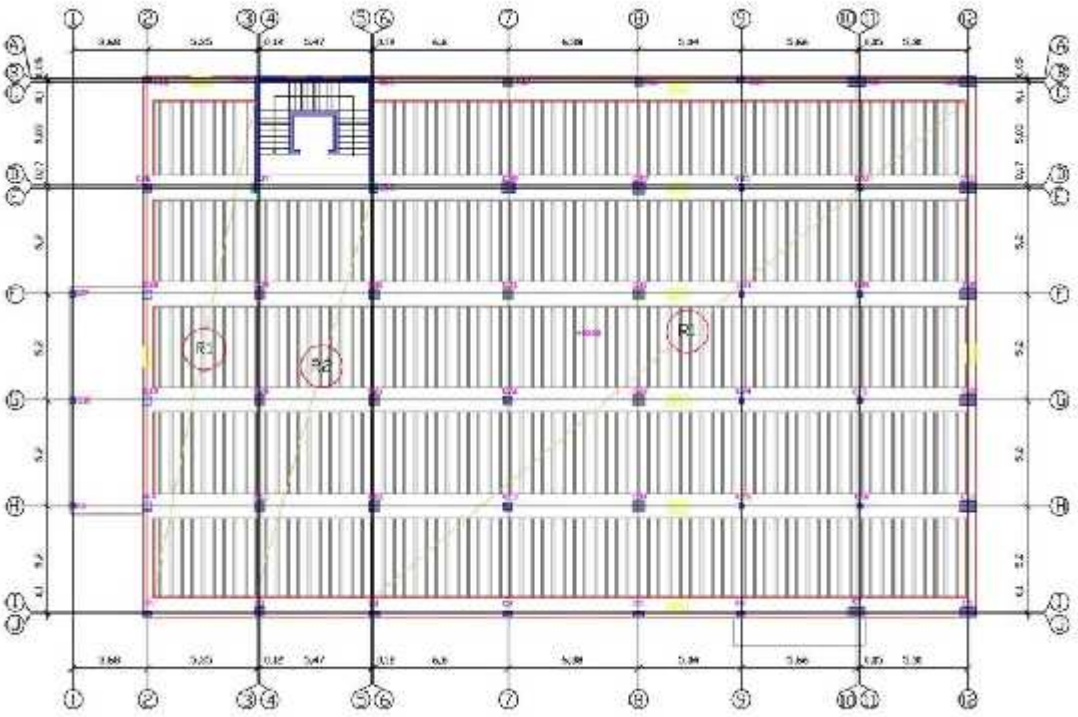


Figure (4-1): Basement Floor Slab.

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of non-prestressed beams or one way slabs unless deflections are computed, given in table (9.5-a), as follows:

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

= 520 /18.5 = 28.1 cm.

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

= 520/21 = 26 cm

The controller slab thickness is 32 cm.

Select Slab thickness h= 32 cm with block 24 cm & Topping 8cm.

4.2.2 Determination of factored Load

4.2.2.1 Determination of Dead & Live load

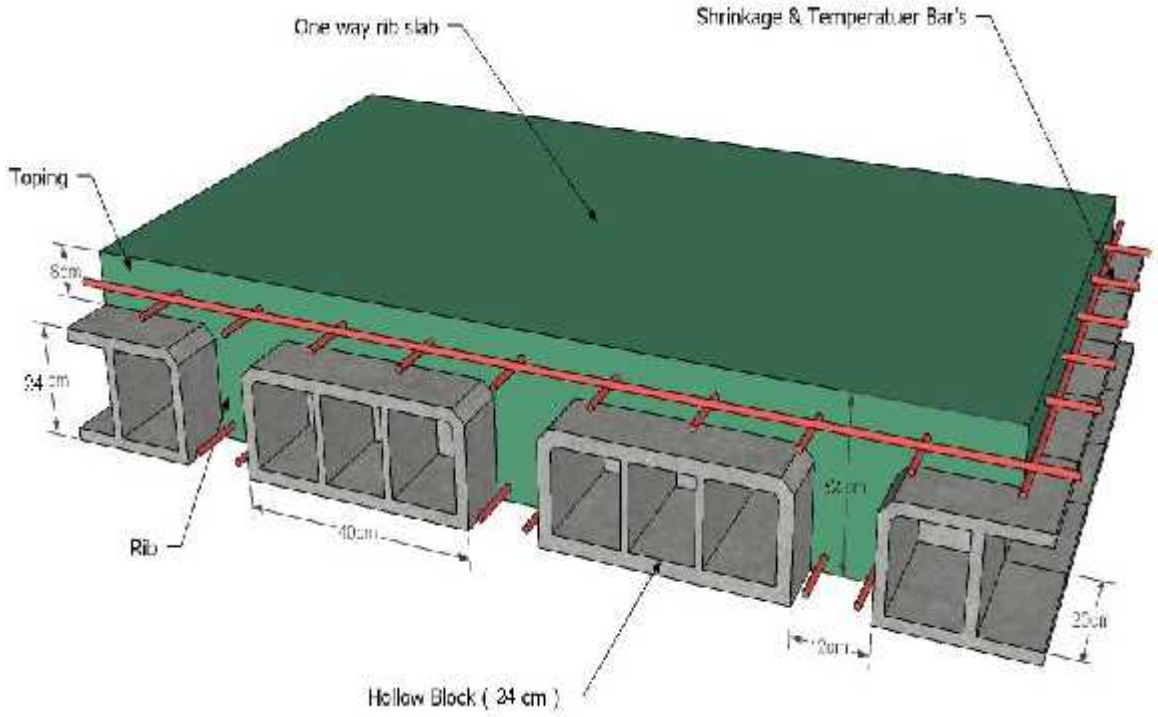


Fig. (4-2) One way ribbed slab

Tiles → 0.03*0.52*22 = 0.343 KN/m

Mortar → 0.02*0.52*23 = 0.239 KN/m

Sand Fill → 0.07*0.52*17 = 0.619 KN/m

Topping → 0.08*0.52*25 = 1.04 KN/m

Rib → 0.24*0.12*25 = 0.72 KN/m

Block → 0.24*0.40*9 = 0.864 KN/m

Plaster → 0.02*0.52*23 = 0.239 KN/m

Partition→ 1.25*0.52 = 0.65 KN/m

Nominal Total Dead Load =
0.619 + 0.343 + 0.72 + 0.864 + 1.04 + 0.239 + 0.239 + 0.65 = **4.72 kN/m of rib**

Total live load = 5 kN/m^2

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

4.2.2.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*4.72 = **5.67 KN/m**.

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

4.2.3 Design of Topping:

Dead load of topping = $W_{topping} + W_{tiles} + W_{sand} + W_{mortor} + W_{partiones}$

= 1.04 + 0.343 + 0.619 + 0.239 + 0.65 = **2.89 kN/m**

Total Dead Load = 2.89/0.52 = 5.56 KN/m^2.

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

$\mathbf{q_u}$ = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 5.56 + 1.6 * 5 = **14.672 KN/m^2**. (Total Factored Load)

→ $Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 14.672 * 0.4^2 / 12$

$= 0.196 KN.m.$

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

$= 0.42\ \sqrt{24} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2.2 KN.m$.

$\rightarrow \begin{matrix} ¤ * Mn = 0.55 * 2.2 = 1.21 KN.m. \\ ¤ * Mn = 1.21 > Mu = 0.196 KN.m. \end{matrix}$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$° = 0.0018$

$As = ° * b * h = 0.0018 * 100 * 8 = 1.44 cm^2.$

Use 1Φ8 at 25 cm c/c in both directions.

4.2.4 Design of Rib 1 :

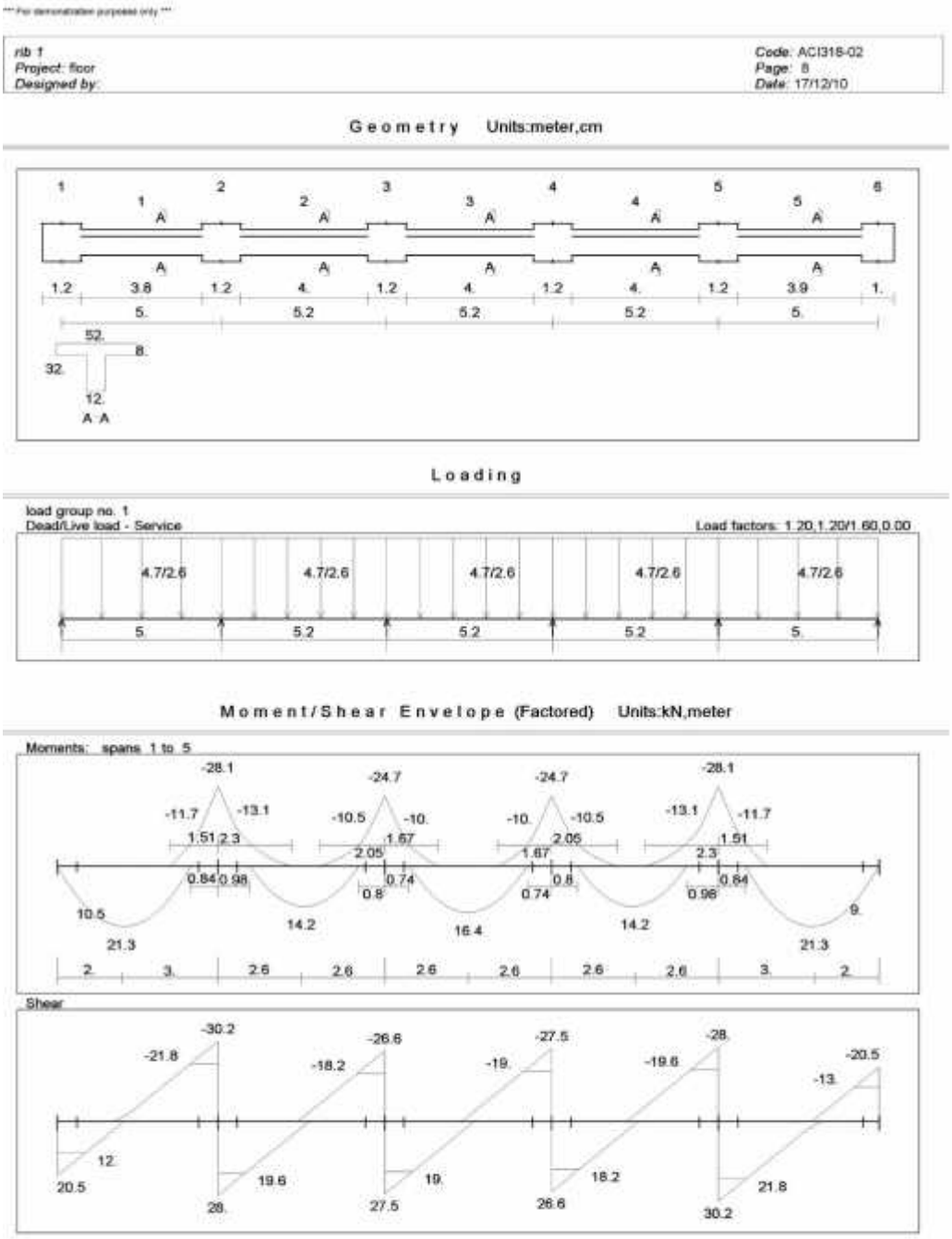


Figure (4-3) : Geometry, Load &Shear/Moment Envelop of rib 1.

4.2.4.1Design Span 1&5

4.2.4.1.1 Design of Negative moment of rib 1:

Maximum negative moment is Mu = 13.1kN.m

Mn = 13.1 / 0.9 = 14.56 kN.m

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

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{14.56*10^{-3}}{0.12*(0.28)^2} = 1.55 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(1.55)}{420}}\right) = 0.0038$$

As = 0.0038 (12) (28) = $1.277\,cm^2$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(28) \geq \frac{1.4}{420}(12)(28))$$

$As_{\min} = 0.98 < 1.12$ ……**the larger is control**

$As_{\min} = 1.12 cm^2$

$1.277\,cm^2 > As_{\min} = 1.12 cm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1.277/0.79 = 1.6 bars * Note $A_{\Phi 10}$ = 0.79 cm²

Select 2 Φ 10 mm .

- **Check for strain:-**

Tension = compression

$A_s * f_y = 0.85 * f_c * b * a$

$$2*79*420 = 0.85*24*120*a$$

$$a = 27.1mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{27.1}{0.85} = 27.1mm$$

$$£_s = \frac{280-27.1}{27.1} X0.003$$

$$£_s = 0.0233 > 0.005$$

OK

4.2.4.1.2 Design of Positive moment of rib 1

Maximum positive moment is Mu = 21.3 kN.m

M_n = 21.3 / 0.9 = 23.67 kN.m

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

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{23.67*10^{-3}}{0.52*(0.28)^2} = 0.58 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.58)}{420}}\right) = 0.0014$$

As = 0.0014 (52) (28) = $2.04\,cm^2$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(28) \geq \frac{1.4}{420}(12)(28))$$

$As_{min} = 0.98 < 1.12$ ……**the larger is control**

$As_{min} = 1.12 cm^2$

$2.04\,cm^2 > As_{min} = 1.12 cm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 2.04/1.13 = 1.8 bars * Note $A_{\Phi 12}$ = 1.13 cm²

Select 2 Φ 12 mm .

4.2.4.1.3 Design of shear of rib 1

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

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 120 * 280*1000

= **20.58 KN**

Depends to ACI 13-08 code

1.1 *Φ Vc = 1.1 * 20.58 = 22.64 kN

Φ Vsmin = 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d =0 .75*($\frac{1}{3}$)*120*280*10^{-3}

Φ Vsmin = 8.4 KN

Vu = 21.0 KN **(From shear Envelope)**

$\Phi V_c/2 \le V_u \le 1.1\,\Phi V_c$

10.29 < 21.0 ≤ 22.64

So categories (2) satisfy.

NO shear reinforcement required,

Use 1Φ 8 mm @ 25 cm c/c .

4.2.4.2 Design Span 2&4

4.2.4.2.1 Design of Negative moment of rib 1:

Maximum negative moment is Mu **= 10.5 kN.m**

Mn = 10.5 / 0.9 = 11.67 kN.m

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

$$K_n = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{11.67*10^{-3}}{0.12*(0.28)^2} = 1.24 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(1.24)}{420}}\right) = 0.00305$$

As = 0.00305 (12) (28) = **1.03** cm^2

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(28) \geq \frac{1.4}{420}(12)(28))$$

$As_{min} = 0.98 < 1.12$ …….the larger is control

$As_{min} = 1.12 cm^2$

$1.03\,cm^2 < As_{min} = 1.12 cm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 1.12/0.79 = 1.41 bars * Note $A_{\Phi 10}$ = 0.79 cm²

Select 2 Φ 10 mm .

- **Check for strain:-**

Tension = compression

As * f_y = 0.85 * f_c * b * a

$$2*79*420 = 0.85*24*120*a$$

$$a = 27.1mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{27.1}{0.85} = 27.1mm$$

$$£_s = \frac{280-27.1}{27.1} X0.003$$

$$£_s = 0.0233 > 0.005$$

OK

4.2.4.2.2 Design of Positive moment of rib 1

Maximum positive moment is Mu = 14.2 kN.m

Mn = 14.2 / 0.9 = 15.78 kN.m

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

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{15.78*10^{-3}}{0.52*(0.28)^2} = 0.387 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.387)}{420}}\right) = 0.00093$$

As = 0.00093 (52) (28) = $1.35\,cm^2$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(28) \geq \frac{1.4}{420}(12)(28))$$

$As_{\min} = 0.98 < 1.12$ …… **the larger is control**

$As_{\min} = 1.12cm^2$

$1.35\,cm^2 > As_{\min} = 1.12cm^2$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1.35/0.79 = 1.71 bars * Note $A_{\Phi 10}$ = 0.79 cm²

Select 2 Φ 10 mm .

4.2.4.2.3 Design of shear

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 120 * 280*1000$$

= 20.58 KN

Depends to ACI 13-08 code

1.1 *Φ Vc = 1.1 * 20.58 = 22.64 kN

$$\Phi Vsmin = 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*120*280*10^{-3}$$

Φ Vsmin = 8.4 KN

Vu = 19.6 KN (From shear Envelope)

$\Phi V_c/2 \leq V_u \leq 1.1 \Phi V_c$

10.29 < 19.6 ≤ 22.64

So categories (2) satisfy.

NO shear reinforcement required,

Use 1Φ 8 mm @ 25 cm c/c .

4.2.4.3 Design Span 3

4.2.4.3.1 Design of Negative moment of rib 1:

Maximum negative moment is *Mu* = 10.5kN.m

Mn = 10.5 / 0.9 = 11.67 kN.m

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

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{11.67*10^{-3}}{0.12*(0.28)^2} = 1.24 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(1.24)}{420}}\right) = 0.00305$$

$$As = 0.00305\ (12)\ (28) = 1.03\,cm^2$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(28) \geq \frac{1.4}{420}(12)(28))$$

$$As_{\min} = 0.98 < 1.12 \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 1.12cm^2$$

$$1.03\,cm^2 < As_{\min} = 1.12cm^2$$

# of bars = As/ As_{bar} = 1.12/0.79 = 1.41 bars * Note $A_{\Phi 10}$ = 0.79 cm²

Select 2 Φ 10 mm .

