التصميم الإنشائي لـ "مدرسة ذكور " المقترح إنشاؤها في مدينه الخليل.

فريق العمل

علاء سليمان سياج **معتز فخري سيد احمد**

إشراف :

د. نصر عبوشي .

تقرير

مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء جزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

ايار – ٢٠١٢م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـ "مدرسة ذكور" المقترح إنشاؤه في مدينة الخليل.

فريق العمل

علاء سليمان سياج

معتزفخري سيد احمد

بناء على توجيهات الأستاذ المشرف على المشروع وبموافقة جميع أعضاء اللجنة الممتحنة، تم تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا للوفاء الجزئي بمتطلبات الدائرة لدرجة البكالوريوس.

توقيع مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة
د. نصر عبوشي	د. غسان دويك
.....	.....

ايار ٢٠١٢- م

الإهـــــــــداء

إلى ....المعلم الأول سيد البشرية .... رسولنا محمد بن عبدا Zعليه السلامX.

إلى...**من هم أحق** منا بالحياة إلى.....**الشهداء**

إلى....**الأسود الرابضة خلف القضبان**

إلى من كسروا قيد السجان إلى ....**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 إلى.....**أصدقائي** الأوفياء

إلى....الشموع المحترقة لإنارة الدرب إلى **.....أساتذتي**

إلى....من عرفتهم في زمن قل فيه الأخيار.....**زملائي** وزميلاتي

إلى....منهل العلم إلى.....جامعتي

إلى....من أحبني **وأحببته**

نهدي **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 بوليتكنك **فلسط**ن .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

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

إلى المشرف على هذا البحث **الدكتور ....نصر عبوشي .**

إلي من دعمنا في جميع مراحل حياتنا ..... **أهلنا الأحباء.**

إلى كل من ساهم في انجاز هذا **البحث ا**تواضع .

فريق العمل

خلاصة المشروع

التصميم الإنشائي لـ "مدرسة ذكور " المقترح إنشاؤه في مدينة الخليل.

فريق العمل

علاء سياج **معتز سيد احمد**

جامعة بوليتكنك فلسطين - ٢٠١٢م

إشراف
د.نصر عبوشي

يمكن تلخيص هدف المشروع في عمل التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية التي يحتويها المشروع، من العقدات وجسور وأعمدة وأساسات والجدران وغيرها من العناصر الإنشائية.

المشروع عبارة عن مدرسة تتكون من ثلاثة طوابق متعددة الاستخدام ،فطابق التسوية يحتوي على مسرح وملعب مغلق اضافه الى مختبر حاسوب و بعض المكاتب الاداريه ، **اما الطوابق الاخرى فتستخدم كصفوف** دراسية و مختبرات متنوعه ومكتبه علميه و كافتيريا ومكاتب اداريه ،ونتيجة لكبر حجم الفندق ووجود تنوع في شكله فسيتم استخدام انواع مختلفة من العناصر الانشائية مثل تنوع العقدات في المبنى واستخدام الجسور المتدلية حتى تحمل الاحمال في المسافات البعيدة بين الاعمدة والتي ستستخدم في المبنى لتجنب تعطيل **الحركة ،اضافة لوجود قبة** زجاجيه تحتاج الى تصميم حتى يتم اخراج المبنى حسب ما هو مصصم معماريا.

اما بالنسبه للمكان الذي سيقام عليه **الفندق** فهو في مدينة الخليل . .

ومن الجدير بالذكر انه **تم استخدام** الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ،ولتحديد أحمال الزلازل تم **استخدام** (U.B.C- 97) ،أما بالنسبة للتحليل الإنشائي وتصميم المقاطع **فقد تم استخدام** الكود الأمريكي (ACI_318- 08) ،ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل :Autocad2010و Sap2000, Office2007, 7, Atir وغيرها.

نتمنى بعد إتمام المشروع أن نكون قادرين على تقديم التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية للمبنى كاملا.

وبعد تصميم هذا المشروع وعمل كل ما تم ذكره يتوقع أن نخلص إلى عدد من النتائج والتوقعات تتمثل في ربط المعلومات التي تم دراستها في المساقات المختلفة ، و تحليل وتصميم جميع العناصر الإنشائية وبيان تأثير كل عنصر من العناصر على الآخر، ومن ثم عمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

والله ولي التوفيق

Abstract

Structural Design of Hotel

Prepared by

Ala' Siaj Mutaz Sayed Ahmad

Palestine Polytechnic University -2012

Supervisor

Abstract

Objective of the project can be summarized in the structural design of all structural elements contained in the project, slabs, beams, columns and foundations, walls and other structural elements.

It is worth mentioning the code has been used to determine the Jordanian live loads, seismic loads and to determine the use of UBC-97)), As for the structural analysis and design of sections has been the use of the U.S. Code (ACI_318-02), It must be pointed out that he was relying on some computer programs such as: Autocad2010, Office2007, Atir.

We hope after the completion of the project to be able to provide structural design for all structural elements of the building is complete.

After designing this project and the work of what has been said is expected to conclude a number of results and projections is to link the information that has been studied in the courses different, and the analysis and design of all structural elements and the statement of the impact of each of the elements on the other,

and then the work of structural plans of the Executive are Full and detailed for each.

God grants success.

Table of Contents

الفهرس

الموضوع	رقم الصفحة
صفحة تقرير المشروع	I
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	II
صفحة الإهداء	III
صفحة الشكر والتقدير	IV
صفحة الملخص باللغة العربية	V

صفحة الملخص باللغة الانجليزية		VII
الفهرس		IX
List of Abbreviations		XIII
فهرس الجداول		XV
فهرس الأشكال	XVI	XVI

الفهرس

الفصل الأول	المقـدمـة	رقم الصفحة
١ - ١	مقدمة عامه	٢
١ - ٢	تعريف المشروع	٢
١ - ٣	اهمية المشروع	٣
١ - ٤	اهداف المشروع	٣
١ - ٥	نطاق المشروع	٣
١ - ٦	هيكلية المشروع	٤
١ - ٧	خطة العمل	٥
١ - ٨	الجدول الزمني	٥

الفصل الثاني **الوصف المعماري**

٢-١	مقدمة	7
٢-٢	لمحة عامة عن المشروع	٧
٢-٣	موقع المشروع	٧
٢-٤	أسباب و أهمية الموقع	٩
٢-٥	دراسة عناصر المشروع	١٠
٢-٦	النواحي المعماريه	١٣
٢-٧	الواجهات	١٤

الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	
٣-١	مقدمة	١٧
٣-٢	هدف التصميم الإنشائي	١٧
٣-٣	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية **في المبنى**	١٨
٣-٣-١	الأحمال	١٨
	٣. 3. ١ الأحمال الميتة	١٨
	٣. 3. ٢ الأحمال الحية	١٩
	٣. 3. ٣ الأحمال البيئية	٢٠
	٣. 3. ٣. ١ احمال الرياح	٢٠
	٣. 3. ٣. ٢ احمال الثلوج	٢٠
	٣. ٣. ٣. ٣ احمال الزلازل	٢٠
5-3	العناصر الإنشائية	٢١
	٣. ٤ .١ العقدات	٢١
	٣. ٤ .١. ١ العقدات المصمته ذات الاتجاهين	٢١
	٣. ٤ .١. ٢ العقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	٢٢
	٣. 4.١. ٣ العقدات العصب ذات الاتجاهين	٢٢
	٣. ٤ .٢ الجسور	٢٣
	٣.٤.٣ الاعمده	٢٤

٣.٤.٤ جدران القص ٢٥
٣.٤.٥ الاساسات ٢٦
٣.٤.٦ الادراج ٢٧
٣.٤.٧ الجدران الاستنادیه ٢٨

"Structural Analysis and Design"

Chapter Four

		Page
4-1	Introduction	50
4-2	Factored Loads	51
4-3	Slabs thickness calculation	51
4-4	Load Calculations	52
4-5	Design of Topping	70
4-6	Design of Rib (1)	71
4-7	Design of Beam (A0-19)	74
4-8	Design of Two way Ribbed slab	49
4-9	Stair design	54
4-9-1	Design of stair (1)	54
4-9-2	Design of stair (2)	57
4-9-3	Design of stair (3)	62
4-10	Design of column	67
4-10-1	Design of column (A1-6)	67
4-10-2	Design of column (B0-3)	69
4-11	Design of Footing	70
4-11-1	Design of strip footing	70
4-11-2	Design of isolated footing	72
4-12	Design of basement wall	76
4-13	Design of shear wall	78
4-14	Design of Truss	81
4-15	Design of dome	88

الفصل الخامس **التوصيات والنتائج** رقم الصفحه

٥-١ النتائج ٨٩

٥-٢ التوصيات ٩٠

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.
- **$f_c^{`}$** = compression strength of concrete .
- **fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.

- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.
- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete.
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

فهرس الجداول

رقم الجدول	الجدول	رقم الصفحة
1-1	الجدول الزمني للمشروع	٥
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	١٨
2-3	الأحمال الحية لعناصر المبنى	١٩
10-6	Minimum thickness of slabs without interior beam	٤٩

فهرس الأشكال

رقم الشكل	الشكل	رقم الصفحة
١-٢	خارطة الموقع الجغرافي .	٨
٢-٢	الموقع العام	٨
٣-٢	مسقط التسوية	١٠
٤-٢	المسقط الارضي	١١
٥-٢	الطابق الاول	١٢
٦-٢	الواجهة الشمالية	١٤
٧-٢	الواجهة الجنوبيه	١٤
٨-٢	الواجهة الشرقية	١٥
٩-٢	الواجهة الغربية	١٥
١-٣	العقدات ذات العصب الواحد	٢٢
٢-٣	العقدات ذات العصب باتجاهين	٢٢
٣-٣	انواع الجسور المستخدمة في المشروع	٢٣
٤-٣	انواع الاعمدة	٢٤
٥-٣	جدار القص	٢٥
٦-٣	اساس مفرد	٢٦
٧-٣	جدار استنادي	٢٧
٨-٣	الادراج	٢٨

List of Figure

Description

No# Figures		*Page*
4-1	Spans Length of Rib (R1)	**٣٢**
4-2	One way ribbed slab(Rib 1)	**٣٣**
4-3	Spans Length of Rib (R1)	**٣٦**
4-8-1	Moment for two way ribbed slab	**50**
4-9-1	Stair(1)	**54**
4-9-2	Stair (2)	**57**
4-9-3	Stair (3)	**62**
4-11-1	Plan of strip footing	**70**
4-11-2	Section (A-A) in isolated footing	**72**
4-12-1	Load in basement wall	**76**
4-13-1	Load from earthquake for shear wall	**78**
4-14-1	Frame Geometry	**٨١**
4-15-1	Elevation of dome	**88**

بسم الله الرحمن الرحيم

جامعـــــــــة بوليتكنك فلسطيـــــــن

كلية الهندسة والتكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لـ "مدرسة ذكور" المقترح إنشاؤها في مدينة الخليل .