- **Check for strain:-**

Tension = compression

As * f_y = 0.85 * f_c * b * a

$$2*79*420 = 0.85*24*120*a$$

$$a = 27.1mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{27.1}{0.85} = 27.1mm$$

$$£_s = \frac{280 - 27.1}{27.1} X0.003$$

$$£_s = 0.0233 > 0.005$$

OK

4.2.4.3.2 Design of Positive moment of rib 1

Maximum positive moment is Mu = 16.4 kN.m
Mn = 16.4 / 0.9 = 18.22 kN.m

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

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{18.22*10^{-3}}{0.52*(0.28)^2} = 0.447 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.447)}{420}}\right) = 0.0011$$

$$As = 0.0011\ (52)\ (28) = 1.6\,cm^2$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(12)(28) \geq \frac{1.4}{420}(12)(28))$$

$$As_{\min} = 0.98 < 1.12 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 1.12 cm^2$$

$$1.6\,cm^2 > As_{\min} = 1.12 cm^2$$

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 1.6/1.13 = 1.4 bars * Note $A_{\Phi 12}$ = 1.13 cm²

Select 2 Φ 12 mm .

4.2.4.3.3 Design of shear of rib 1

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 120 * 280*1000$$

= 20.58 KN

Depends to ACI 13-08 code

1.1 *Φ Vc = 1.1 * 20.58 = 22.64 kN

Φ Vsmin = 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75*$(\frac{1}{3})$*120*280*10^{-3}

Φ Vsmin = 8.4 KN

Vu = 19.6 KN (From shear Envelope)

$\Phi V_c/2 \leq V_u \leq 1.1 \Phi V_c$

10.29 < 19.6 ≤ 22.64

So categories (2) satisfy.

NO shear reinforcement required,

Use 1Φ 8 mm @ 25 cm c/c .

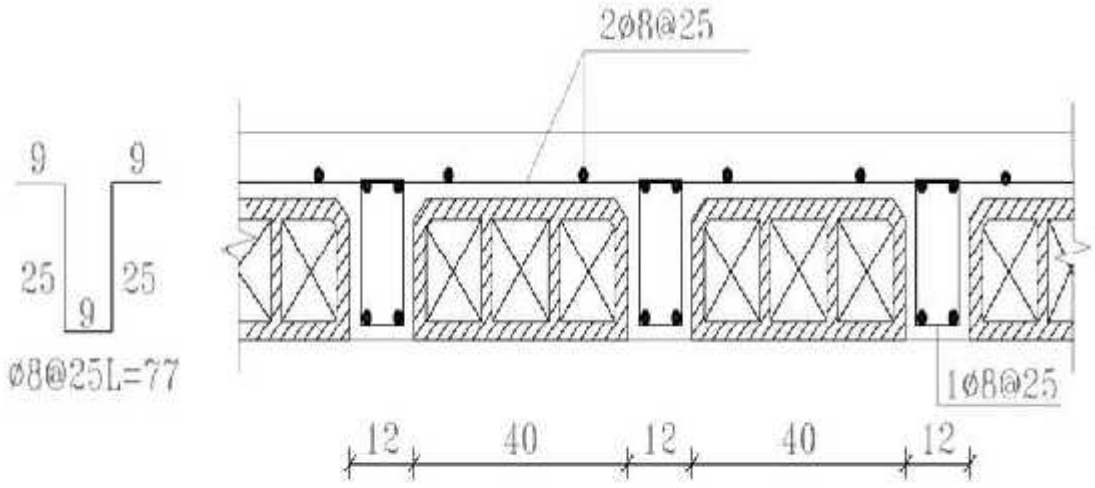


Figure (4-4) : Section of rib 1.

4.3 Design of rib 4:

4.3.1 Determination of Loads:

Tiles → 0.03*0.7*22 = 0.462 **KN/m**.

Mortar → 0.02*0.7*23 = 0.322 **KN/m**.

Sand Fill → 0.07*0.7*17 = 0.833 **KN/m**.

Topping → 0.1*0.7*25 = 1.75 **KN/m**.

Rib → 0.20*0.5*25 = 2.5 **KN/m**.

Below Concrete → 0.2*0.7*25 = 1.75 **KN/m**

Block → **Weight neglected.**

Plaster → 0.02*0.7*23 = 0.322 **KN/m**.

Partition→ 1.25*0.7 = 0.875 **KN/m**.

Nominal Total Dead Load :

= 0.462 + 0.322 + 0.833 + 1.75 + 2.5 + 1.75 + 0.322 + 0.875 = **8.814 kN/m of rib**

Total live load = 5 kN/m^2

Nominal Total live load = 5 * 0.7 = 3.5 kN/m of rib

4.3.2 Determination of factored dead & live load

Factored dead load = 1.2*Dead load = 1.2*8.814 = **10.577 KN/m.**

Factored Live load = 1.6*live load = 1.6*3.5 = **5.6 KN/m**.

4.3.3 Design of Topping:

Dead load of topping = $W_{topping} + W_{tiles} + W_{sand} + W_{mortor} + W_{partiones}$

= 1.75 + 0.462 + 0.833 + 0.322 + 0.875 = **4.242 KN/m**

Total Dead Load = 4.242/0.7 = **6.06 KN/m^2**.

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

q_u = 1.2 DL + 1.6 LL

= 1.2 * 6.06 + 1.6 * 5 = 15.272 KN/m^2. (Total Factored Load)

$\rightarrow Mu = \frac{q_u * l^2}{12} = 15.272 * .5^2 / 12$

$= 0.318 KN.m.$

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

$= 0.42\ \sqrt{24} * \frac{1000 * 100^2}{6} = 3.43 KN.m.$

$\rightarrow$ ¤ $* Mn = 0.55 * 3.43 = 1.9 KN.m.$

¤ $* Mn = 1.9 > Mu = 0.318 KN.m.$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

° $= 0.0018$

$As = ° * b * h = 0.0018 * 100 * 10 = 1.8 cm^2.$

Use 1Φ8 at 25 cm c/c in both directions.

4.3.4 Design of rib4:

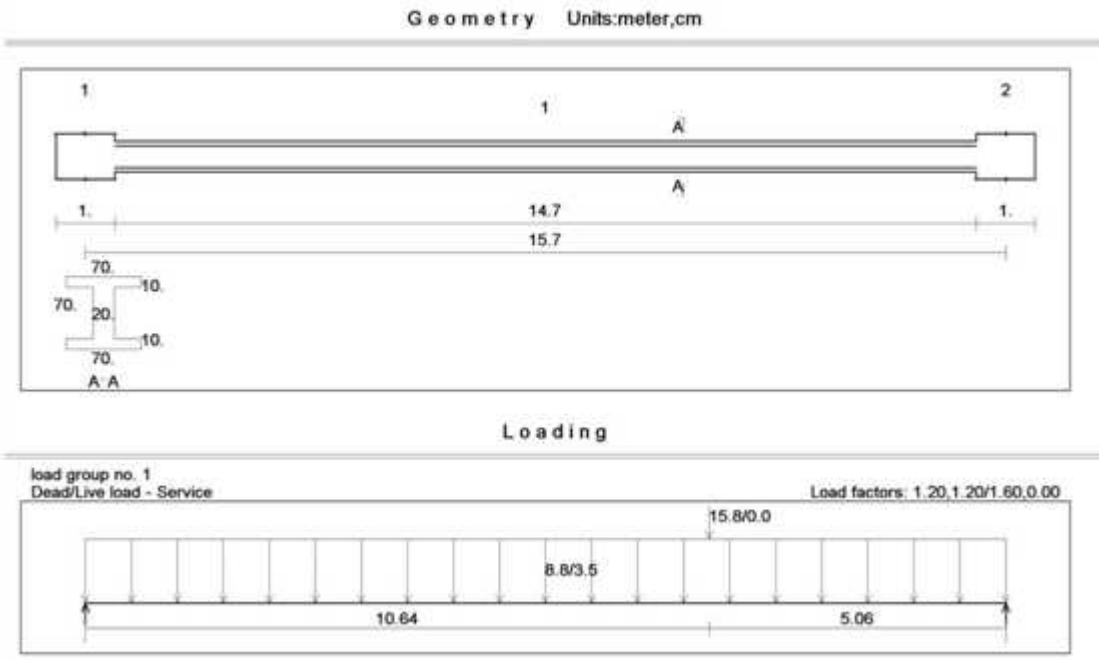


Figure (4-5) : Geometry & Load of rib 4

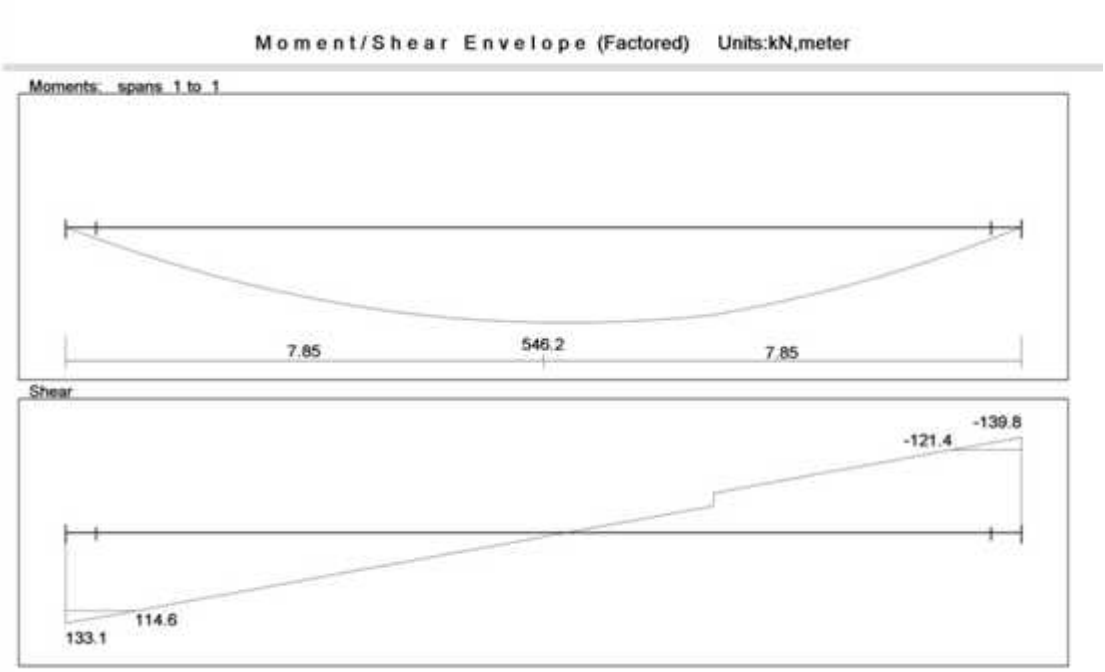


Figure (4-6) : Shear/Moment Envelop of rib 4

4.3.4 .1 Design of Positive moment of rib 4

Maximum positive moment is Mu = 546.2 kN.m

Mn = 546.2 / 0.9 = 606.9 kN.m

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

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{606.9*10^{-3}}{0.7*(0.66)^2} = 1.99 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(1.99)}{420}}\right) = 0.005$$

As = 0.005 (70) (66) = 23.1 cm^2

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(70)(66) \geq \frac{1.4}{420}(70)(66))$$

$As_{\min} = 13.47 < 15.4$ ……the larger is control

$As_{\min} = 15.4 cm^2$

23.1 $cm^2 > As_{\min} = 15.4 cm^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 23.1/3.14 = 7.4 bars * Note $A_{\Phi 20}$ = 3.14 cm^2

Select 8 Φ 20 mm .

- **Check for strain:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$8 * 314 * 420 = 0.85 * 24 * 700 * a$$
$$a = 73.88 mm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{73.88}{0.85} = 86.92 mm$$
$$£_s = \frac{660 - 86.92}{86.92} X0.003$$
$$£_s = 0.0198 > 0.005$$

OK

4.3.4 .2 Design of shear of rib 1

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 700 * 660/1000$

$= 257.2$ KN

$\Phi Vsmin = 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*700*660*10^{-3}$

$\Phi Vsmin = 115.5$ KN

$Vu = 121.4$ KN (From shear Envelope)

$\Phi V_c/2 \geq V_u$

$128.6 > 121.4$

So category (1) satisfy.

NO shear reinforcement required,

Use 1Φ 8 mm @ 25 cm c/c .