فريق العمل

علاء سليمان سياج **معتزفخري** سيد احمد

إشراف

د.نصر عبوشي .

فلسطين – الخليل

ايار - ٢٠١٢م

المقدمة

١

١-١- **المقدمة .**

١-٢- **تعريف المشروع.**

١-٣- أهمية **المشروع .**

١-٤- أهداف المشروع .

١-٥- **المسلمات.**

١-٦- هيكلية المشروع أو فصوله .

١-٧- **خطة العمل .**

١-١- المقدمة :

لقد اقتضت متطلبات الحياة العصرية وتطور جميع جوانب حياة الإنسان أن يقوم بالتفكير وتصميم منشات تخدم متطلبات هذا التطور وتدعمه ، ومن هذه المنشات المدارس التي هي أساس التطور والنمو الفكري والعلمي، والتي توفر العديد من المرافق والوسائل التي يحتاجها الطالب في نفس المكان ، مع تأمين الراحة والأمان للاستخدام المناسب لهذه المباني وذلك من خلال التصميم الجيد لها والإحاطة بجميع الأمور المتعلقة بإنشاء مثل هذه الأبنية.

تتطلب عملية التصميم عامة الأخذ بجميع النواحي للمبنى المراد إنشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام 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 بالاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى تعليمي يتكون من طابقين وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم 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.

١-٢ - تعريف المشروع:

المشروع عبارة عن مبنى تعليمي (مدرسة) تتكون من كتلتين كل كتلة تتكون من طابقين مرتبطين بجسر خرساني ، الطابق الأول في الكتلة الأولى يستخدم للاستقبال وقاعة محاضرات وغرف تدريس ومكاتب إدارية ومختبرات وكافتيريا ومصلى ومرافق أخرى ، أما الطابق الأول في الكتلة الثانية تتكون من مدرج كبير ومكاتب إدارية وملعب داخلي .
الطابق الثاني في الكتلة الأولى يستخدم كمكاتب إدارية وغرف تدريس ومختبرات ، والطابق الثاني في الكتلة الثانية يستخدم كمكتبة ومكاتب إدارية .

ونتيجة لكبر حجم المدرسة ووجود تنوع في شكلها فسيتم استخدام أنواع مختلفة من العناصر الإنشائية مثل تنوع العقدات في المبنى واستخدام الجسور المتدلية حتى تحمل الأحمال في المسافات البعيدة بين الأعمدة والتي ستستخدم في المبنى لتجنب تعطيل الحركة ،إضافة لوجود قبة زجاجيه تتوسط المبنى .

١-٣- أهمية المشروع :

١. اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، و زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المستخدمة ، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.
٢. تعدد العناصر الانشائيه في المبنى وتنوعها حيث نجد فيه عقدات خرسانية بأنواعها وأعمدة خرسانية والجدران الحاملة وجدران القص بالإضافة لوجود قبة واسقف معدنيه .

١-٤- 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.

١-٥-خطاق المشروع :

١.سيتم استخدام مختلف البرامج الهندسيه .
٢. سيعتمد الكود الامريكي في تصميم العناصر الانشائيه من الخرسانه المسلحه (ACI-318-08) .

١-٦- هيكلية المشروع أو فصوله :

تناسقت محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في ستة فصول كالآتي:

١. **الفصل الأول :-**

يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على أهمية المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع .

٢. **الفصل الثاني :-**

يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق ...الخ .

٣. **الفصل الثالث : -**

تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع .

٤. **الفصل الرابع :-**

يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع .

٥. **الفصل الخامس :-**

ويمثل هذا الفصل نقطة النهاية بما يعرضه من نتائج وتوصيات والتي تعتبر وليدة الأعمال التي تم القيام بها .

٦. **الفصل السادس :-**

يحتوي هذا الفصل على قائمة بالمصادر و المراجع التي استخدمناها.

١-٧- خطة العمل :

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 و تحديد الأحمال المؤثرة عليها.

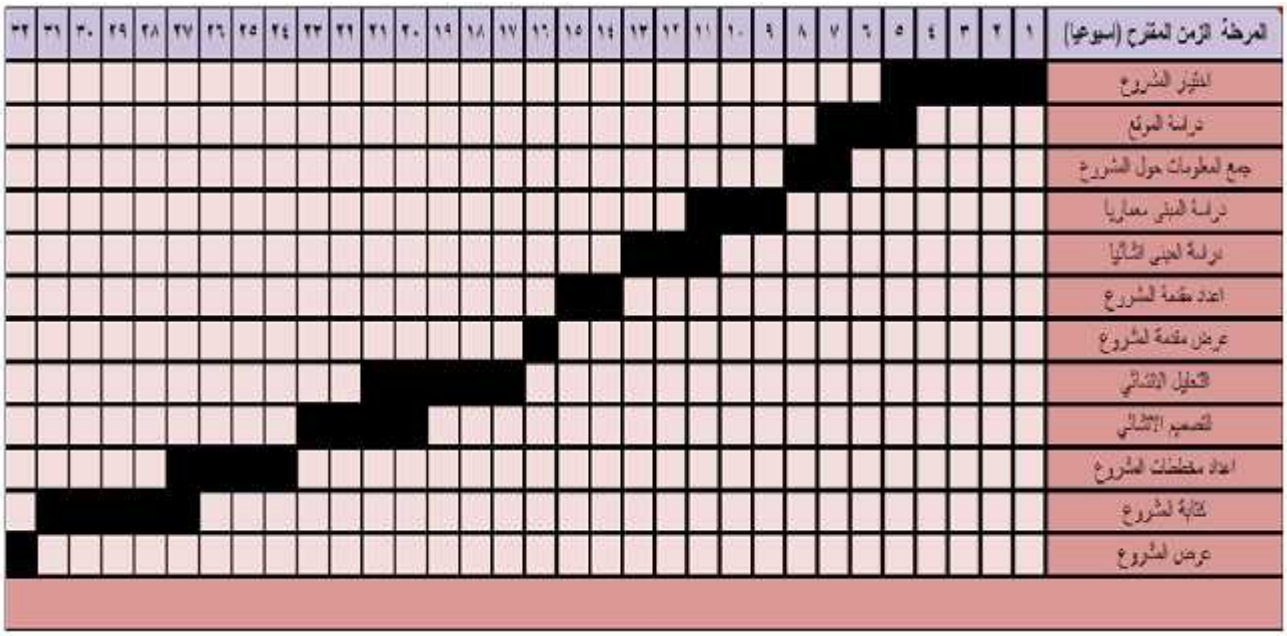
٤) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

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 (2011)



الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

٥-١ النتائج .

٥-٢ التوصيات .

٥-١ النتائج

١. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
٢. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على **الموقع**.
٣. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
٤. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.

٥. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود **الأردني**.
٦. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

٥-٢ التوصيات

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

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

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

٤. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.

٥. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.

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

الوصف المعماري للمشروع

٢

١.٢ مقدمة.

٢.٢ لمحة عن المشروع.

٣.٢ موقع المشروع.

٤.٢ وصف المساقط الأفقية للمبنى.

٥.٢ وصف الواجهات.

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

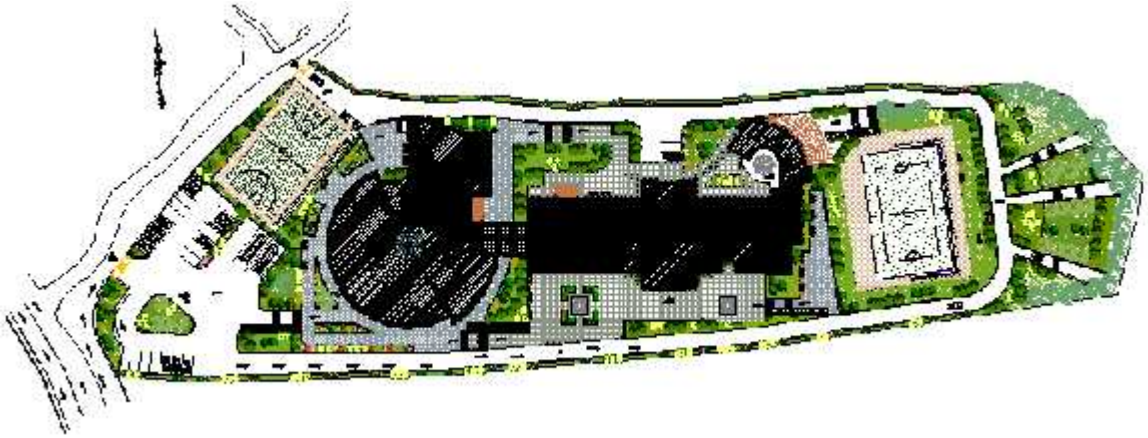
المشروع عبارة عن مبنى تعليمي متعدد الأغراض من تصميم المهندسة " **عزة الجواعدة** " ويقوم المشروع على فكرة تطوير التعليم والجو التعليمي في المدراس .

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على توفير الراحة وسهولة التعليم وتوصيل الفكرة التعليمية في المدارس النموذجية وتسهيل استخدام المبنى وأيضا ترتكز على العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى وأشعة الشمس واتجاه الريح والمناخ وغيرها .

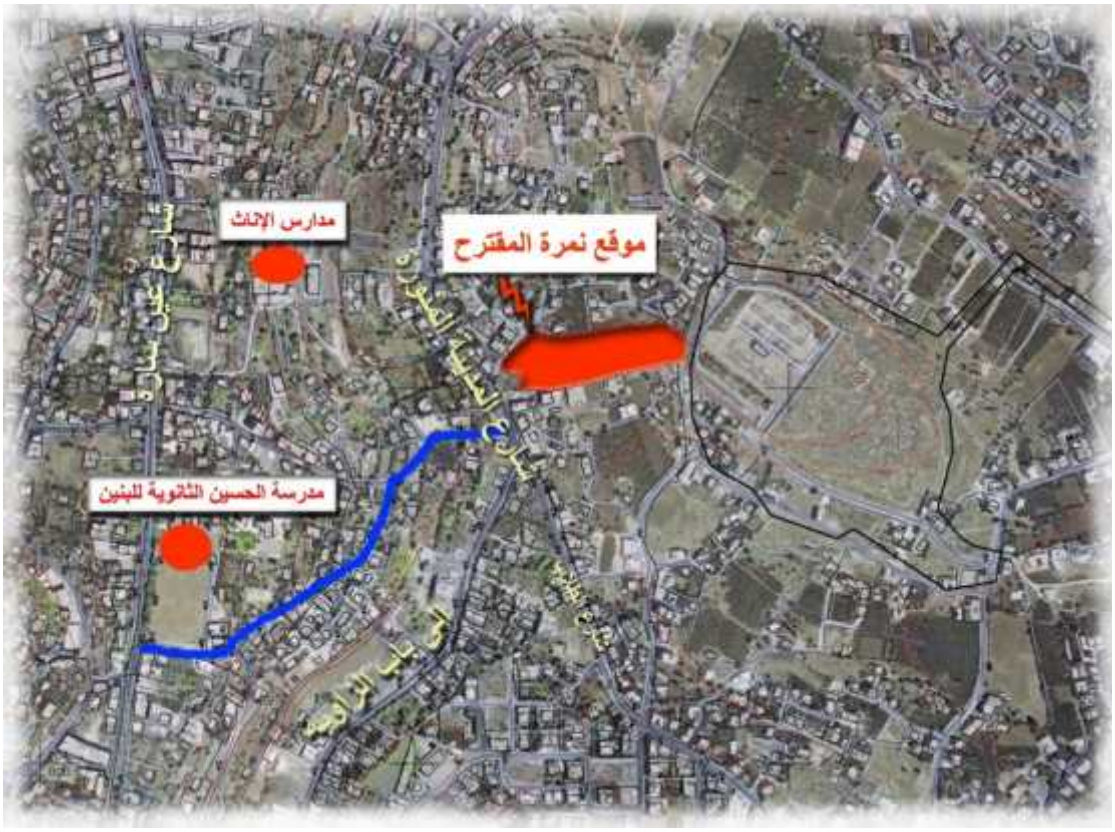
يتكون المبنى من كتلتين كل كتلة تتضمن طابقين على قطعة أرض مساحتها **٦٦٦٥ متر مربع ، ومساحة البناء حوالي حوالي ٣٠٠٠ متر مربع** ، والمبنى عبارة عن قسمين مرتبطين من الجهة الشرقية والغربية بجسر **خرساني** .

٣.٢ موقع المشروع

يقع المشروع في مدينة الخليل – قطعة الأرض غير منتظمة الشكل، يبلغ مساحتها تقريبا **١٤٥١٠ متر مربع ، تقع في منطقة " واد القطع-نمرة "** ، الواقعة إلى الشمال الشرقي من مدينة الخليل؛ هنا سوف تجثم المدرسة المراد إنشاؤها، وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، والذي سوف يأخذ شكلا يميل إلى الاستطالة متماشياً مع شكل الأرض، وكذلك مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية، وطرق الاتصال الأفقي والرأسي لأجزاء المبنى من قاعات **ومكاتب ومختبرات وأي خدمات أخرى.**



شكل (2-1): الموقع العام والأبنية المحيطة بالمشروع



شكل (2-2): صورة جوية للموقع (الجزء المظلل هو حدقطعة الأرض المقترحة).

أهمية الموقع :

تقع قطعة الأرض على جانب شارع المدينة المنورة (نمرة) الذي يصلها بشارع عين سارة، كما يحيط بموقع المشروع أبنية سكنية ، وتتراوح هذه الأبنية في الارتفاع، وتكون في الغالب طابقين أو ثلاثة ، والمسافات بين الأبنية تزيد عن ستة أمتار وقد تم مراعاة التالي في اختيار الموقع:

١. تمت مراعاة إن تكون المدرسة في مكان وسطي في قطعة الأرض، وفي منطقة تحتاج أصلا الى هذه المدرسة و التي يمكن أن تخدم المنطقة المحيطة.
٢. القدرة على توفير المساحات المطلوبة للفعاليات المقترحة في المبنى.
٣. تواجد الموقع ضمن مناطق التنظيم ،حيث تتوفر الخدمات العامة مثل الكهرباء و الماء والهاتف.
٤. توفر الساحات التي تفي بالغرض من أجل الترفيه.

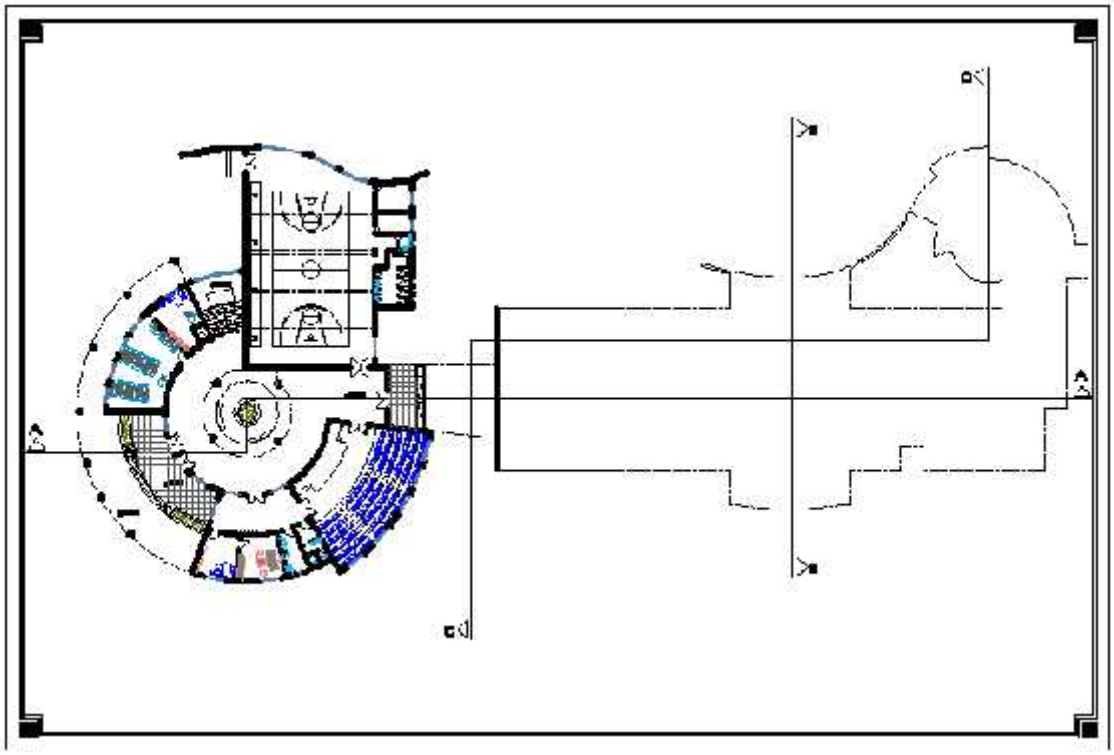
توفر مواصلات نشطة مقارنة بمناطق أخرى في نفس المدينة.

١. دراسه عناصر المشروع :

يتكون المشروع من ثلاثه طوابق وهي :