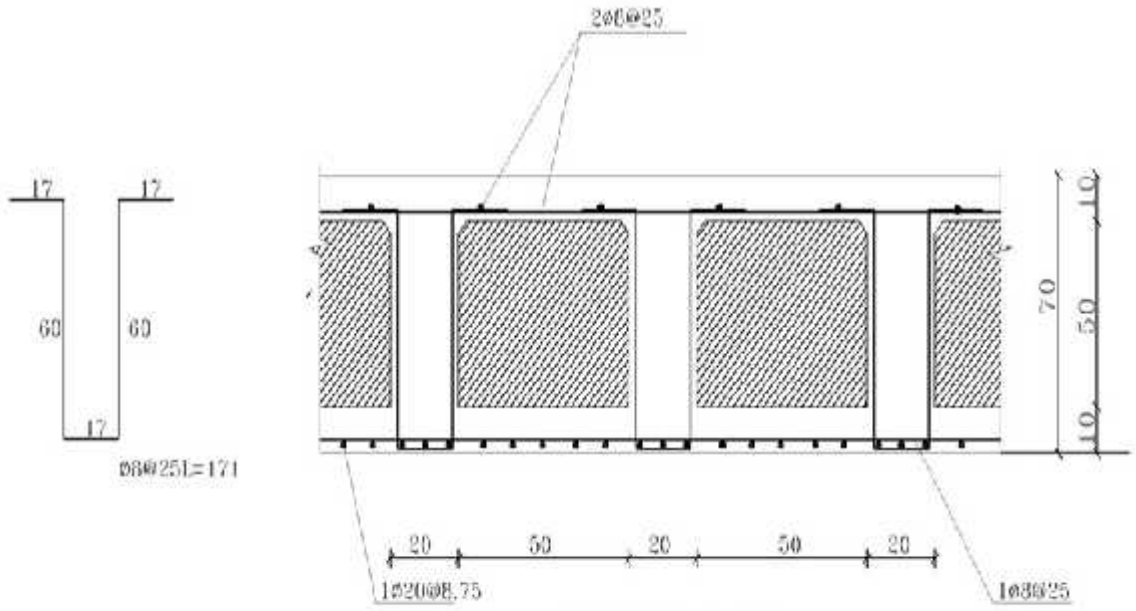


Figure (4-7) : Section of rib 4

4.4 Design of Beam 4 :

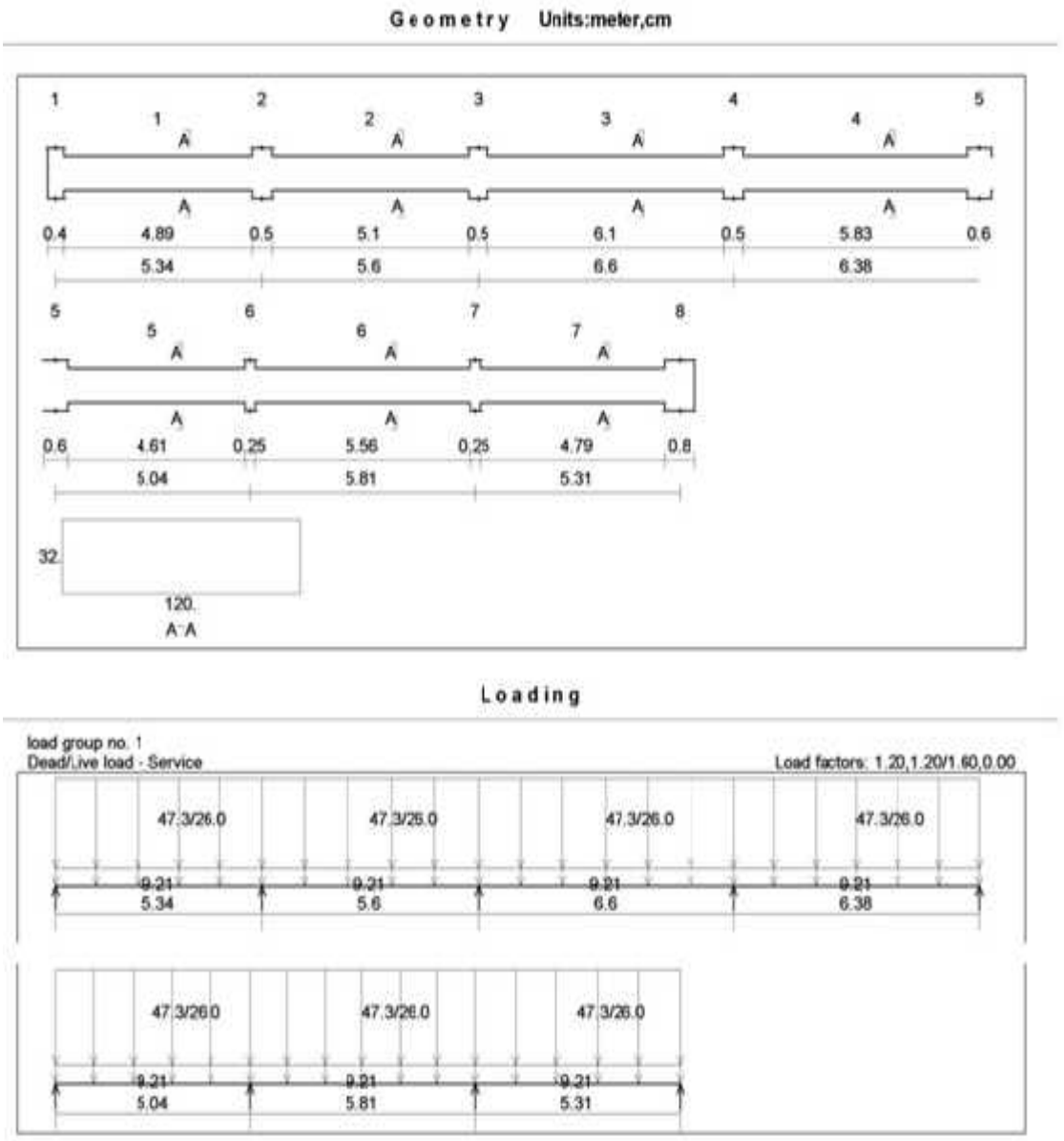


Figure (4-8) : Geometry & Loads of Beam 4

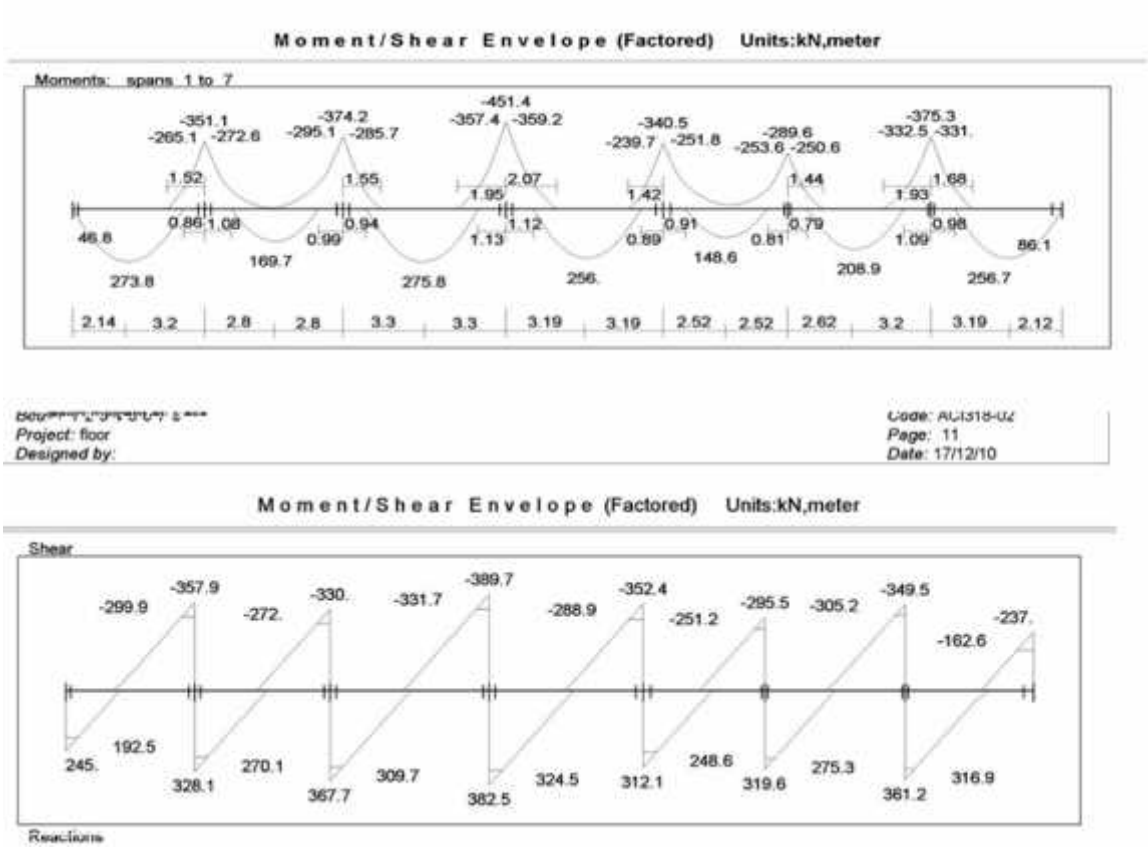


Figure (4-9) : Moment & shear envelope

Check Doubly:-

M_{umax} =359.2kN.m

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

C= 3/7 *d = 3/7 * 260 = 111.4 mm

a= 111.4*0.85 = 94.4 mm

$M_n = 0.85 * fc * b * a * \left(d - \frac{a}{2}\right)$

$M_n = 0.85 * 24 * 1.2 * .0944 * \left(0.26 - \frac{0.0944}{2}\right) * 10^3 = 491.7 kN.m$

$\emptyset = 0.65 * \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.817$

Φ Mn =491.7*0.817=401.7kN.m

Φ M_n = 401.7kN.m > M_{umax} = -359.2 kN.m

So it's Singly

4.4.1 Design of Span 1

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

4.4.1.1 Design of Positive moment

Mu = 273.8 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{273.8}{0.9} = 304.2 \text{ KN .m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{304.2 * 10^{-3}}{1.2 * (0.26)^2} = 3.75 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.75)}{420}}\right) = 0.00995$$

A req = ρ * b * d = 0.00995 * 120 * 26 =31.04cm²

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(26) \geq \frac{1.4}{420}(120)(26))$$

$As_{min} = 9.1 < 10.4$ ……the larger is control

$As_{min} = 10.4cm^2$

$31.04\,cm^2 > As_{min} = 10.4cm^2$

Use Φ 25 >> # of bar = $\frac{31.04}{4.91} = 6.3$

Then we select (7) bars Φ 25 $A_s\,provided = 7 * 4.91 = 34.37cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$7*491*420 = 0.85*1200*24*a$$

$$a = 58.97mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{58.97}{0.85} = 69.38mm$$

$$£_s = \frac{260-69.38}{69.38} X0.003$$

$$£_s = 0.0103 > 0.005$$

4.4.1.2 Design of Negative moment

$$b_w = 120cm, h = 32cm$$

$$d = 320-40-10-10 = 260mm$$

Mu = -272.6 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{272.6}{0.9} = 302.9 \text{ KN .m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2}$$

$$Kn = \frac{302.9*10^{-3}}{1.2*(0.26)^2} = 3.73 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(3.73)}{420}}) = 0.00989$$

A_{req} = ρ * b * d = 0.00989* 120* 26 = 30.86cm² > As_{min}

$$\text{Use } \Phi 25 >> \#\text{ of bar} = \frac{30.86}{4.91} = 6.3$$

Then we select (7) bars Φ 25 $A_s provided = 7*4.91 = 34.37cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$7*491*420 = 0.85*1200*24*a$$

$$a = 58.97mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{58.97}{0.85} = 69.38mm$$

$$£_s = \frac{260-69.38}{69.38} X0.003$$

$$£_s = 0.0103 > 0.005$$

4.4.1.3 Design of shear

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 1200 * 260/1000$$

= 191 KN

$$\Phi V_{smin} = 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*1200*260*10^{-3}.$$

ΦV_{smin} = 78 KN.

Vu = 302.1 KN (From shear Envelope)

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

$(191) < 302.1 \le (191+78)$

So category (3) doesn't satisfy.

Try Category (4) :-

$$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} < Vu \le (\Phi Vc + \Phi \frac{1}{3} . \sqrt{fc'} . b_w . d)$$

$$(191+78) < 302.1 \le (191+0.75*\frac{1}{3}*\sqrt{24}*1200*260)$$

$269 < 302.1 < 573$

So category (4) satisfy.

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

$Vc = \frac{\sqrt{24}}{6}$ 1200 * 260 = 254.7

$V_s = (V_u/0.75) - V_c$

$V_s = (302.1/0.75) - 254.7 = 148.1$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{F_{yt} * d}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{148.1}{420 * 260}$$

$$\frac{Av}{s} = 1.36 * 10^{-3}$$

Try Φ 10 = 79 mm^2

$$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 1.36 * 10^{-3}$$

S= 23 cm

S ≤ d/2 = 26/2 = 13 cm.

S ≤ 60 cm.

Use S = 10 cm

Then use 4 legs Φ 10 @ 10 cm.

4.4.2 Design of Span 2:-

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

4.4.2.1 Design of Positive moment

Mu = 169.7 KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{169.7}{0.9}$ = 188.56 KN .m

$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Kn = \frac{188.56 * 10^{-3}}{1.2 * (0.26)^2}$ = 2.32 Mpa

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(2.32)}{420}}\right) = 0.00564$$

A req = ρ * b * d = 0.00564 * 120 * 26 =17.6cm²

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(26) \geq \frac{1.4}{420}(120)(26))$$

$As_{\min} = 9.1 < 10.4$ …….the larger is control

$As_{\min} = 10.4cm^2$

$17.6\,cm^2 > As_{\min} = 10.4cm^2$

Use Φ 25 >> # of bar = $\frac{17.6}{3.14} = 5.6$

Then we select (6) bars Φ 20 $A_s\ provided = 6*3.14 = 18.84cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$6*314*420 = 0.85*1200*24*a$$

$$a = 32.32mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{32.32}{0.85} = 38mm$$

$$£_s = \frac{260-38}{38}X0.003$$

$$£_s = 0.0175 > 0.005$$

4.4.2.2 Design of Negative moment

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

Mu = -295.1 KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{295.1}{0.9}$ = 327.9 KN .m

$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Kn = \frac{327.9 * 10^{-3}}{1.2 * (0.26)^2}$ = 4.04Mpa

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

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(4.04)}{420}}) = 0.011$

$A_{req} = \rho * b * d = 0.011 * 120 * 26 = 34.32cm^2 > As_{min}$

Use Φ 25 >> # of bar = $\frac{34.32}{4.91}$ = 6.9

Then we select (7) bars Φ 25 $A_s provided = 7 * 4.91 = 34.37cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$7 * 491 * 420 = 0.85 * 1200 * 24 * a$

$a = 58.97mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{58.97}{0.85} = 69.38mm$

$£_s = \frac{260 - 69.38}{69.38} X 0.003$

$£_s = 0.0103 > 0.005$

4.4.2.3 Design of shear

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 1200 * 260/1000$

$= 191$ KN

$\Phi Vsmin = 0.75\ (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*1200*260*10^{-3}$.

$\Phi Vsmin = 78$ KN.

$Vu = 274.2$ KN (From shear Envelope)

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

$(191) < 274.2 \le (191+78)$

So category (3) doesn't satisfy.

Try Category (4) :-

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} < Vu \le (\Phi Vc + \Phi \frac{1}{3} . \sqrt{fc'} . b_w . d)$

$(191+78) < 274.2 \le (191+0.75*\frac{1}{3}*\sqrt{24}*1200*260)$

$269 < 274.2 < 573$

So category (4) satisfy.

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

$Vc = \frac{\sqrt{24}}{6}\ 1200 * 260 = 254.7$

$V_s = (V_u/0.75) - V_c$

$V_s = (274.2/0.75) - 254.7 = 110.9$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{F_{yt} * d}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{110.9}{420 * 260}$$

$$\frac{Av}{s} = 1.02 * 10^{-3}$$

Try Φ 10 = 79 mm^2

$$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 1.02 * 10^{-3}$$

S= 31 cm

S ≤ d/2 = 26/2 = 13 cm.

S ≤ 60 cm.

Use S = 10 cm

Then use 4 legs Φ 10 @ 10 cm.

4.4.3 Design of Span 3

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

4.4.3.1 Design of Positive moment

Mu = 275.8 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{275.8}{0.9} = 306.4 \text{ KN .m}$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$\text{Kn} = \frac{306.4 * 10^{-3}}{1.2 * (0.26)^2} = 3.78 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.78)}{420}}\right) = 0.01$$

A req = ρ * b * d = 0.01 * 120 * 26 =31.2cm²

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(26) \geq \frac{1.4}{420}(120)(26))$$

$As_{min} = 9.1 < 10.4$ ……the larger is control

$As_{min} = 10.4cm^2$

$31.2\,cm^2 > As_{min} = 10.4cm^2$

Use Φ 25 >> # of bar = $\frac{31.2}{4.91} = 6.35$

Then we select (7) bars Φ 25 $A_s\,provided = 7*4.91 = 34.37cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$7*491*420 = 0.85*1200*24*a$

$a = 58.97mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{58.97}{0.85} = 69.38mm$

$£_s = \frac{260-69.38}{69.38}$X0.003

$£_s = 0.0082 > 0.005$

4.4.3.2 Design of Negative moment

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320-40-10-10 = 260mm$

Mu = -359.2 KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{359.2}{0.9} = 396.9$ KN .m

Kn = $\frac{Mn}{b*d^2}$

Kn = $\frac{396.9*10^{-3}}{1.2*(0.26)^2} = 4.89$Mpa

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

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

ρ = $\frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(4.89)}{420}}) = 0.013$

A_{req} = ρ * b * d = 0.013* 120* 26 = 40.56cm² > As_{min}

Use Φ 25 >> # of bar = $\frac{40.56}{4.91}$ = 8.3

Then we select (9) bars Φ 25 $A_s\ provided = 9*4.91 = 44.19cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$9*491*420 = 0.85*1200*24*a$

$a = 75.82mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{75.82}{0.85} = 89.2mm$

$£_s = \frac{260-89.2}{89.2} X0.003$

$£_s = 0.0057 > 0.005$

4.4.3.3 Design of shear

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

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 1200 * 260/1000

= 191 KN

Φ Vsmin = 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d =0 .75*($\frac{1}{3}$)*1200*260*10^{-3}.

Φ Vsmin = 78 KN.

Vu = 333.9 KN (From shear Envelope)

Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

(191) < 333.9≤ (191+78)

So category (3) doesn't satisfy.

Try Category (4) :-

Φ Vc + Φ Vs_{min} < Vu ≤ (Φ Vc+ Φ $\frac{1}{3}$.$\sqrt{fc'}$. b_w .d)

$(191+78) < 333.9 \leq (191+0.75*\frac{1}{3}*\sqrt{24}*1200*260)$

$269 < 333.9 < 573$

So category (4) satisfy.

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

$Vc = \frac{\sqrt{24}}{6}\ 1200 * 260 = 254.7$

$V_s = (V_u/0.75)-V_c$

$V_s = (333.9/0.75)-254.7 = 190.5$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{F_{yt} * d}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{190.5}{420 * 260}$$

$$\frac{Av}{s} = 1.74 * 10^{-3}$$

Try Φ 10 = 79 mm^2

$$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 1.02 * 10^{-3}$$

S= 31 cm

S ≤ d/2 = 26/2 = 13 cm.

S ≤ 60 cm.

Use S = 10 cm

Then use 4 legs Φ 10 @ 10 cm.

4.4.4 Design of Span 4

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

4.4.4.1 Design of Positive moment

Mu = 256 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{256}{0.9} = 284.44 \text{ KN .m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{284.44 * 10^{-3}}{1.2 * (0.26)^2} = 3.51 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.51)}{420}}\right) = 0.00923$$

A req = ρ * b * d = 0.00923 * 120 * 26 =28.79cm²

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(26) \geq \frac{1.4}{420}(120)(26))$$

$As_{\min} = 9.1 < 10.4$ ……**the larger is control**

$As_{\min} = 10.4 cm^2$

$28.79\, cm^2 > As_{\min} = 10.4 cm^2$

$$\text{Use } \Phi 25 \text{ >> \# of bar} = \frac{28.79}{4.91} = 5.86$$

Then we select (6) bars Φ 25 $A_s\, provided = 6 * 4.91 = 29.46 cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$6*491*420 = 0.85*1200*24*a$$

$$a = 50.54mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{50.54}{0.85} = 59.46mm$$

$$£_s = \frac{260 - 59.46}{59.46} X0.003$$

$$£_s = 0.01 > 0.005$$

4.4.4.2 Design of Negative moment

$$b_w = 120cm, h = 32cm$$

$$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$$

Mu = -251.8 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{251.8}{0.9} = 279.78 \text{ KN .m}$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b*d^2}$$

$$\text{Kn} = \frac{279.78*10^{-3}}{1.2*(0.26)^2} = 3.45\text{Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.45)}{420}}) = 0.0091$$

$A_{req} = \rho * b * d = 0.0091* 120* 26 = 28.39\text{cm}^2 > As_{min}$

$$\text{Use } \Phi 25 >> \#\text{ of bar} = \frac{28.39}{4.91} = 5.78$$

Then we select (6) bars Φ 25 $A_s\ provided = 6*4.91 = 29.46cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$6*491*420 = 0.85*1200*24*a$

$a = 50.5mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{50.5}{0.85} = 59.4mm$

$£_s = \frac{260-59.4}{59.4} X0.003$

$£_s = 0.01 > 0.005$

4.4.4.3 Design of shear

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}$ 1200 * 260/1000

= 191 KN

$\Phi Vsmin = 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*1200*260*10^{-3}.$

Φ Vsmin = 78 KN.