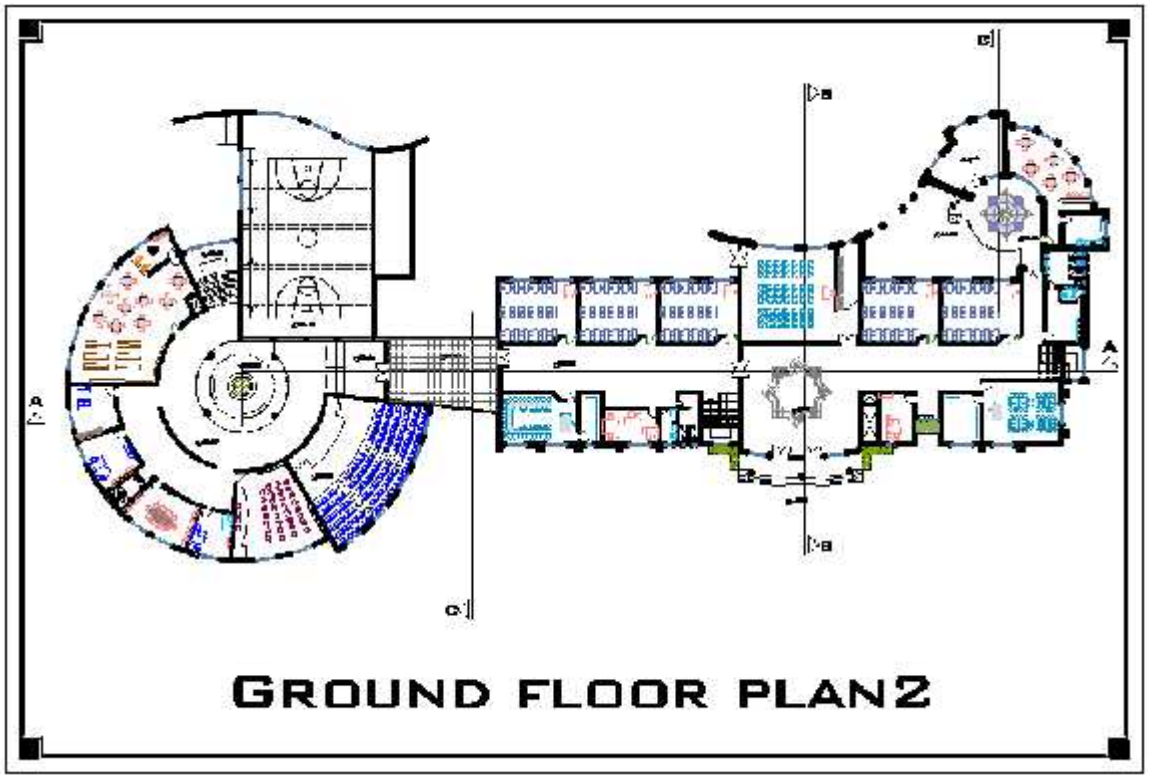
١. طابق التسوية

مساحة هذا الطابق هي **١٤٧٠ مترمربع** ويقع مستوى هذا الطابق تحت مستوى سطح الارض بثلاثة امتار، ويحتوي على مدخلين في الجهة الشرقية للبناء، ويتم الوصول الى هذه المداخل عن طريق **الادراج** (Stairs)، ويستخدم هذا الطابق باكمله للمسرح والملعب الداخلي المغلق وبعض المكاتب الادرايه والمستلزمات .,كما انه يحتوي على وسائل ايصال الى الطابق الارضي من خلال الادراج العادية الموزعة في انحاء هذا الطابق ،**كما** هو موضح في **المخطط التالي** :



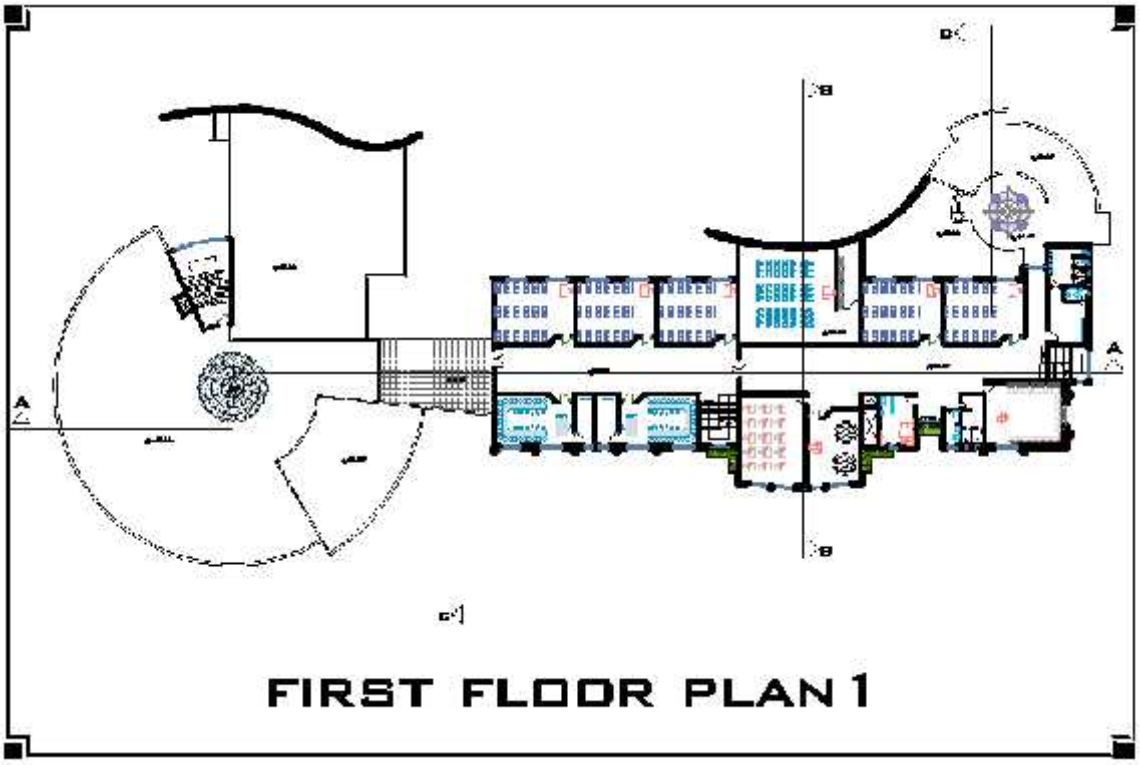
٢. طابق الارضي :

مساحة هذا الطابق هي ٣١٩٠ متر مربع ويقع على منسوب سطح الأرض ويحتوي على المداخل الرئيسية **للمبنى**، حيث يوجد في القسم الجنوبي والجنوبي الغربي مدخلين رئيسيين ، ويحتوي الجزء الشمالي على مدخل رئيسي، ويتم الوصول لداخل البناء من خلال أربعة درجات لكل مدخل ويتكون هذا الطابق في مجمله من عدد كبير من المختبرات والقاعات الدراسية ومدرج ومكاتب وغرفة استقبال ، وبمساحات مختلفة وتوزيع فراغي يتناسب مع راحة المستخدمين، بالإضافة إلى دورات المياه الموزعة في الطابق والتي تخدم المستخدمين .



٣. **الطابق الاول :**

ومساحة هذا الطابق هي **٣١٩٠ متر مربع** ،ويحتوي على بروزات في جزئي المبنى والتي تزيد من مساحة الطابق وتستخدم لأغراض جمالية وكغطاء لمدخل الجزء الجنوبي للبناء، كما يتكون هذا الطابق من قاعات دراسية **ومكاتب ومختبرات** ، وبمساحات مختلفة ومناسبة تخدم جميع أغراض الاستخدام ،**بالاضافة لوجود** دورات المياه



0.2 النواحي المعمارية :

الحركة :

المدرسة مصممة بشكل يسهل فيه الحركة ، حيث انها تحتوي على أدراج واسعة ومنتظمة لتسهيل الحركة .

حركة الشمس والرياح :

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الشرقية والغربية هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد،والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة.

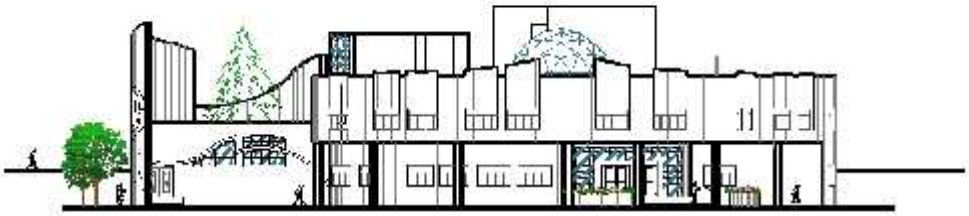
للرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

٦.٢ وصف الواجهات

١. الواجهة الغربية :

عند النظر إلى الواجهة الغربية تجد الإبداع المعماري في تنوع الكتل المعمارية ذات المناسيب المتفاوتة الناشئة من التراجع في الأجزاء ، والتي أضافت طابع جمالي للواجهة .

كما وتتنوع أنواع الحجر المستخدمة وألوانها ، ووجود النوافذ الكبيرة و القبة الزجاجية والواجهات الزجاجية تعطي طابع بالفخامة والإبداع وتؤمن التهوية المناسبة والإضاءة الكافية للمدرسة ، كما يظهر بالشكل التالي :

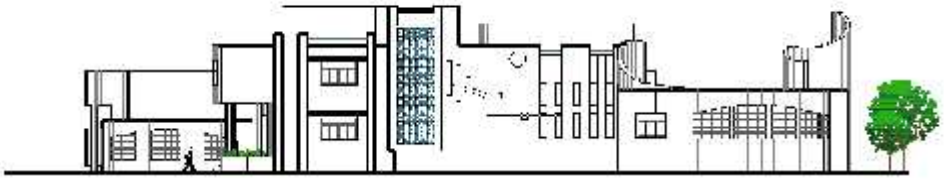


WEST ELEVATION

شكل(٢-٩) الواجهة الغربية

١. الواجهة الشرقية :

هذه الواجهة تشبه الواجهة الشرقية إلى حد ما من ناحية الطابع المعماري الجميل والانحناءات والمناسيب المتفاوتة التي أضفت طابع جمالي للواجهة ، كما يظهر بالشكل التالي :

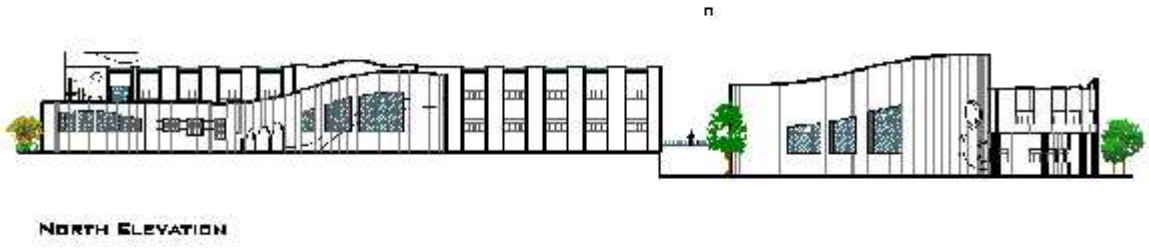


EAST ELEVATION

شكل(٢-١٠): الواجهة الشرقية

٢. الواجهة الشمالية :