Vu = 326.7 KN (From shear Envelope)

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

$(191) < 326.7 \le (191+78)$

So category (3) doesn't satisfy.

Try Category (4) :-

$\Phi Vc + \Phi Vs_{min} < Vu \le (\Phi Vc + \Phi \frac{1}{3} . \sqrt{fc'} . b_w .d)$

$(191+78) < 326.7 \le (191+0.75*\frac{1}{3}*\sqrt{24}*1200*260)$

$269 < 326.7 < 573$

So category (4) satisfy.

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

$Vc = \frac{\sqrt{24}}{6}\ 1200 * 260 = 254.7$

$V_s = (V_u/0.75) - V_c$

$V_s = (326.7/0.75) - 254.7 = 180.9$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{F_{yt} * d}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{180.9}{420 * 260}$$

$$\frac{Av}{s} = 1.66 * 10^{-3}$$

Try Φ 10 = 79 mm^2

$$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 1.66 * 10^{-3}$$

S= 19 cm

S ≤ d/2 = 26/2 = 13 cm.

S ≤ 60 cm.

Use S = 10 cm

Then use 4 legs Φ 10 @ 10 cm.

4.4.5 Design of Span 5

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

4.4.5.1 Design of Positive moment

Mu = 148.6 KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{148.6}{0.9}$ = 165.1 KN .m

$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Kn = \frac{165.1 * 10^{-3}}{1.2 * (0.26)^2}$ = 2.0 Mpa

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(2.0)}{420}}\right) = 0.0051$$

A req = ρ * b * d = 0.0051 * 120 * 26 =15.91cm²

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(26) \geq \frac{1.4}{420}(120)(26))$$

$$As_{\min} = 9.1 < 10.4 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 10.4cm^2$$

$$15.91\,cm^2 > As_{\min} = 10.4cm^2$$

Use Φ 20 >> # of bar = $\frac{15.91}{3.14} = 5.1$

Then we select (6) bars Φ 20 $A_s\ provided = 6*3.14 = 18.84cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$6*314*420 = 0.85*1200*24*a$$

$$a = 32.32mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{32.32}{0.85} = 38.02mm$$

$$£_s = \frac{260-38.02}{38.02} X0.003$$

$$£_s = 0.0187 > 0.005$$

4.4.5.2 Design of Negative moment

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

Mu = -253.6 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{253.6}{0.9} = 281.78 \text{ KN .m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2}$$

$$Kn = \frac{281.78*10^{-3}}{1.2*(0.26)^2} = 3.47\text{Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(3.47)}{420}}\right) = 0.0091$$

$A_{req} = \rho * b * d = 0.0091* 120* 26 = 28.4\text{cm}^2 > As_{min}$

$$\text{Use } \Phi 25 >> \#\text{ of bar} = \frac{28.4}{4.91} = 5.8$$

Then we select (6) bars Φ 25 $A_s\ provided = 6*4.91 = 29.46cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$6*491*420 = 0.85*1200*24*a$$

$$a = 50.5mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{50.5}{0.85} = 59.4mm$$

$$£_s = \frac{260-59.4}{59.4}\text{X}0.003$$

$$£_s = 0.01 > 0.005$$

4.4.5.3 Design of shear

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

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 1200 * 260/1000$$

= 191 KN

Φ Vsmin = 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75*$(\frac{1}{3})$*1200*260*10^{-3}.

Φ Vsmin = 78 KN.

Vu = 253.4 KN (From shear Envelope)

Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

(191) < 253.4≤ (191+78)

So category (3) satisfy.

$$(\frac{Av}{s})min = \frac{1}{3} * \frac{bw}{F_{yt}}$$

$$\geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{fc'}}{F_{yt}} * bw$$

$$\frac{Av}{s}\ min = \frac{1}{3} * \frac{1.2}{420} = 9.5 * 10^{-4}$$

$$\geq \frac{1}{16} * \frac{\sqrt{24'}}{420} * 1.2 = 8.7 * 10^{-4}$$

So $\frac{Av}{s}\ min = 9.5 * 10^{-4}$

Try Φ 10 = 79 mm^2

$$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 9.5 * 10^{-4}$$

S= 33 cm

S ≤ d/2 = 26/2 = 13 cm.

S ≤ 60 cm.

Use S = 10 cm

Then use 4 legs Φ 10 @ 10 cm.

4.4.6 Design of Span 6

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

4.4.6.1 Design of Positive moment

Mu = 208.9 KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{208.9}{0.9}$ = 232.1 KN .m

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2}$$

$$Kn = \frac{232.1*10^{-3}}{1.2*(0.26)^2} = 2.86 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(2.86)}{420}}\right) = 0.0074$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.0074 * 120 * 26 = 23.1 cm^2$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(26) \geq \frac{1.4}{420}(120)(26))$$

$$As_{min} = 9.1 < 10.4 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{the larger is control}$$

$$As_{min} = 10.4 cm^2$$

$$23.1\, cm^2 > As_{min} = 10.4 cm^2$$

$$\text{Use } \Phi\ 20 \gg \#\text{ of bar} = \frac{23.1}{3.14} = 7.53$$

Then we select (8) bars Φ 20 $\quad A_s\ provided = 8*3.14 = 25.12 cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

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

$$8*314*420 = 0.85*1200*24*a$$

$$a = 43.1 mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{43.1}{0.85} = 50.7 mm$$

$$£_s = \frac{260 - 50.7}{50.7} X 0.003$$

$$£_s = 0.012 > 0.005$$

4.4.6.2 Design of Negative moment

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

Mu = -332.5 KN .m

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{332.5}{0.9}$ = 369.5 KN .m

$Kn = \frac{Mn}{b * d^2}$

$Kn = \frac{369.5 * 10^{-3}}{1.2 * (0.26)^2}$ = 4.5Mpa

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

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

$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(4.5)}{420}}) = 0.012$

$A_{req} = \rho * b * d = 0.012 * 120 * 26 = 37.44cm^2 > As_{min}$

Use Φ 25 >> # of bar = $\frac{37.44}{4.91}$ = 7.6

Then we select (8) bars Φ 25 $A_s provided = 8 * 4.91 = 39.28cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$8 * 491 * 420 = 0.85 * 1200 * 24 * a$

$a = 67.4mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{67.4}{0.85} = 79.3mm$

$£_s = \frac{260 - 79.3}{79.3} X0.003$

$£_s = 0.0068 > 0.005$

4.4.6.3 Design of shear

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 1200 * 260/1000$

$= 191$ KN

$\Phi Vsmin = 0.75 (\frac{1}{3}) * bw * d = 0.75*(\frac{1}{3})*1200*260*10^{-3}$.

$\Phi Vsmin = 78$ KN.

Vu = 307.4 KN (From shear Envelope)

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

$(191) < 307.4 \leq (191+78)$

So category (3) doesn't satisfy.

Try Category 4:-

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

$Vc = \frac{\sqrt{24}}{6} 1200 * 260 = 254.7$

$V_s = (V_u/0.75)-V_c$

$V_s = (307.4/0.75)-254.7 = 155.17$

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{F_{yt} * d}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{155.17}{420 * 260}$$

$$\frac{Av}{s} = 1.42 * 10^{-3}$$

Try Φ 10 = 79 mm^2

$$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 1.42 * 10^{-3}$$

S= 22 cm

$S \leq d/2 = 26/2 = 13$ cm.

S ≤ 60 cm.

Use S = 10 cm

Then use 4 legs Φ 10 @ 10 cm.

4.4.7 Design of Span 7

$b_w = 120cm, h = 32cm$

$d = 320 - 40 - 10 - 10 = 260mm$

4.4.7.1 Design of Positive moment

Mu = 256.7 KN .m

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{256.7}{0.9} = 285.2 \text{ KN .m}$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{b * d^2}$$

$$\text{Kn} = \frac{285.2 * 10^{-3}}{1.2 * (0.26)^2} = 3.5 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(3.5)}{420}}\right) = 0.0092$$

A req = ρ * b * d = 0.0092 * 120 * 26 =28.7cm²

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(26) \geq \frac{1.4}{420}(120)(26))$$

$As_{\min} = 9.1 < 10.4$ ……**the larger is control**

$As_{\min} = 10.4cm^2$

$28.7\,cm^2 > As_{\min} = 10.4cm^2$

Use Φ 25 >> # of bar = $\frac{28.7}{4.91}$ = 5.8

Then we select (6) bars Φ 20 $A_s\ provided = 6*4.91 = 29.46cm^2$

- **Check for yielding**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$6*491*420 = 0.85*1200*24*a$

$a = 50.5mm$

$x = \frac{a}{1} = \frac{43.1}{0.85} = 59.4mm$

$£_s = \frac{260-59.1}{59.1} X0.003$

$£_s = 0.010 > 0.005$

4.4.7.3 Design of shear

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

= 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 1200 * 260/1000

= 191 KN

Φ V_{smin} = 0.75 ($\frac{1}{3}$) * bw * d =0 .75*($\frac{1}{3}$)*1200*260*10^{-3}.

Φ V_{smin} = 78 KN.

Vu = 319.1 KN (From shear Envelope)

Φ Vc ≤ Vu ≤ Φ Vc + Φ V_{smin}

(191) < 319.1≤ (191+78)

So category (3) doesn't satisfy.

Try Category 4:-

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

Vc = $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 1200 * 260 = 254.7

$V_s = (V_u/0.75) - V_c$

V_s= (319.1/0.75)-254.7 = 170.77

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{F_{yt} * d}$$

$$\frac{Av}{s} = \frac{170.77}{420 * 260}$$

$$\frac{Av}{s} = 1.56 * 10^{-3}$$

Try Φ 10 = 79 mm^2

$$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 1.56 * 10^{-3}$$

S= 20 cm

S ≤ d/2 = 26/2 = 13 cm.

S ≤ 60 cm.

Use S = 10 cm

Then use 4 legs Φ 10 @ 10 cm.

4.5 Design of Beam 28:

4.5.1 Determination of Loads:

Tiles → 0.03*0.65*22 = **0.429 KN/m**.

Mortar → 0.02*0.65*23 = **0.299 KN/m.**

Sand Fill → 0.07*0.65*17 = **0.7735 KN/m**.

Topping → 0.1*0.65*25 = **1.625 KN/m**.

Rib → 0.3*0.15*25 = **1.125 KN/m.**

Block → **weight neglected**.

Below concrete → 0.1*0.65*0.25 = **1.625 KN/m**.

Plaster → 0.02*0.65*23 = **0.299 KN/m**.

Partition→ 1.25*0.65 = **0.8125 KN/m**.

Nominal Total Dead Load =

0.429 + 0.299 + 0.72 + 0.7735 + 1.625 + 1.125 + 1.625 + 0.299+0.8125

= 6.988 kN/m of rib

Use 7.0 kN/m of rib

7/0.65 = 10.8 kN/m

Total live load = 5 kN/m^2

Calculations of Dead load for beam 28 :-

DL_1 = 10.8 * 4.2 = 45.36 kN/m

DL_2 = Weight of Concrete Beam = 1.5* 0.5*25 = 18 .75 kN/m

DL_3 = Tiles, Mortar, sand & plaster= 6.03 kN/m (Above the Beam)

DL_4 = Weight of Steel = 335 lb/ft = 335 * 4.448/0.3048 = 4.9 kN/m ≈ 5 kN/m

Total Dead Load = 45.36+18.75+6.03+5 = 75.14 kN/m

Total Live Load = 5 * 5.7 = 28.5 kN/m

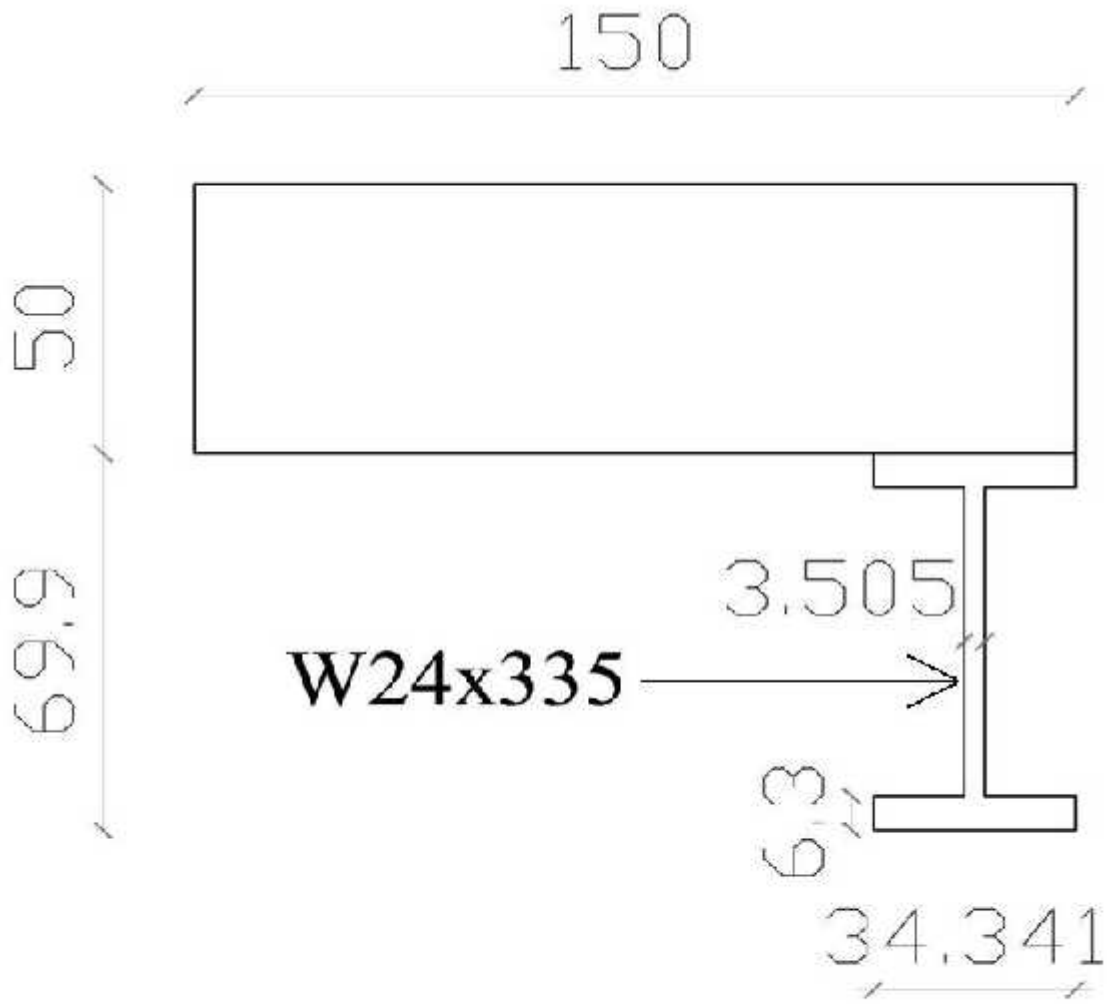


Figure (4-10) : Geometry of Composite Beam

4.5.2 Design Beam 28:

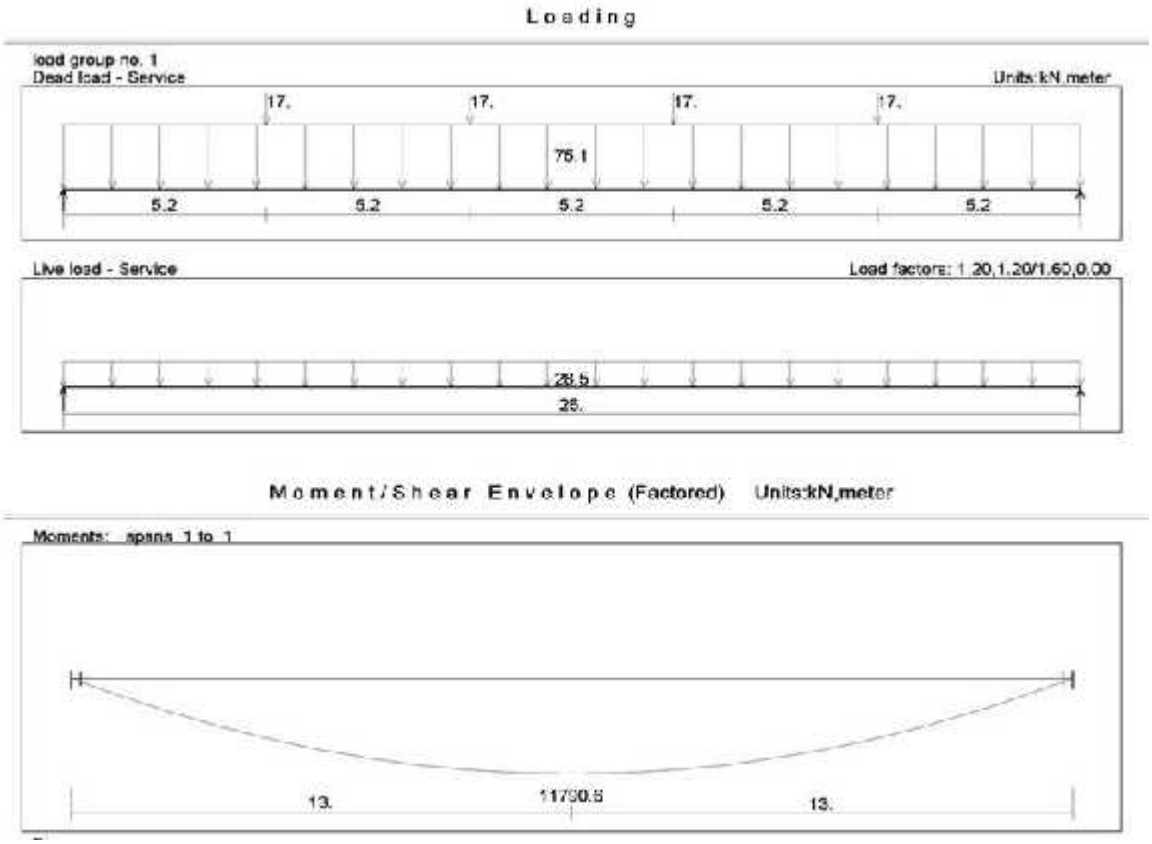


Figure (4-11) : Loading & Moment/Shear Evelope

Select W24*335 (A572 Grade 50)

A = 98.4 in^2 = 0.0635 m^2 d= 27.52 in = 699 mm

t_w= 1.38 in = 35.052 mm t_f = 2.48 in = 62.992 mm

F_y = 50 ksi = 50 * 1000/145 = 345 MPa

Select a=500 mm

d= 699/2 +500 = 849.5 mm

$M_n = A_s * F_y * (d - a/2)$

$$\frac{11790.6}{0.9} = As * 345 * \left(849.5 - \frac{500}{2}\right)$$

As_{req} = 0.06334 < 0.0635

T=C

345 * 0.0635 = 0.85 * 24 * 1.5 * a

a = 715.75 mm > 500 mm

Cc = 0.85 * f_c * b_E * t

Cc= 0.85 * 24 * 1500 * 500

Cc= 15300 kN

$$Cs = \frac{As * Fy - Cc}{2}$$

$$Cs = \frac{63500 * 345 - 15300000}{2} = 3303.75\ kN$$

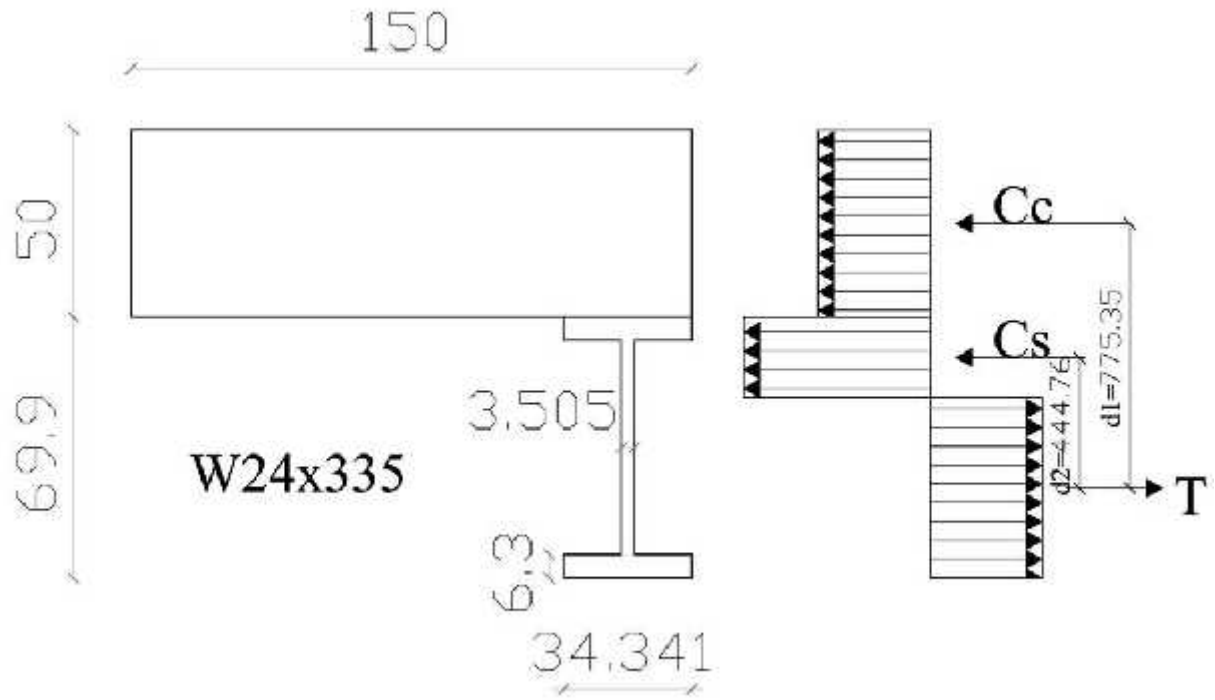


Figure (4-12) : Compression & Tension In composite Beam

M_n=Cc*d_1 + Cs*d_2

= 15300*0.77535+3303.75*0.44476

M_n= 13332.2 kN.m

ΦMn= 13332.2 *0.9 = 11999 kN

ΦM_n=11999kN > M_u=11790.6kN

Ok

Connector design

Select MC = 10 * 41.1

d = 10 in = 254 mm

A= 12.1 in^2

t_w= 0.796 in = 20.22 mm

t_f= 0.575 in = 14.605 mm

$$Qn = 0.3\ \ tf + 0.5tw\ \ Lc\ \ \sqrt{fc * Ec}$$

Ec= 4750* $\sqrt{24}$ = 23270 MPa

Assume Lc = 300 mm

$$Qn = 0.3\ \ 14.605 + 0.5 * 20.22\ \ 300\ \sqrt{24 * 23270}$$

Qn = 1108193.7 N = 1662.3kN

C_{max} = 0.85-f_c*b_E*t_s

= 0.85*24*1500*500

C_{max} = 15300 kN

T_{max} = As*Fy

= 63500* 345 = 21907.5 kN

N:Total number of shear connectors required between Zero & Maximum Bending Moment

$$N = \frac{C_{max}}{Qn}\ or\ \frac{T_{max}}{Qn}\ , Whichever\ is\ smaller$$

$$N = \frac{C_{max}}{Qn} = \frac{15300}{1662.3} = 9.2$$

Use 18 channel profile per half span

Then we calculate the distance between Channel profiles:

S = (26 – 0.5)/(2*18) = 0.71 m

Q_n for one channel =15300/18 =850kN

Welding Calculation (Channel Profile with I-Section)

Type of welding is fillet welding.

Select a = 7 mm

a_{min} = 6 mm

a_{max} = t – 1.5875 = 14.605 – 1.5875 = 13.0175 mm

a_{min} = 6 <a = 7 <a_{max} = 13.0175

$t_e = 0.707 * a$

te = 0.707 * 7 = 4.949 mm

Shear Action :-

$\Phi R_{nw} = 0.75 * t_e * 0.6 * F_{uw}$

F_{uw} = 70 ksi = 483 MPa

$\Phi R_{nw} = 0.75 * 4.949 * 0.6 * 483$

ΦR_{nw}=1.07 kN/mm

Q_n =850kN

$$L = \frac{Qn}{\Phi Rnw} = \frac{850}{1.07} = 794.4\ mm$$

Perimeter Of channel= 2*bf + 2* Lc

= 2* 109.75 + 2*300 =819.5 mm

The Welding is for all Perimeter

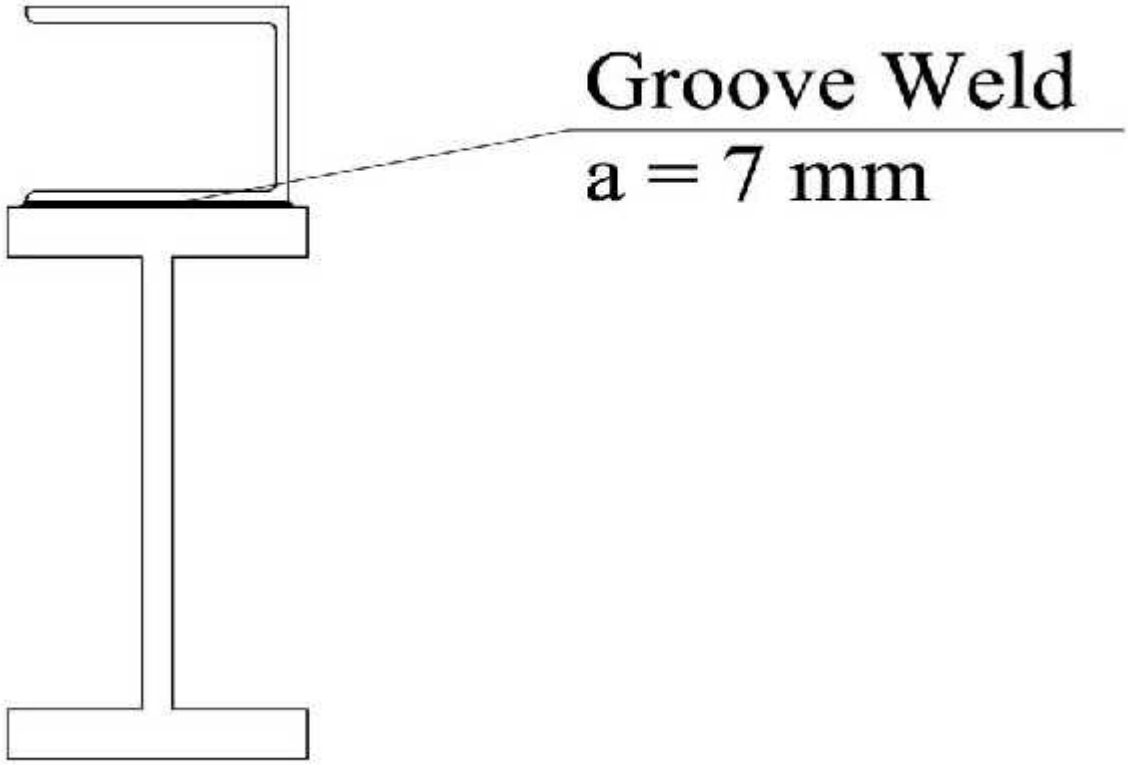


Figure (4-13) : Groove Weld In composite Beam

4.6 Design of Short Column (C47) :-

4.6.1 Design of longitudinal Reinforcement :

P_u = 3125 KN

$$P_{n(max)} = \frac{p_u}{0.65} = \frac{3125}{0.65} = 4807.7kN.$$

Assume $\rho_g = 0.015$

$$P_{n(max)} = 0.8 \times Ag\{0.85\, fc' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$4807.7 * 1000 = 0.8 \times Ag\{0.85 \times 24 + 0.015(420 - 0.85 \times 24)\}$$

$Ag = 2276.9\ cm^2$

$X = \sqrt{2276.9} = 47.7$ mm

Select 50*50 cm with Ag = 2500 cm² > Ag_{req} = 2276.9 cm²

4.6.2 Check Slenderness Effect :

$$\left(\frac{Klu}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M1}{M2}\right) \le 40 \quad \text{..... ACI 10-12-2}$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

K = 1

Lu = 3.0 m

r = 0.3h = 0.3 x 0.5 = 0.15

$$\frac{M1}{M2} = 1.0$$

$$\frac{1x3}{0.15} \le 34 - 12x1 \le 40 \text{.....} ACI - (10.12.2)$$

$20 \le 22 \le 40$

$\therefore$ *ShortColoumn*

$\therefore$ Slenderness effect must not be considered

$$P_{n(max)} = 0.8 \times Ag\{0.85\, fc' + \rho_g (f_y - 0.85 f_c')\}$$

$$4807.8 \times 1000 = 0.8 \times 250 \times 1000\{0.85 \times 24 + \rho_g (420 - 0.85 \times 24)\}$$

ρ_g =0.0091

$A_s = 0.0091 \times 2500$

$A_s = 22.75\ cm^2$

Check As min :

$\rho = \rho_{min} = 1\ \%$

$A_{s\ min} = \rho_{min} \times Ag$

$A_{s\ min} = 0.01 \times (50 \times 50)$

$A_{s\ min} = 25\ cm^2$

➔ $A_{s\ min} = 25\ cm^2 > A_{s\ req} = 22.75\ cm^2$

Use Φ 25 $>>$ $\#\ of\ bar = \frac{25}{3.14} = 7.96$

Use 8Φ20 with As = 25.12 cm² > As_{min} = 25 cm²

4.6.3 Design of the Tie Reinforcement:

For Φ 10 mm ties :

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$S \leq 16 \times 2.0 = 32$ cm

$S \leq 48 \times 1.0 = 48$ cm

$S \leq 50$

Use Φ10@ 25cm ties

4.9.4 Short Column Detail:

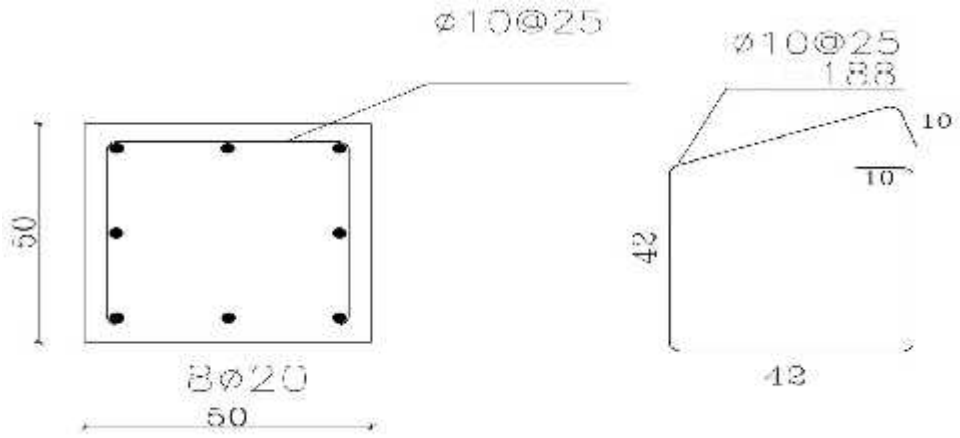


Figure (4-14) : Short Column Detail

4.7 Design of Long Column (C6) :

4.7.1 Design of Longitudinal Reinforcement :

Select column (C6) for design

Pu = 1500 KN

Pn = 1500/(0.65) = 2307.7 KN

$°g = 2\ \%$

$$Pn = 0.8 * Ag\{0.85 * fc' + °g(fy - 0.85\,fc')\}$$
$$2.3077 = 0.8 * Ag[0.85 * 24 + 0.02 * (420 - 0.85 * 24)]$$
$$Ag = 0.0102 m^2$$

Use 30*40cm with Ag = 1200cm² > Ag_{req} = 1020 cm²

4.7.2 Check Slenderness Effect :

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

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 = 3.0 m

M1&M2 =1

K=1 , According to ACI 318-2002 (**10.10.6.3)** The effective length factor, ***k***, shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \quad .... ACI - (10.12.2)$$
$$\frac{1 * 3.0}{0.3 * 0.4} = 25 > 22$$
$$\therefore long \quad Coloumn$$

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

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750 * \sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1080)}{1500} = 0.864$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.3*0.4^3}{12} = 0.0016m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270.15*10^6*0.0016}{1+0.864} = 8.0MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2*8}{(1.0*3)^2} = 8.76MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1500/0.75*8.76*10^3)} = 1.296 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 400 = 27\,mm = 0.027\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.027 * 1.296 = 0.0350$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0350}{0.4} = 0.087$$

In The Other Direction

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

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270.15Mpa$$

$$_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2(1080)}{1500} = 0.864$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.4*0.3^3}{12} = 0.0009m^4$$

$$EI = \frac{0.3*23270.15*10^6*0.0009}{1+0.864} = 3.37MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2*3.37}{(1.0*3)^2} = 3.7MN.$$

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

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

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

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(1500/0.75*3.7*10^3)} = 2.18 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03*h = 15 + 0.03*300 = 24mm = 0.024\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.024*2.18 = 0.0523$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0523}{0.3} = 0.174$$

From Interaction Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{1500}{0.3*0.4}*\frac{145}{1000} = 1812.5\ \ Psi$$

$$°_g = 0.0165$$

$A_s = \rho * Ag = 0.0165*40*30 = 19.8\ cm^2$

Use Φ 16 >> $\#\ of\ bar = \frac{19.8}{2.01} = 9.98$

Use 10 Φ 16 with As = 20.1 cm² >As_{req} = 19.8 cm²

4.7.3 Design of the Tie Reinforcement :

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

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

$S \le$ Least dimension.