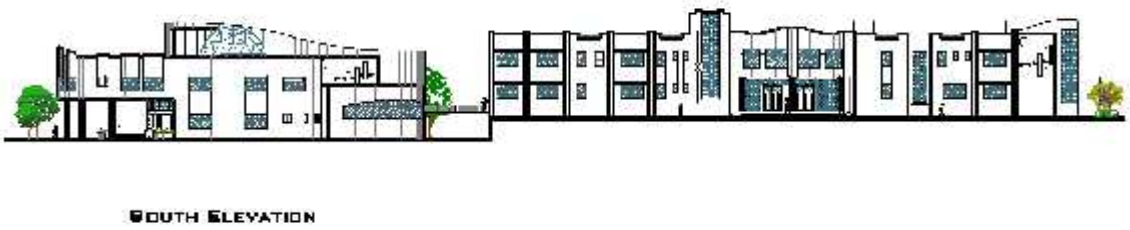
تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الرئيسية للبناء ، حيث يظهر فيها التوزيع المعماري على شكل كتلتين منفصلتين لجزئي البناء ،وتظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية الكبيرة والقبة الزجاجية التي تعكس مظهرا جماليا للواجهة ،كما يظهر تنوع استخدام المواد الإنشائية في الواجهة كالحجر المسمسم والمواد الخرسانة كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(٢-١١) : الواجهة الشمالية

٣. الواجهة الجنوبية :

وهي عبارة عن الواجهة الرئيسية للمبنى، والتي تظهر أغلب المداخل المؤدية الى داخل المبنى، كما أن الجزء الأكبر لهذه الواجهة يظهر من خلال النوافذ الزجاجية الكبيرة نوعا ما ، ما يضفي مظهرا جماليا ومعماريا للمبنى ، كما أن هذه الواجهة تظهر على شكل كتلتين منفصلتين للمبنى تعطي مظهرا جماليا آخرا، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر المسمسم لإطارات الشبابيك،كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(٢-١٢): الواجهة الجنوبية

الوصف الإنشائي

٣

١.٣ المقدمة.

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي.

٣.٣ الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

٤.٣ العناصر الإنشائية.

١.٣ مقدمة

من خلال الوصف المعماري الكامل للمبنى لا بد من تطبيق الأفكار و المقترحات الموجودة في التحليل المعماري في التصميم الإنشائي الذي يتماشى مع المتطلبات المعمارية والقوانين الهندسية إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافه العناصر 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 .

٢.٣ هدف التصميم الإنشائي

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

١. **الأمان** (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.

٢. **التكلفة** (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.

٣. حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) **و تجنب التشققات** (Cracks) **التي تؤثرسلباً على المنظر المعماري المطلوب**.

٤. الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

١. الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

١.٣.٣ الأحمال

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

٢.٣.٣ الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار 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	٢٣
2	المونة	٢٢
3	الخرسانة المسلحة	٢٥
4	الطوب	٩
5	القصارة	٢٢
٦	الرمل	١٦

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	التعليميه	5.0

٤.٣.٣ الأحمال البيئية

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

١. الرياح

عبارة عن قوى افقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن 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. وتستخدم جدران القص في المبنى لمقاومه تاثير احمال الرياح الافقيه وسيتم تحديد احمال الرياح المؤثرة على المبنى في الفصل الرابع .

٢. الثلوج

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

١. ارتفاع المنشأة عن سطح البحر.

٢. ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.

١. 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 العناصر الإنشائية

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

١.٤.٣ العقدات

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

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

١. البلاطات المصمتة وتتضمن :

١. One way solid slab

٢. flat plate

٣. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

١. عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .

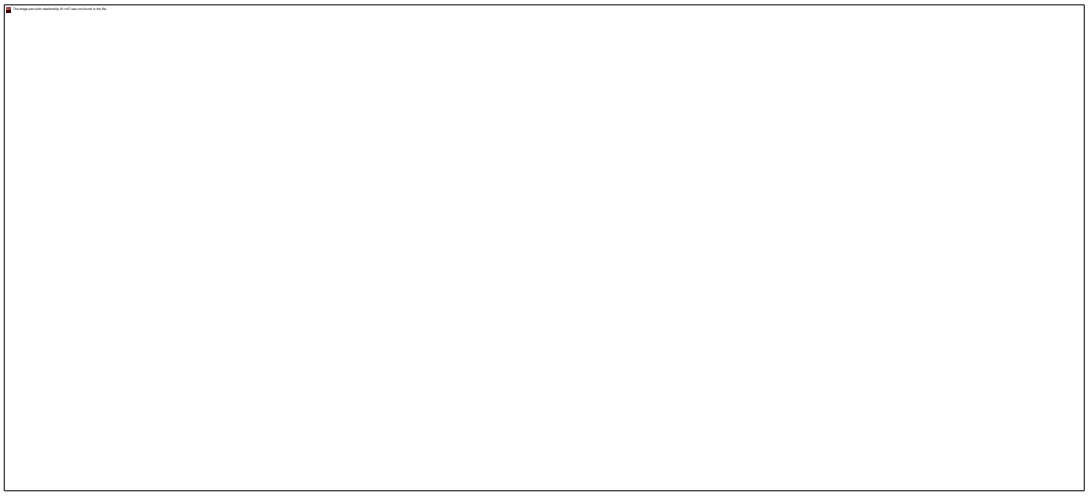
٢. عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

١.١.٤.٣ العقدات المصمتة (Solid Slabs) :

ومنها ما هو باتجاه واحد و اتجاهين وقد تم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد في عقدة بيت الدرج وعقدة جزء دائري في الجزء الغربي للبناء و (flat plate) في الجزء الشمال للبناء.

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

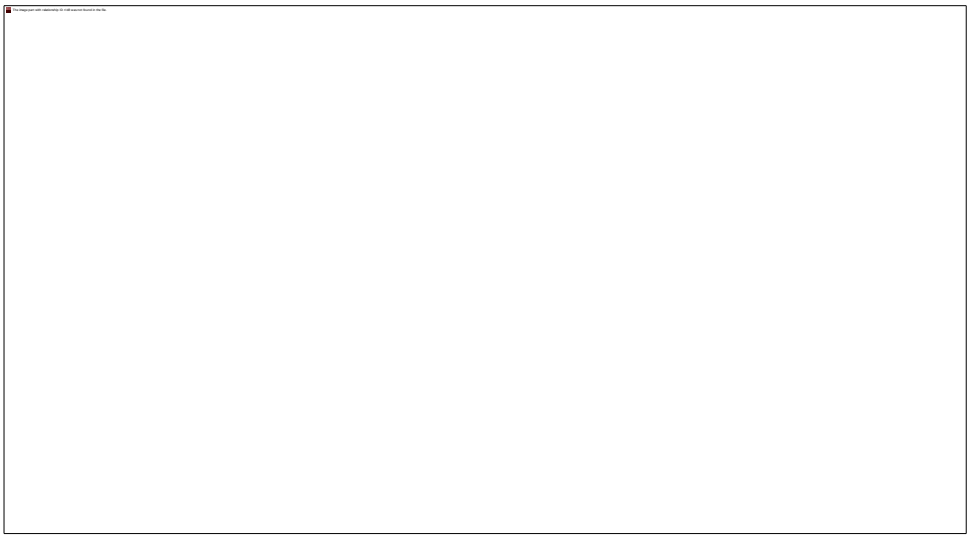
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، وقد تم استخدام هذه العقدات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها و فعاليتها.



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

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

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

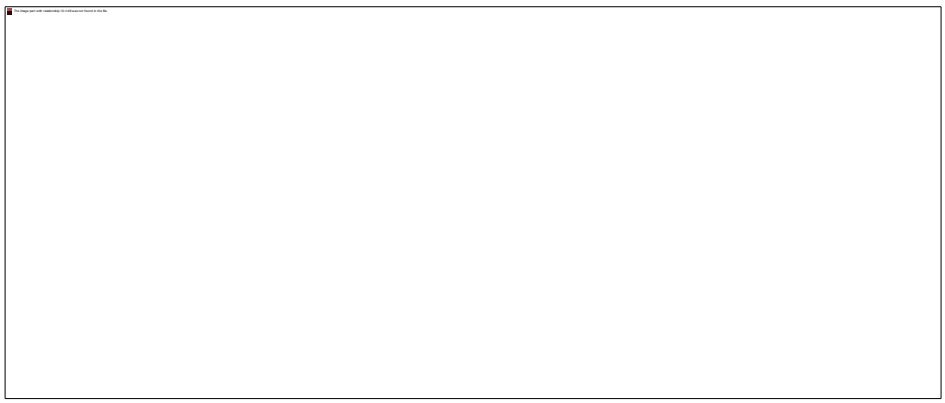


الشكل (٣-٢): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

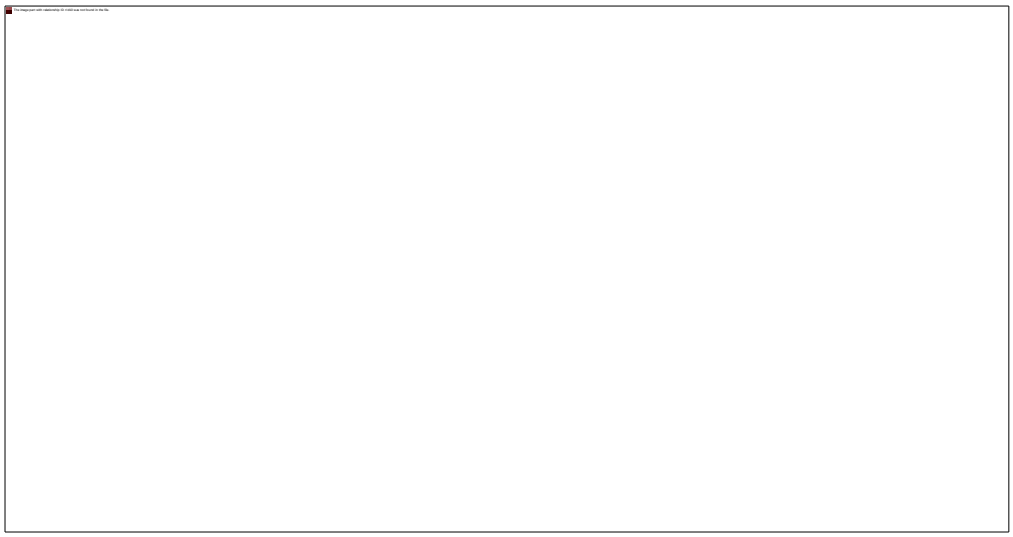
١. الجسور:

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

1- **الجسور المسحورة**:-



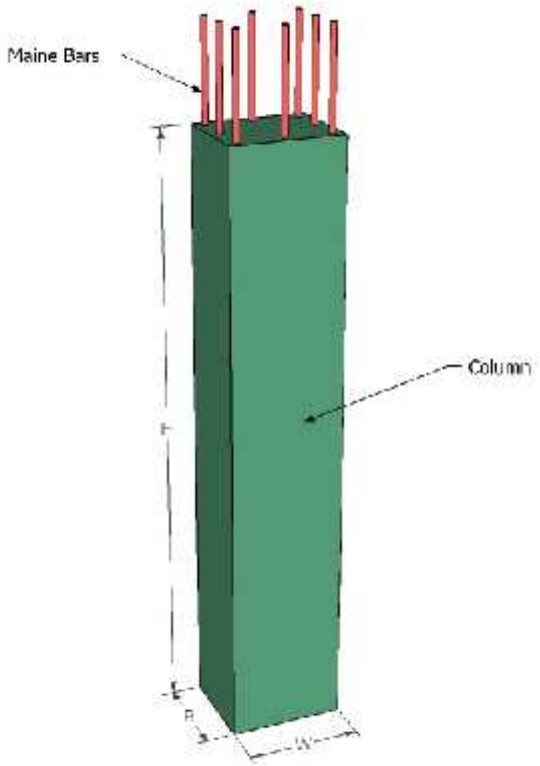
٢-الجسور المدلية:-



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

٣.٤.٣ :الأعمدة

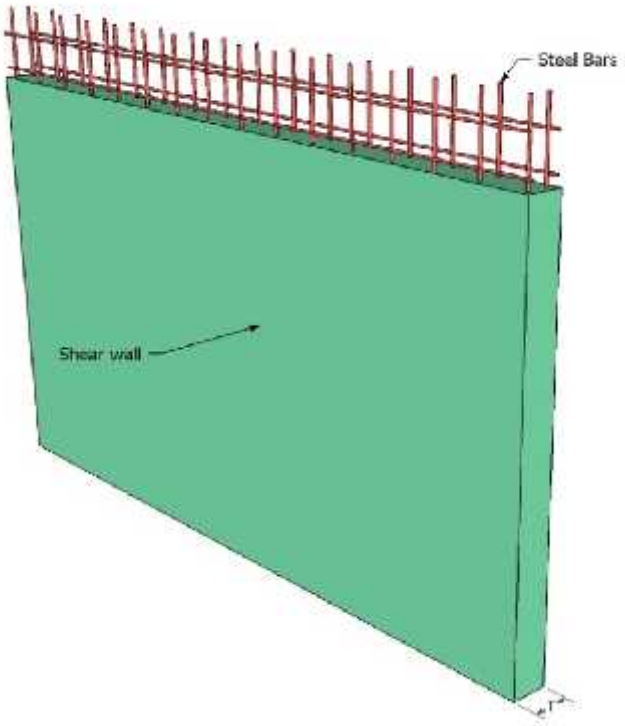
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري **لنقل الأحمال وثبات المبنى**. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (٣-٤): أحد أشكال الأعمدة.

٤.٤.٣ الجدران الحاملة (جدران القص):

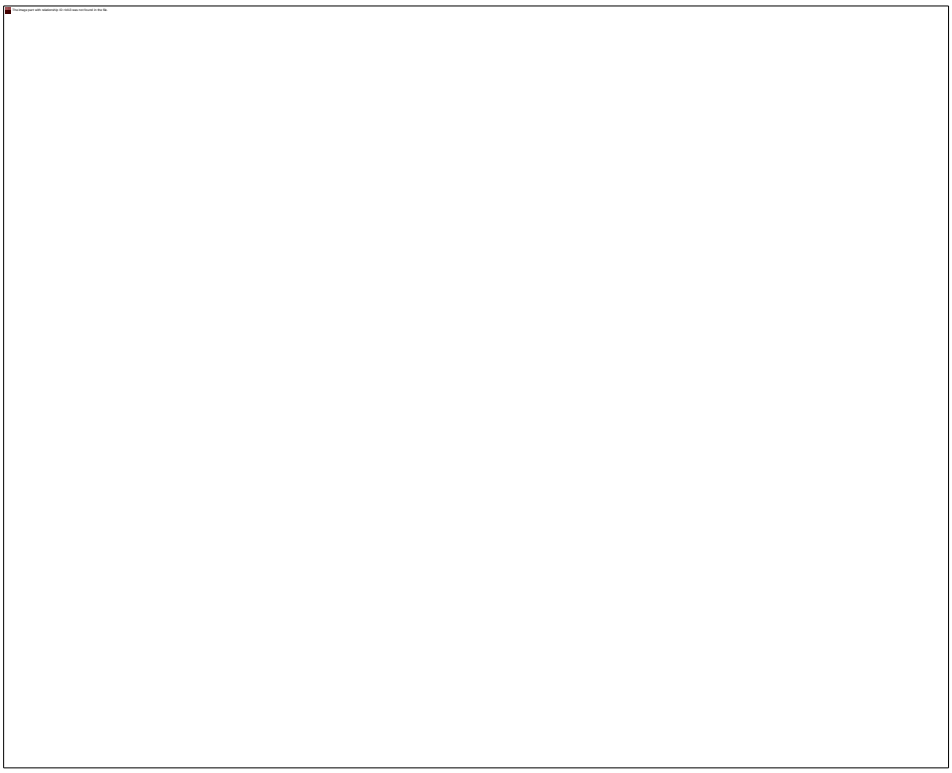
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها ، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، 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 (٣-٥): جدار القص.

٣.٤.٥ 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.

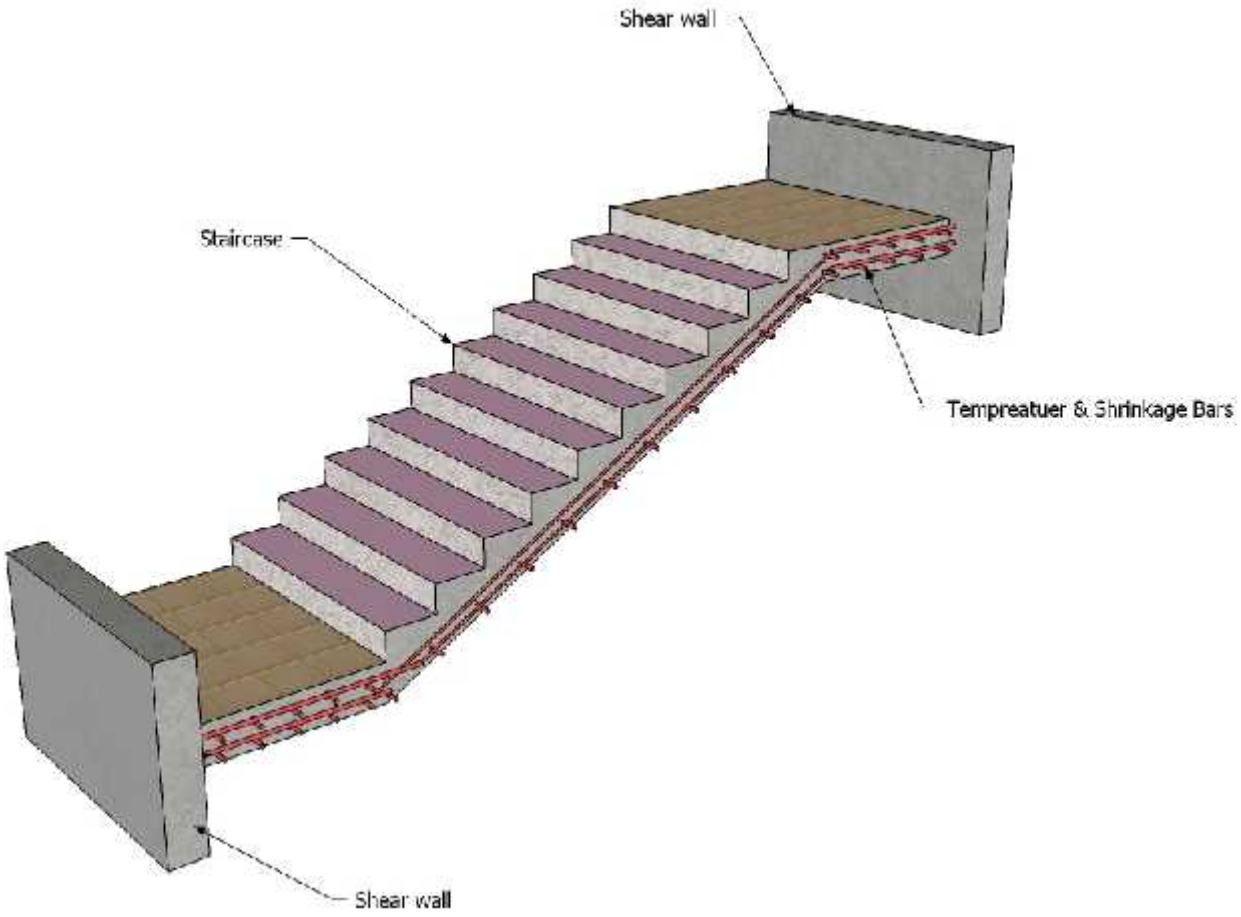


الشكل (٣-٦) : الأساس المفرد

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.