$Spacing \le 16 \times d_b\,(Longitudinal.bar.diameter) = 16 \times 1.6 = 25.6cm.$

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

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

$\therefore$ *Use* 1¤10@25*cm*

Detail of column 6:-

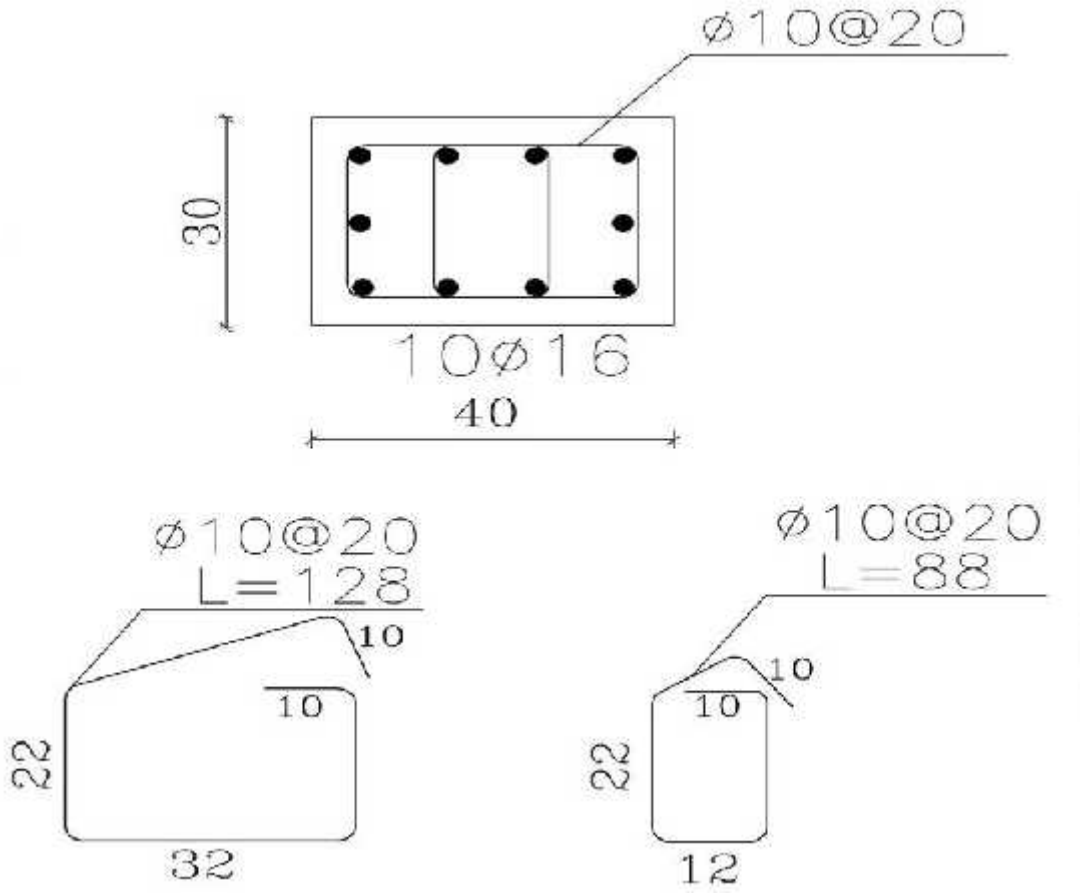


Figure (4-15) : Long Column Detail

4.8 Design of Isolated Footing (F7) :

4.8.1 Determination of Loads:

Total factored load = 3800 KN.

Total services load = 2750 KN

Column Dimensions = 60*30 cm.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (70 cm) thick.

Footing weight = $1.2 \times (25 \times 0.7)$ = 21 KN/m2.

Soil weight above the footing = $1.6 \times (0.6) \times 18$ = 17.28 KN/m2.

live load =5 kN/m^2

q_{allow} =400-5-17.28-21=356.72 kN/m^2

4.8.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{2750}{356.72} = 7.71\ m^2$$

L= 2.78 m

Try 2.80 * 2.80 m with area = $7.84m^2 > A_{req} = 7.71\ m^2$

determinate q_u = 3800/7.84 = 484.7KN/m

4.8.3 Determination the depth of footing based on shear strength:

Assume h = 70 cm ….. d = 700-75-20 = 605 mm

***Check for one way shear strength**

$$Critical Section\ at\ \frac{a}{2}+d$$

$$\frac{a}{2}+d=\frac{0.6}{2}+0.605=0.905m$$

$$Vu=\pm *\left(\frac{L_{Foundation}}{2}-(\frac{a}{2}+d)\right)*B_{Foundation}$$

$$Vu = 484.7 * (\frac{2.8}{2} - 0.905) * 2.8 = 671.8KN$$

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

$$¤.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2800 * 605 = 1383.1KN$$

$$¤.Vc = 1383.1KN > Vu = 671.8KN$$

$$\therefore \quad Safe$$

4.8.4 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:

$$_C = \frac{Column\ \ Length\ \ (a)}{Column\ \ Width\ \ (b)} = \frac{60}{50} = 1.2$$

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

$$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(60 + 60.5) + 2(50 + 60.5) = 4.62m$$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.2}\right) * \sqrt{24} * 4620 * 605 = 4564Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o / d} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 0.605}{4.62} + 2\right) * \sqrt{24} * 4620 * 605 = 6195Kn$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 4620 * 605 = 3423Kn$$

¤.$V_C = 3423Kn$ .... *Control*

$Vu = 484.7*\{(2.8*2.8)-(0.5+0.605)*(0.6+0.605)\} = 3154.7kN$

¤.$Vc = 3423Kn > Vu_C = 3154.7Kn$..... *satisfied*

4.8.5 Design of Bending Moment:

$Mu = 484.7*2.8*1.15^2/2 = 897.5kN.m$

Mu =897.5 Kn.m

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{897.5}{0.9} = 997.2KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{997.2\times10^6}{2800\times605^2} = 0.973Mpa$$

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

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

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.973}{420}}\right) = 0.00237$$

$As_{Req.} = °*b*d = 0.00237*280*60.5 = 40.15\ cm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018*b*h = 0.0018*280*70 = 35.28cm^2$

$As_{Req.} = 40.15 > As_{Shrinkage} = 35.28cm^2$

Select 16¤18....$As_{Provided} = 40.64cm^2 > 40.15cm^2$.....*ok*

Check of strain:

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

$$4064 * 420 = 0.85 * 24 * 2800 * a$$

$$a = 29.88mm$$

$$x = \frac{a}{1} = \frac{29.88}{0.85} = 35.15mm$$

$$£_s = \frac{605 - 35.15}{35.15} * 0.003 = 0.049$$

$$£_s = 0.049 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.8.6 Development Length of main Reinforcement for M_u1 :

$Ld_{(1)req} = \frac{0.24\,fy}{\sqrt{fc}}db = \frac{0.24*420}{\sqrt{24}}1.8 = 37.04cm$.

$Ld_{(2)req} = 0.044 \times fy \times db = 0.044 \times 420 \times 1.8 = 33.3cm$

$Ld_{(2)req} = 33.3cm < Ld_{(1)req} = 37.04cm$ ➔ control

Available $Ld = (700 - 75 - 2*18) = 589$ mm.

Available $Ld = 58.9$ cm $> Ld_{(1)req} = 37.04cm$

Using hook $\geq 16*¤$

Required length of hook $\geq 16*¤ \geq 16*1.8 = 28.8$ cm

Use Hooksel. = 30 cm > Hookreq = 28.8cm

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr}{db} + cb} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 18 = 444.4\,mm$$

$Ld_{available} = 1150\text{-}75 = 1075$mm

$Ld_{available} = 1075$ mm $> ld_{req} = 444.4mm$

4.8.7 Check transfer of load at base of column:

$\phi.Pn = \phi.(0.85\, fc'Ag)$

$\phi.Pn = 0.65*[0.85*24*(600*500)]/1000 = 3978Kn$

$But\ \ Pu = 3800 < \phi.Pn = 3978Kn$

∴ **Dowels are not required for load transfer.**

But use the minimum reinforcement of dowels:

$As_{\min} = 0.005*Ag = 0.005*60*50 = 15cm^2$

Use the column bars as a dowels

$Select\ \ 12\Phi 20$

$As_{Provided} = 37.68cm^2 > As_{Req.} = 15cm^2$

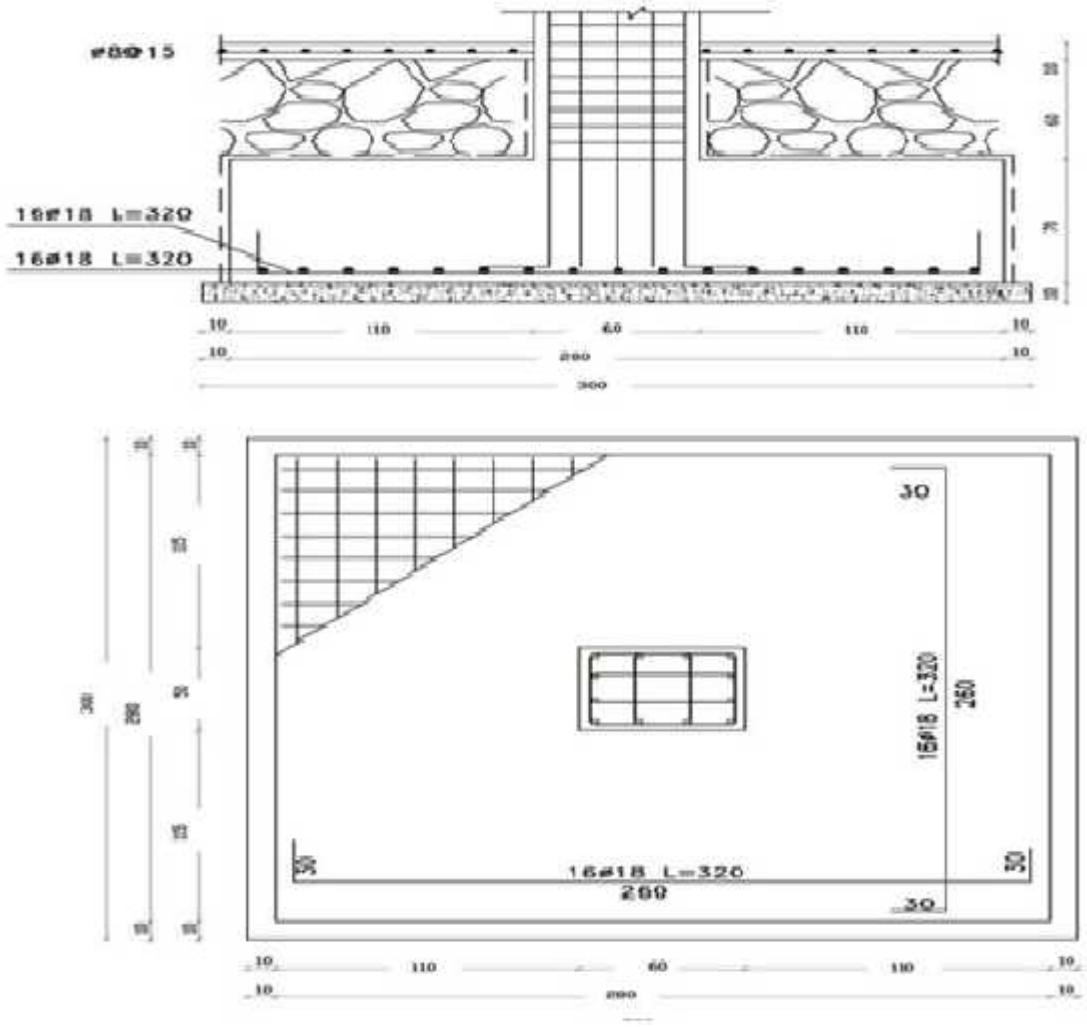


Figure (4-16) : Footing's Detail

4.9 Design of Basement Wall:-

¤ = 30

Soil density = 18 Kg/cm3

k_o= 1-sin¤

k_o= 1- sin 30 = 0.5

W_{min}= 0.5*5 = 2.5 kN/m

W_{max}= 0.5*5+18*3.85*0.5 = 37.15 kN/m

$W_{min(factored)}$ =1.6*2.5= 4kN/m

$W_{max(factored)}$ = 1.6*37.15= 59.44kN/m

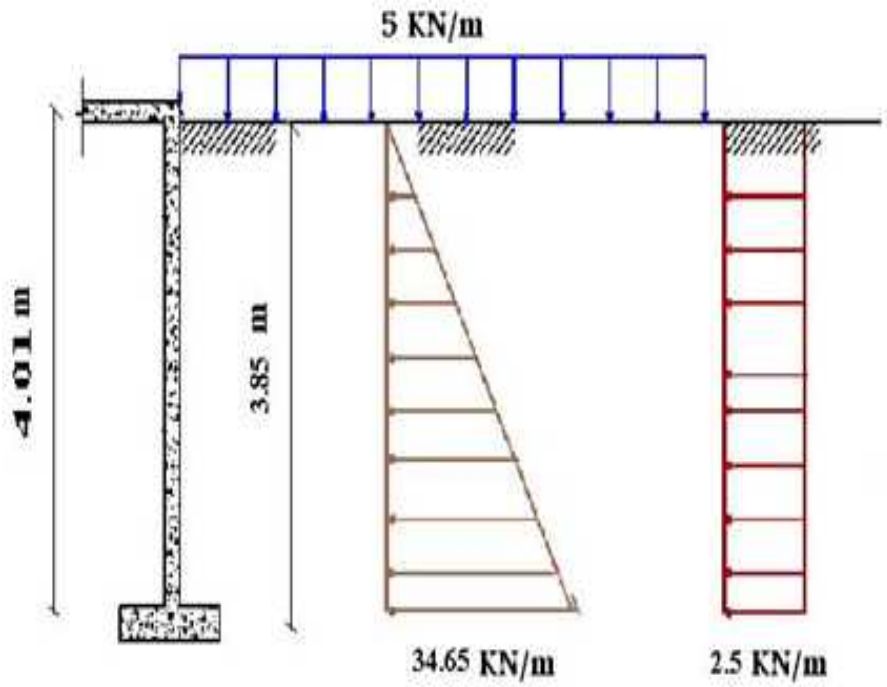


Figure (4-17) : Load on Basement Wall

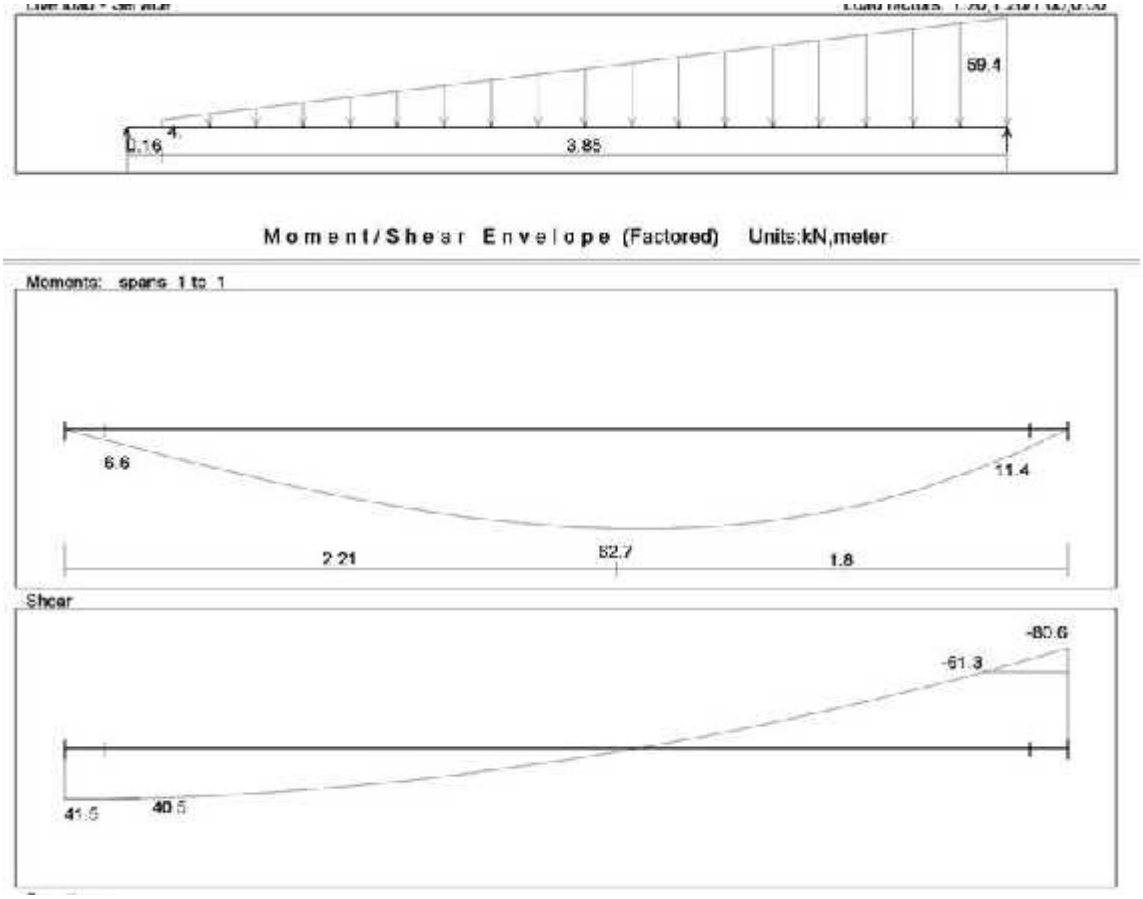


Figure (4-18) : Loads & Shear/Moment envelope for basement wall

Assume h = 250 mm

d = 250 – 20 – 14/2 = 223 mm

Vu_d= 61.3 kN

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

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

$$\emptyset Vc > Vu$$

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 ¤ **8**

50 /0.51 = 9.8

Use ¤ 8 at 20 cm c/c

Design for Bending Moment:-

Mu_{max} **= 62.7 kN/m**

$$Mn = \frac{62.7}{0.9} = 69.67 KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{69.67}{1*0.223^2} = 1.4 Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.4}{420}}\right) = 0.00335$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00335 * 223 * 1000 = 747.1 \ mm^2$$

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

$$As_{Req.} = 747.1 > As_{Shrinkage} = 300 mm^2$$

Use ¤ 14

No. = 747/154 = 4.85 , Use 5 bars

Use ¤ 14 at 20 cm

2/3 * 747.1 = 498.1 mm^2

Use ¤ 12

No. = 498.1/113 = 4.4 , Use 5 Bars

Use ¤ 12 at 20 cm c/c

4.10 Design of Basement Footing:-

Total factored load = 32.4 KN.