٦.٤.٣ الأدراج:

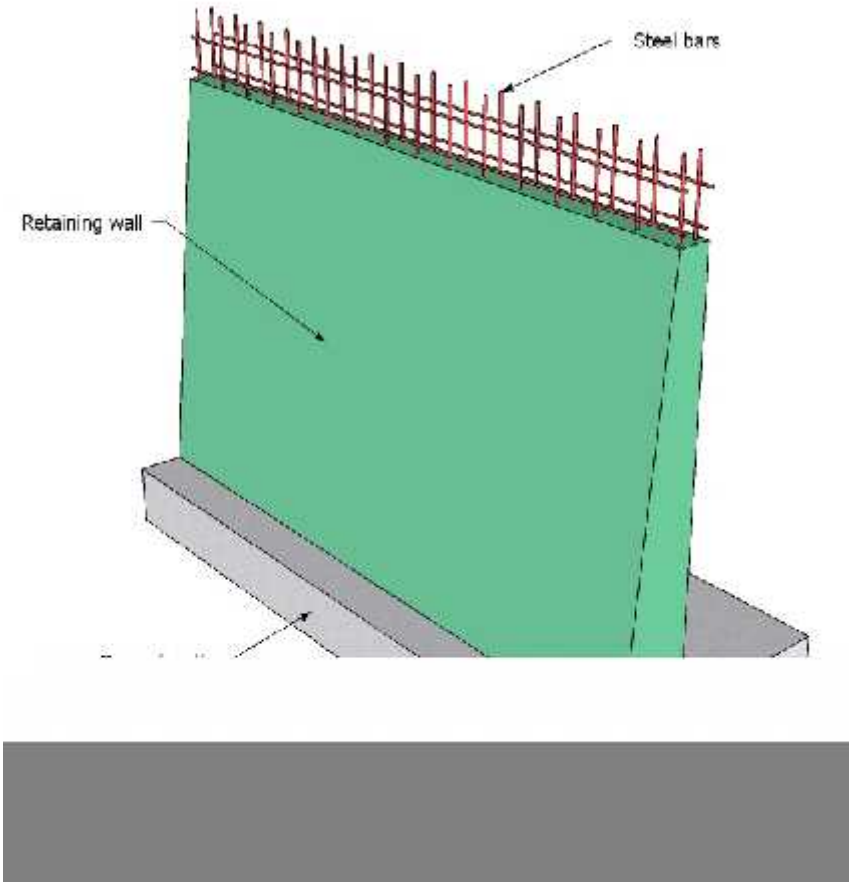
عبارة عن عناصر معمارية **ذات اشكال مختلفة** تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (٣-٧) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (٣-٧): الدرج .

٣.٤.٧ الجدران الاستنادية:

بسبب الاختلاف الواضح في مناسيب قطعة أرض المشروع، كان لا بد من استخدام جدران استنادية لتحمي التربة من الانهيار أو الانزلاق. و تنفذ الجدران الإستنادية من الخرسانة المسلحة .



الشكل (٣-٨) جدار استنادي.

4-15 Design of Dome:-

❖ **Materials :-**

Steel , fy = 4000 psi

Glass , 25KN/m^3

❖ **Loads:-**

Dead load=0.07*25=1.75KN/m^2

Live load "Snow Load" =1.25KN/m^2

Wind Load = 1.2KN/m^2

After Design We get the profile as Horizontal is HSS 2X2 X0.25

as Vertical HSS 2 X 2 X0.25

❖ **Design Strength of Weld Metal:-**

$a = 0.25''$

$Fpu"weld" = 70ksi$

$T = Lw*¤Rnw$

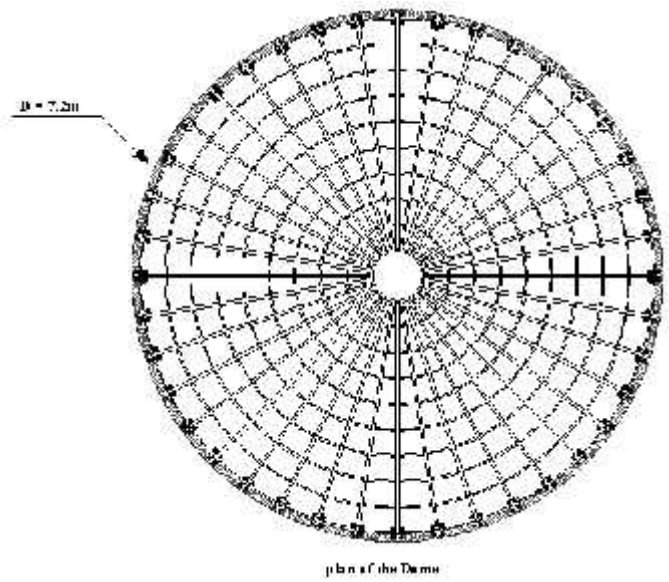
$T = 0.006KN \rightarrow From\ "Sap"$

$$\frac{0.006}{4.448} = Lw*0.75(0.707*\frac{1}{4})*0.6*70$$

$Lw = 0.0075inch$

$Lw = 0.02mm$

$Select\ Lw = 2.0cm$



4-10 Design of Column:-

4-10-1 Design of Col # (A1-6):

Dead load from (*Beam A1-2*) =364.7 KN

Live load from (*Beam A1-2*) =198.84 KN

Self Weight of Columns=25*0.5*0.25*(3.2)=10 KN

Total Dead Load=364.7+10=374.7 KN

Total Live Load=198.84=198.84 KN

$Pu = 1.2*374.7 + 1.6*198.84 = 767.78KN$

$Lu = 3.2$

$***\ Assume\ °g = 0.015$

$***\ B\text{raced column}$

$Pn = 0.8Ag(0.85\,fc'(1 - °g) + °g*\ fy)$

$Pn = \dfrac{767.79}{0.65} = 1181.2KN$

$1.1812 = 0.8Ag(0.85*24(1 - 0.015) + 0.015*420)$

$Ag = 0.056cm^2$

$Use\,50*25 = 0.125\,m^2$

Check Slenderness Effect:

$$\left(\frac{k.L_u}{r}\right) \le (34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right)) \le 40.....ACI.10-12-2$$

L_u : *Actual un*sup *ported* (*unbraced*)*length*

K : *effectivel ength factor*

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

$$\frac{K*Lu}{ry} = \frac{1*3.2}{0.3*0.25} = 42.67$$

$$\frac{K*Lu}{rx} = \frac{1*3.2}{0.3*0.5} = 20.7$$

$\Rightarrow$ **Long Column in x Direction.**

$\Rightarrow$ **Short Column in Y Direction.**

*****The Long Column Case Used To Design.**

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

$$E_c = 4750\sqrt{fc'} = 4750*\sqrt{24} = 23270Mpa$$

$$_d = \frac{1.2*374.7}{Pu} = \frac{(449.64)}{767.78} = 0.58$$

$$I_g = \frac{b*h^3}{12} = \frac{0.25*0.50^3}{12} = 0.0026m^4$$

$$EI = \frac{0.4*23270*10^6*0.0026}{1+0.58} = 15.34MN.m^2$$

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

$$P_c = \frac{3.14^2*15.34}{(1.0*3.20)^2} = 14.77MN.$$

$$Cm = 0.6+0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \quad ....ACI\ 318-2002\ (Eq.10-16)$$

$$Cm = 1 \quad ..... According\ \ to\ \ ACI\ 318-2002\ (10.10.6.4)$$

$$¢_{ns} = \frac{Cm}{1-(Pu/0.75P)} \geq 1.0 \quad ....ACI\ 318-2002\ (Eq.\ 10-12)$$

$$¢_{ns} = \frac{1}{1-(767.78/0.75*14.77*10^3)} = 1.1 > 1$$

$$e_{\min} = 15+0.03*h = 15+0.03*500 = 30\,mm = 0.030\,m$$

$$e = e_{\min} \times ¢_{ns} = 0.030*1.1 = 0.033$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.033}{0.5} = 0.066$$

From Interactio n Diagram

$$\frac{¤P_n}{A_g} = \frac{767.78}{0.5\times0.25} \times \frac{145}{1000} = 0.89 \quad Ksi$$