Soil density = 18 Kg/cm3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (30 cm) thick.

Footing weight = $1.2\times(25\times0.3)$ = 9 KN/m2.

Soil weight above the footing = $1.6\times(3.7)\times18$ = 106.56 KN/m2.

live load =5 kN/m^2

q_{allow} =400-5-9-106.56=279.44 kN/m^2

Assume b = 1 m , h= 30 cm

d= 300 – 75 – 20 = 205 mm

q_{ult} = 32.4/1 *1 = 30 kN/m^2

4.10.1 Check of One Way Shear:-

Vu = 1*(0.375-0.205)*32.4 = 5.508 kN

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

$$\emptyset Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.205 * 1 = 125.5\ kN$$

$$\emptyset Vc > Vu$$

4.10.2 Design of Bending Moment:-

Mu = **$324*0.375^2/2$ = 2.278 kN/m**

$$Mn = \frac{2.278}{0.9} = 2.53 KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{2.53}{1*0.205^2} = 0.06 Mpa$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.6\times 0.06}{420}}\right) = 0.000144$$

$As_{\text{Req.}} = \circ * b * d = 0.000144 * 205 * 1000 = 29.52 \ mm^2$

$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 300 * 1000 = 540 mm^2$

$As_{\text{Req.}} = 29.52 < As_{Shrinkage} = 540 mm^2$

Use A_{smin}

Use ¤ 12

No. = 540/113 = 4.778 , Use 5 bars

Use Using hook $\geq 16 * ¤$

Required length of hook $\geq 16 * ¤ \geq 16 * 1.2$ = 19.2 cm

Use Hooksel. = 20 cm > Hookreq = 19.2cm

¤ 12 at 20 cm c/c

In the other Direction:-

A_{smin} = 0.0018 * b * h

A_{smin} = 0.0018 * 1000* 30 = 540 mm^2

Use ¤ 12

No. = 540/113 = 4.778 , Use 5 bars

Use 5¤ 12

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_r}{\frac{ktr+cb}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 12 = 296.3\ mm$$

Ld $_{\text{available}}$ = 500-(250/2)-75= 300mm

Ld $_{\text{available}}$= 300 mm > $ld_{req} = 296.3mm$

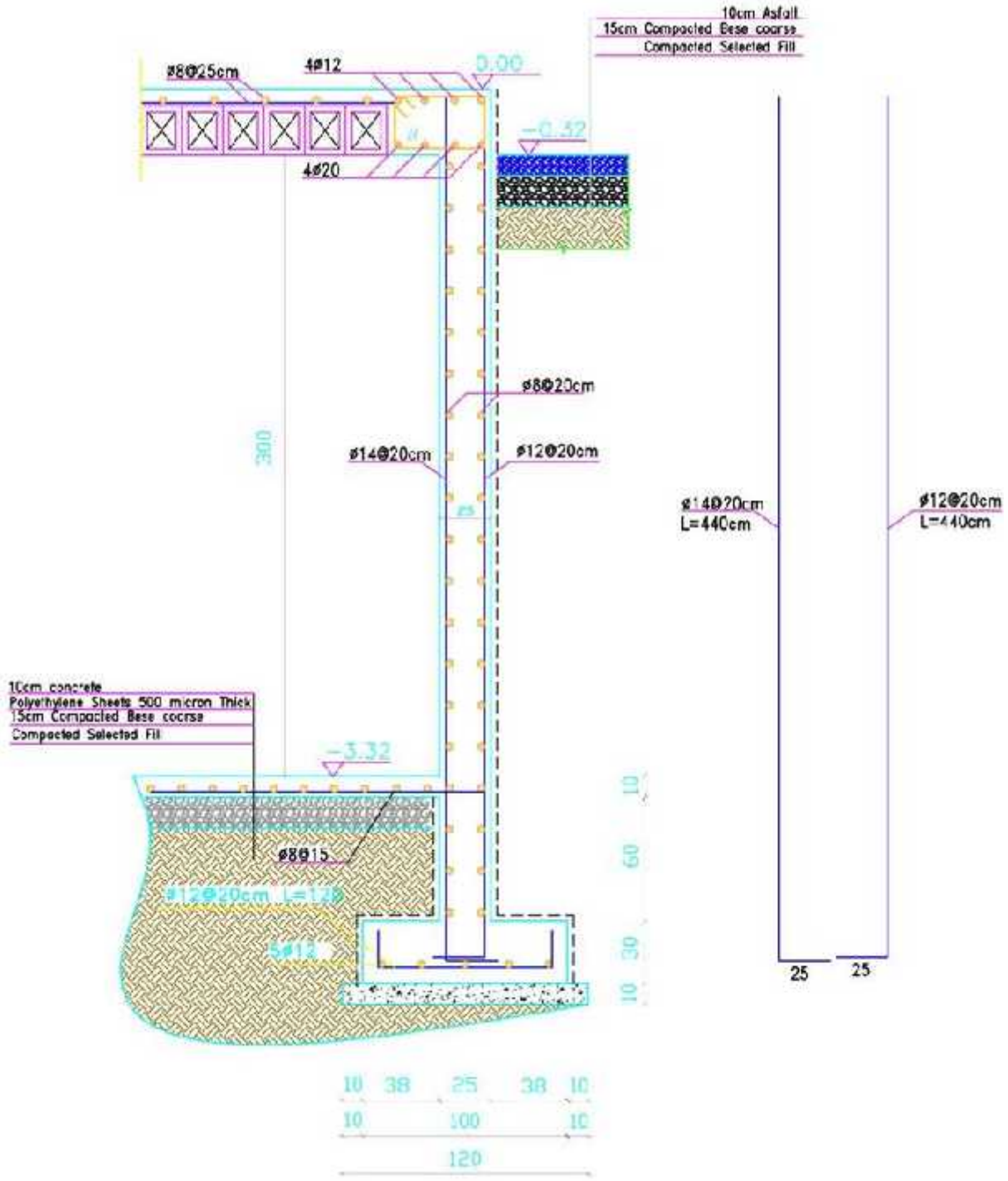


Figure (4-19) Basement Wall section

4.11 Design of Stairs :

4.11.1 Determination of Slab Thickness:

- L_1 = 2.1+0.75 +0.575 = 3.425 m.

- L_2 = 1.8+0.9 +0.9 = 3.60 m.

- h_{req} = L/ 20.

-h_{req} = 360 / 20 = 18.0 cm ……take h= 20 cm.

⇒ **Use h = 20cm**.

-θ = $\tan^{-1}$(106 / 210) = 26.7°

-Cos θ = 0.89

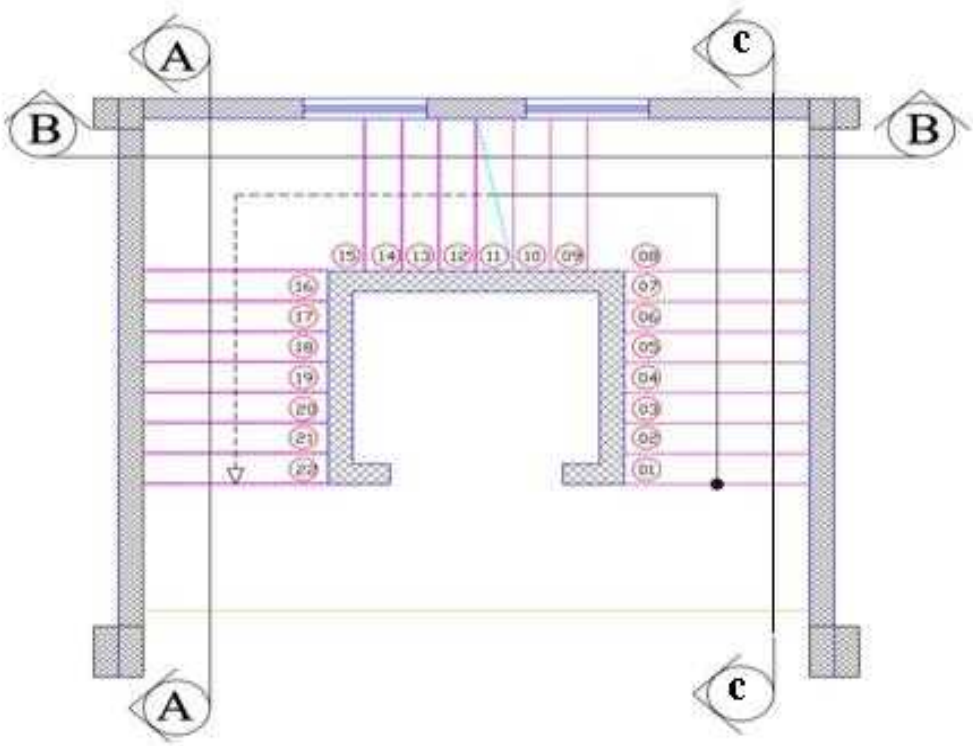


Figure (4-20) : Stairs plan

4.11.2 Load Calculations at section (A-A):

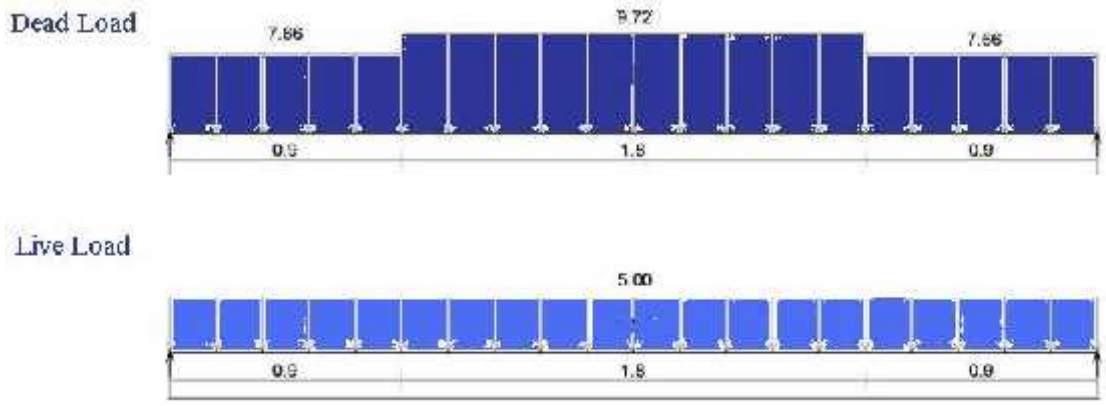


Figure (4-21) : Loads on stairs

4.11.2.1 Load on Stringer:

Dead Load:

Tiles = 0.03*22*((0.33+0.15)/0.30) = **1.056 KN/m**.

mortar = ((0.15+0.33)/0.3)*0.02*22= **0.704 KN/ m**.

Plaster = (0.03*22)/ (Cos 26.7) = **0.49 KN/ m**.

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

Slab = 0.20 *25/ Cos 26.7 =**5.6 KN/ m**.

Total dead load = 1.056 + 0.704+ 0.49+ 1.875+ 5.6

= 9.725 KN/ m.

Live load:

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

Factored load

q_u =1.2*9.725+ 1.6*5 = 19.67 KN/ m^2.

For one meter Strip, q_u = 19.67 KN/ m .

4.11.2.2 Load on landing :-

Dead Load:

- **Tiles** & **Mortar** = 2 kN/m^2
- **Slab** = 0.20*25 = 5 KN/m^2.

- **Plaster** = 0.03*22 = 0.66 KN/m².

Total dead load = 2.0 + 5.0 + 0.66

= 7.66 KN/m².

Live load:

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

Factored load

q_u =1.2*7.66+ 1.6*5 = 18.256 KN/ m^2.

For one meter Strip, q_u = 18.256 KN/ m .

4.11.3 Design of Shear :

- Assume Ø 12 for main reinforcement:-

So, d = 200-20 -12 = 168 mm = 16.8 cm

Take d= 16.8 cm

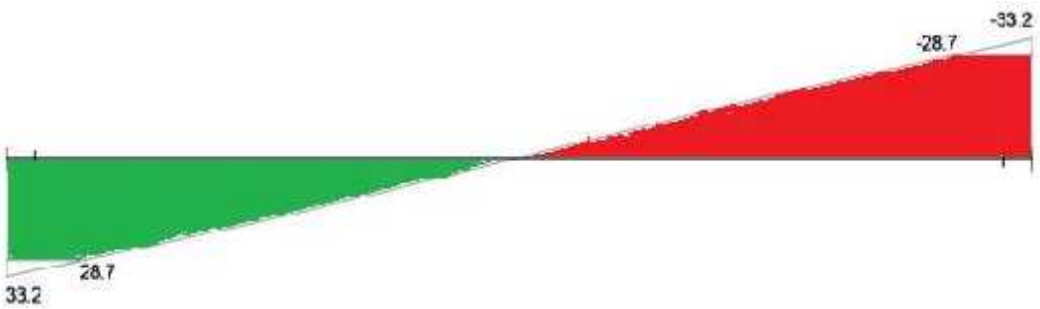


Figure (4-22) : Shear Envelope

- Vu = 28.7 KN .
- $\text{¤}Vc = \dfrac{\text{¤}\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\text{¤}Vc = \dfrac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 220}{6} = 102.9KN$
- Vu = 28.7 KN < Ø.Vc = 102.9 KN .

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

4.11.4 Design of Bending Moment :

The Following figure shows the Moment Envelope acting on the stair

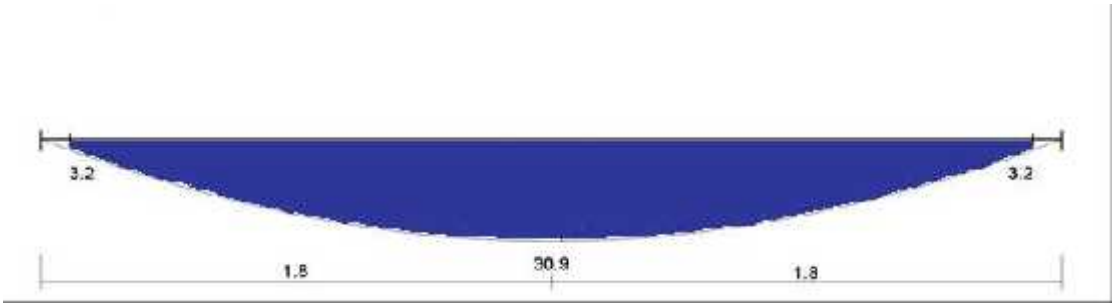


Figure (4-23) : Moment Envelope

Mu = 30.9 kN.m

Mn $_{req}$ = Mu / 0.9 = 30.9 / 0.9 = 34.3 KN.m.

d = 16.8 cm.

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

$$R_n = \frac{34.33*10^6}{1000*168^2} = 1.22MPa \ .$$

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

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

$$\circ = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.59}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.59*1.22}{420}}\right) = 0.003$$

As $_{req}$ = 0.003*100*16.8 = 5.04 cm$^{2.}$

A s min $= 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 20 = 3.6cm^2$

A s min = 360 ≤ A$_{s\ req}$ = 504

Use Φ 12 >>> 504/113 = 4.46

Use 1Φ 12 @ 20 cm c/c …….. with As =(100 / 20)*1.13 = 5.65 cm².

As provided = 5.65 > As req……..**OK.**

Check for strain:

Tension = Compression

$$A_s * fy = 0.85 * fc^{\backslash} * b * a$$
$$565 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 11.6mm = 1.16cm$$
$$x = \frac{a}{1} = \frac{1.16}{0.85} = 13.7mm$$
$$£_s = \frac{16.8 - 1.37}{1.37} * 0.003$$
$$£_s = 0.0338 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.11.5 Secondary reinforcement:

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6cm^2$$

Use Φ10>>> **3.6/0.79 = 4.56**

Use Φ10 @ 20 cm …….. With As = (100 / 20)*0.79 = 3.95 cm².

4.11.6 Stairs at section (A-A) Details:-

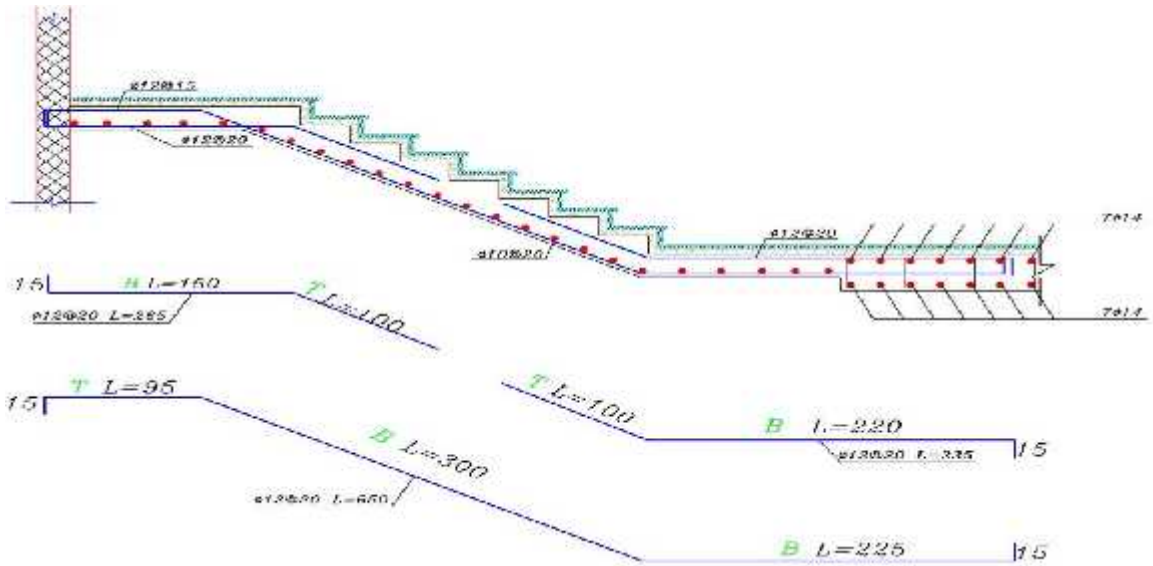


Figure (4-24) : Stair Section

4.12 Design of Shear Wall:-

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.

Design of Wall 1:
By Using Software (Etabs 9.5), We Get the shear wall Analysis Results as shown in the following Diagram:-

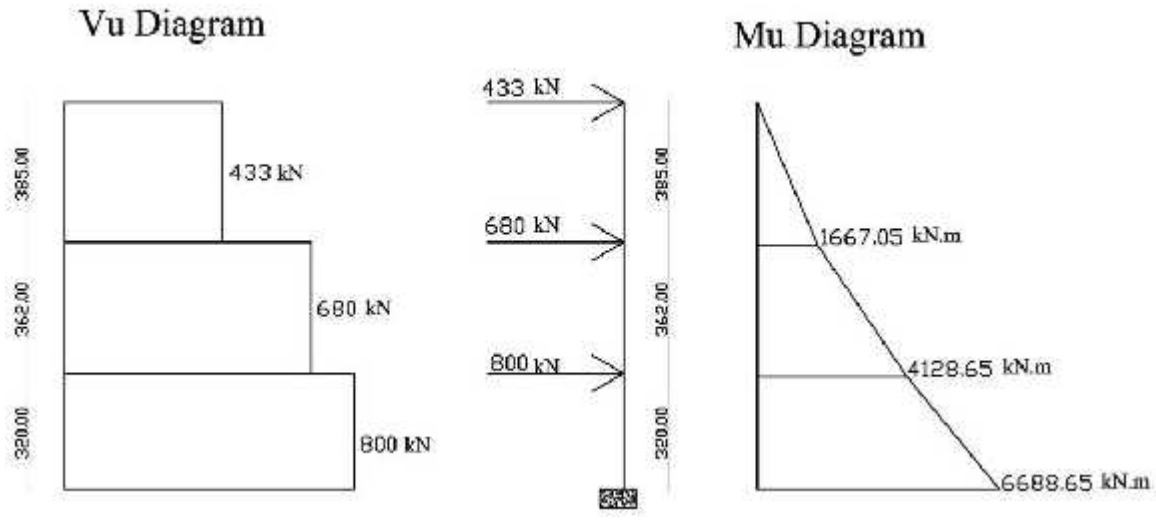


Figure (4-25) : Shear/Moment on Shear Wall

Fc =24 MPa

fy =420 MPa.

h=20 cm. Shear wall thickness.

L_w= 5.7 m. shear wall width

H_w=10.67m. Building height

N_u= 456.74 kN

Lw/2 = 5.7/2 = 2.85 m ……..(control)

hw/2 = 10.67/2 = 5.335 m

d= 0.8 * lw = 0.8 * 5.7 = 4.56 m

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

$$V_{C1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.2 \times 4.56 = 744.6kN$$

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

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} * 0.2 * 4.56}{4} + \frac{0.4567 * 4.56}{4 * 5.7} = 1208.3kN$$

$$V_{c3} = \frac{\bar{f_c}}{2} + \frac{l_w \quad \bar{f_c} + \frac{2 * N_u}{L_w * b}}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} * \frac{b * d}{10}$$

Mu = 4128.65 + 800 (3.25 – 2.85) = 4408.65 kN.m

$$V_{c3} = \frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{5.7 \quad \sqrt{24} + \frac{2 * 0.45674}{5.7 * 0.2}}{\frac{4408.65}{800} - \frac{5.7}{2}} * \frac{0.2 * 4.56}{10} = 1337.4kN$$

$$Vs = \frac{Vu}{\emptyset} - Vc$$

$$Vs = \frac{800}{0.75} - 744.6 = 322.1\ kN$$

$$\frac{Av.h}{s_2} = \frac{Vs}{Fy.d} = \frac{0.3221}{420 * 4.56} = 0.0001682$$

$$\left(\frac{Av.h}{s_2}\right)_{min} = 0.0025 * b = 0.0025 * 0.2 = 0.0005$$

S ≤(l_w / 5) = 5700/5 = 1140 mm

S_2 ≤ 3 * b = 3 * 200 = 600 mm

$$\left(\frac{Av.h}{s_2}\right)_{min} = 0.0005$$

Try ▫10

$$\frac{2 * 79 * 10^{-6}}{s} = 0.0005$$

S = 0.316 m

Use ▫10 @ 30 cm c/c

Design of Vertical Shear Reinforcement :-

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

$$A_{vn} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{10.67}{5.7}\right) * \frac{2 * 79}{300 * 200} - 0.0025\right] * s * h$$

$$A_{vn} = 0.002542 * s * h$$

Use Φ 10 @ 30 cm c/c

S ≤ L_w/3 = 5700 /3 = 1900mm

≤ 450mm

≤ 3 * h = 3*200 = 600 mm

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

Assume Sn/hw = 0.007

$$C \geq \frac{5.7}{600 * 0.007} = 1.357$$

boundary element length = C – 0.1 * l_w

= 1.357 – 0.1* 5.7 = 0.787 m

$\geq 1.352/2 = 0.6785$ m

The boundary element length = 80 cm

Ast = 5.7/0.3 * 2 * 79 = 3002 mm^2

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

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

$$\frac{z}{l_w} = \frac{1}{2 + \frac{0.85 * 0.85 * 24 * 5.7 * 0.2}{3002 * 10^{-6} * 420}} = 0.0566$$

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

$M_n = 0.9*(0.5 *3002*10^6*420*5.7* (1-0.0566))$

$M_n = 3.05$ MN.m

$M_u = 6688.65 - 3050 = 3638.65$

$$Ast = \frac{\frac{M_u}{\emptyset}}{420 * (5.7 - 0.8)} = 1964.5\ mm^2$$

As= 1964.5 + 8*79 = 2596.5 mm^2

Use Φ 20

Use 10 Φ 20 …… $A_s = 3140$ mm^2

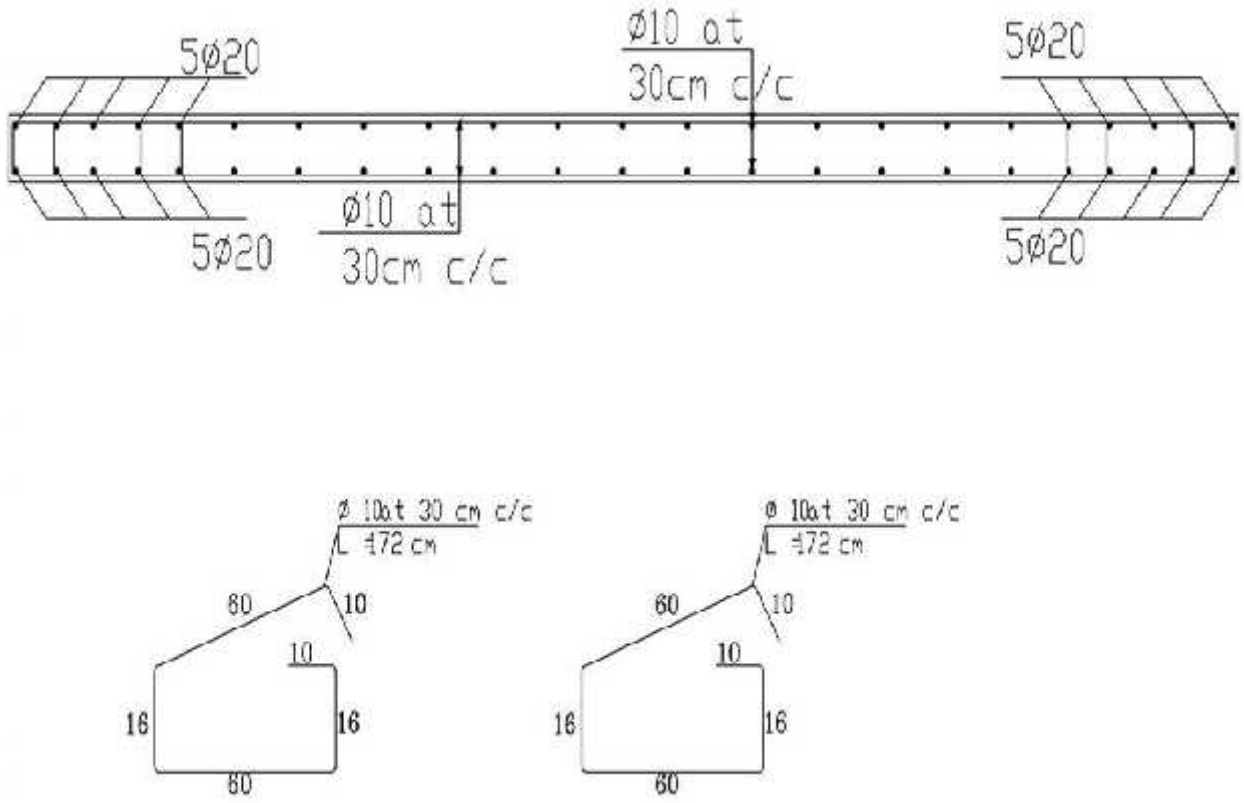


Figure (4-26) : Shear Wall Section

4.13 Design of Dome:

The Analysis & Design was done by Using Software (Sap2000),The Results as the following :-

Loads = Dead + Wind + Snow

After Design We get the profile as Horizontal is HSS 5X2 $\frac{1}{2}$ X0.125

as Vertical HSS 6 X 2 X 0.125

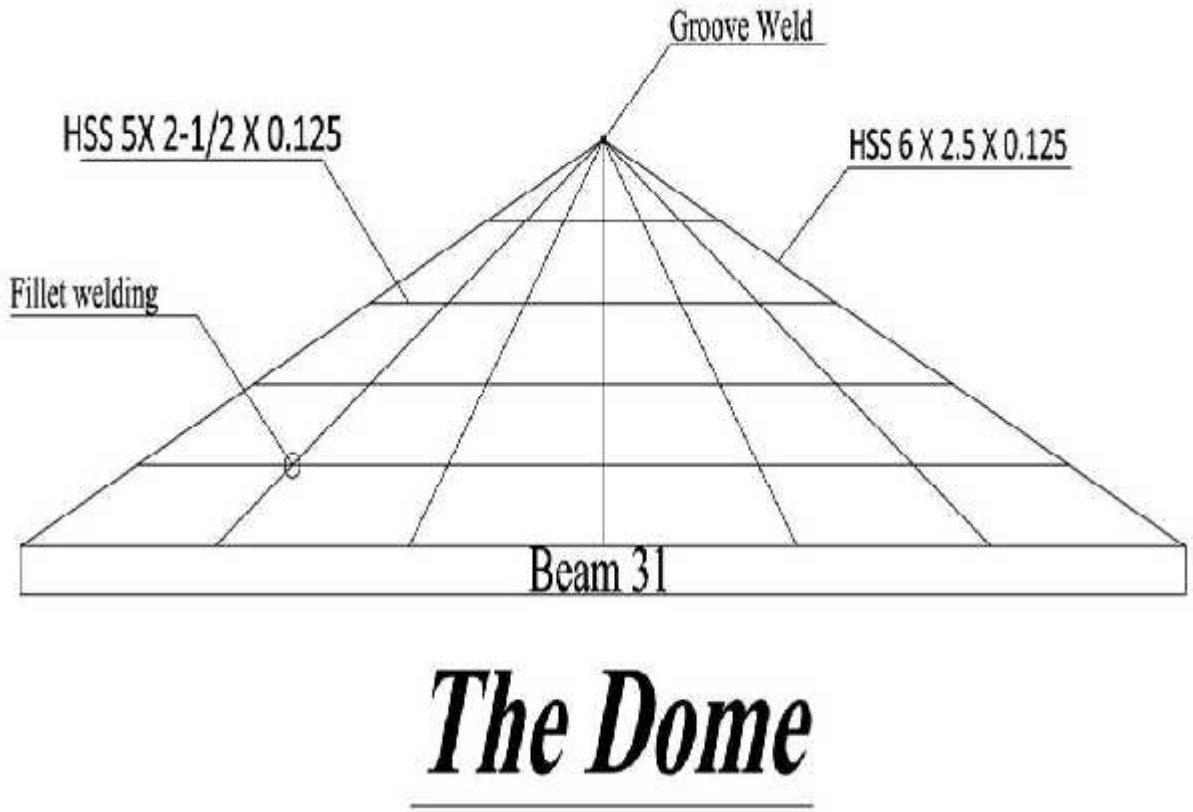


Figure (4-27) : Dome Section

٥

النتائج والتوصيات

٥.١ المقدمة
٥.٢ النتائج
٥.٣ التوصيات

1.5 المقدمه:

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد الى الكثير من الامور، بعد دراسة جميع المتطلبات تم اعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة لمبنى نادي شباب الخليل

وتم اعداد المخططات الانشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والانشائية للمبنى.

2.5 النتائج:

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.
4. القيمة الخاصة بقوة تحمل التربة هي 5 كغم/سم^{2} .
5. لقد تم استخدام نظام عقدات (One-Way Ribbed Slab) في جميع العقدات نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام نظام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد، نظراً لكونها أكثر فاعلية من عقدات الأعصاب في تحمل ومقاومة الأحمال المركزة.
6. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب سيتم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2006/2004 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) ETABS: وذلك لتصميم جدران القص
c) SAP2000: وذلك لتصميم القبة.
d) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
e) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.

7. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.
8. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم، صفة الحس الهندسي التي يقوم من خلالها بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

3.5 التوصيات:

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

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

86 4.8 Design of Isolated footing (F7)
86 4.8.1 Determination of Loads
86 4.8.2 Determination of Footing area
86 4.8.3 Determination the depth of footing based on shear strength
87 4.8.4 Check for two way shear action (punching)
88 4.8.5 Design of Bending Moment
89 4.8.6 Development Length of main Reinforcement for M_u1
90 4.8.7 Check transfer of load at base of column
91 4.9 Design of Longitudinal Reinforcement
94 4.10 Design of Basement Footing
94 4.10.1 Check of One Way Shear
94 4.10.2 Design of Bending Moment
97 4.11 Design of Stairs
97 4.11.1 Determination of Slab Thickness
98 4.11.2 Load Calculations at section (A-A)
98 4.11.3 Design of Shear
99 4.11.4 Design of Bending moment
102 4.12 Design of Shear Wall
107 4.13 Design of the Dome

الملاحق

قائمة المصادر والمراجع

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

٢. تلخيص الأستاذ 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

الأحمال الحية للأرضيات و العقدات

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 والمسارح ودور السينما 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

- تم بحمد الله -