$$°_g = 0.01$$

$$A_s = °_g \times A_g = 0.01\times500\times250 = 1250\ mm^2`$$

$$Use¤14, A_s = 154mm^2$$

$$\therefore Use10¤14$$

$$A_s = 10*154 = 1540mm^2$$

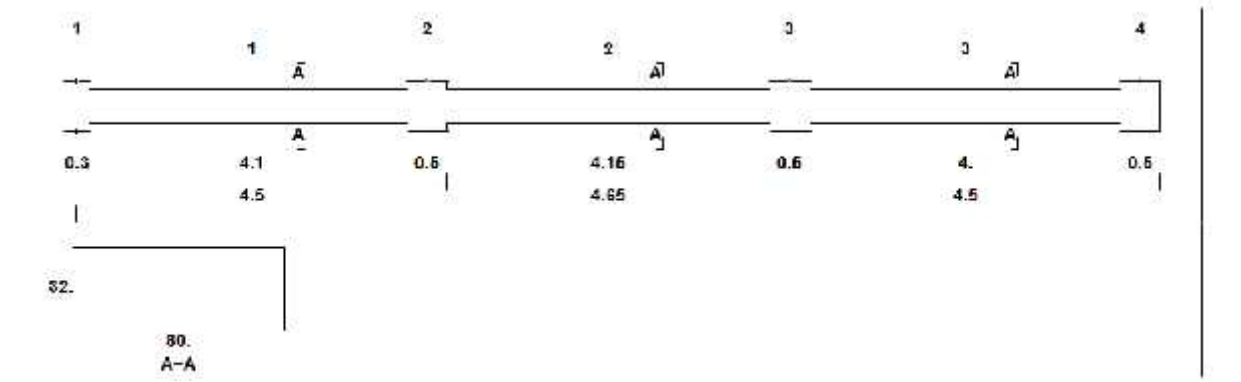
4-7 Design of Beam (A0-19):-

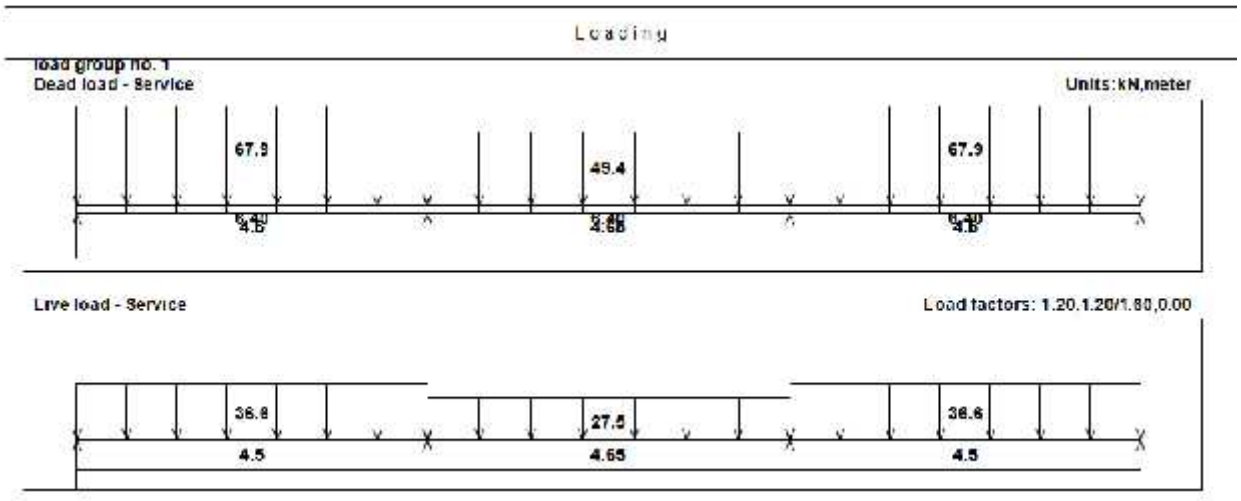
❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

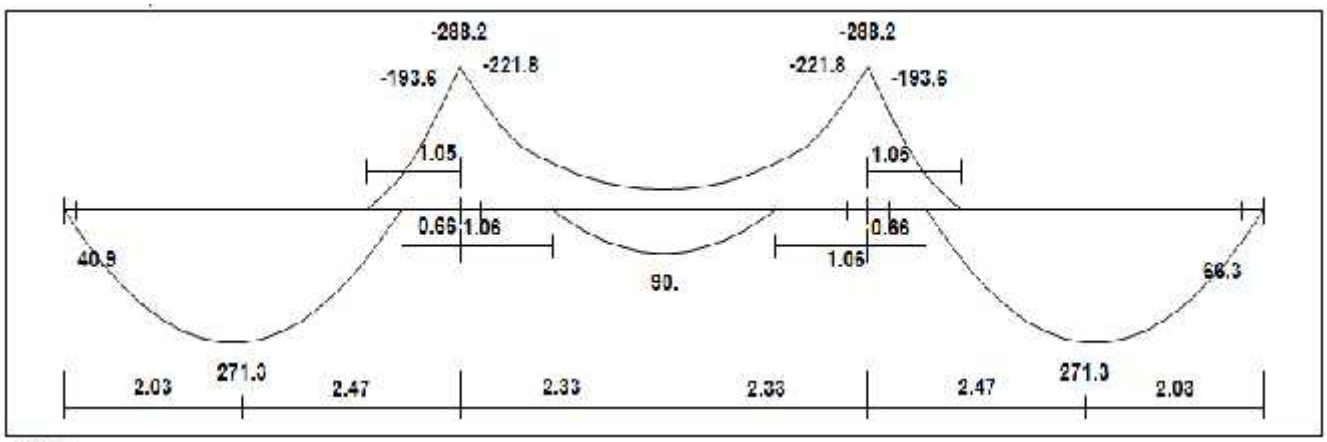
Beam Geometry and section.

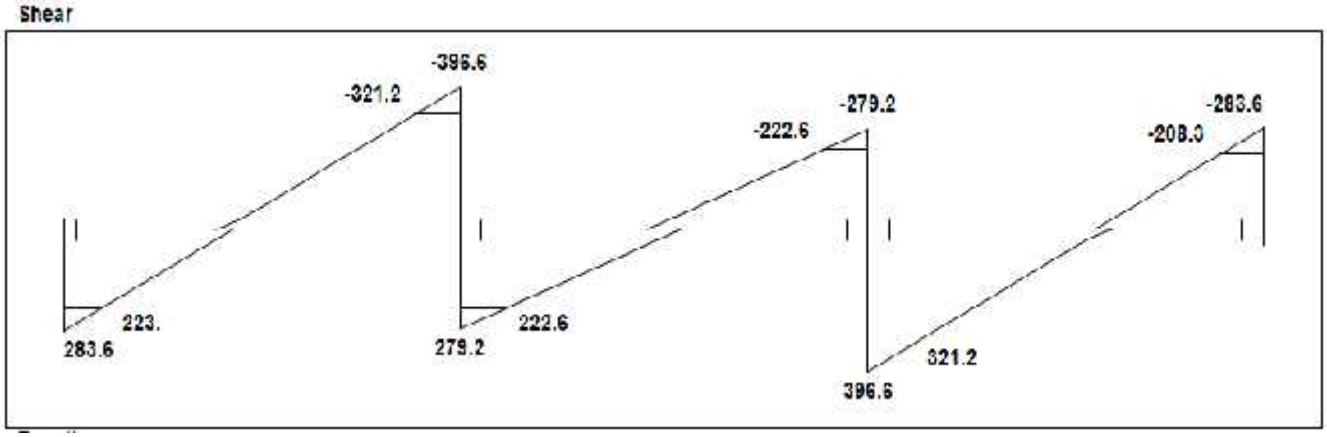




Loading of Beam.

Moment Envelop for Beam.





Shear Envelop for Beam.

4.7.1 Determination of beam thickness:-

1- $h_{\min} = \dfrac{3.90}{18.5} = 0.21 < 0.32 \Rightarrow ok$ (Hidden Beam) h=32 cm

$h_{\min} = \dfrac{4.20}{21} = 0.20 < 0.32 \Rightarrow ok$ (Hidden Beam) h= 32 cm

4.7.2 Determination of beam width :-

$$\rho b = 0.85 \frac{fc'}{fy} B1*\left(\frac{600}{600 + fy}\right)$$

$$\rho b = 0.85 \frac{24}{420} *0.85*\left(\frac{600}{600 + 420}\right) = 0.243$$

$$\rho = (0.4 * \rho b) = 0.4*0.243 = 0.00971$$

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

$$Kn = 0.00971 * 420 *\left(1 - \frac{0.00971 * 20.59}{2}\right) = 3.67$$

$$3.67 = \frac{Mu \quad / ¤}{b * d^2} \text{ ----> } b = \frac{271.3 / 0.9}{3.67 * 0.0676} = \mathbf{1.215\ m}$$

- **Use b = 80 cm**

4.7.3 Determination of Dead & Live load of Beam:-

****Reaction from rib (R5+R6):**

D.L1 =35.3/0.52=**67.9 KN/m**

D.L2 =25.68/0.52=**49.4 KN/m**

L.L1 =19.03/0.52 =**35.3 KN/m**

L.L 2=14.3/0.52 =**27.5 KN/m**

- **D.L1 = 67.9 + 0.32*0.80*25 + 0.8*(0.02*22*2+0.03*23+0.07*16) = 76.55 KN/m**
  D.L2 = 67.9 + 0.32*0.80*25 + 0.8*(0.02*22*2+0.03*23+0.07*16) = 58.05 KN/m
- **L.L 1=(19.03/0.52) + (5*0.80) =39.3 KN/m**
  L.L 2=(14.3/0.52) + (5*0.80) =31.5 KN/m

** Check Singly or Doubly Beam :

$$d = 320 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 260mm$$

$$c_{\max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 260 = 111.43mm \Rightarrow a_{\max} = 0.85 * 111.43 = 95mm.$$

¤ = 0.65 + 250/3 * (0.004 - 0.002) = 0.82

$$¤M_{nc} = 0.82 * 0.85 * 24 * 0.8 * 0.095 * (0.260 - \frac{0.095}{2}) * 10^3 = 276.7KN.m$$

❖ Mu=271.3 KN.m <$¤M_{nc} = 276.7 \Rightarrow Singly$

4.7.4 Design of Beam for Flexure

a)Mu = 271.3KN.m

$$m = 20.59 \Rightarrow K_n = \frac{271.3/0.9}{0.8 * 0.259^2} = 5.6$$

$$° = \frac{1}{20.59} * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 5.6 * 20.59}{420}}\right] = 0.0159$$

$$A_s = 0.0159 * 800 * 259 = 3305.5mm^2$$

Use Φ25=491 mm^2

No. of bars= $\frac{3305.5}{491} = 6.73 \Rightarrow 7¤25 = 3437mm^2$

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 259 = 690.67mm^2$$

$$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 800 * 259 = 604.2mm^2 \Rightarrow ok$$

****Check for Strain:-**

$$Tension = compression$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c^{'} * b * a$$

$$3437 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a \Rightarrow a = 77.1mm \Rightarrow c = 90.7mm$$

$$£_s = \frac{259 - 90.7}{90.7} * 0.003 = 0.0056 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

❖ Use 7 Φ25 for all moments around Mu=271.3 (positive or negative).

b)Mu=90 KN.m

$$K_n = \frac{90/0.9}{0.8 * 0.262^2} = 1.82 \Rightarrow m = 20.59$$

$$° = \frac{1}{20.59}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.82 * 20.59}{420}}\right] = 0.00455$$

$$A_s = 0.00455 * 800 * 262 = 953.5mm^2$$

Use Φ18=254 mm^2

No. of bar= $\frac{953.5}{254} = 3.75 \Rightarrow 4¤18 = 1016mm^2$

$$As_{\min} \geq \frac{1.4}{420} * 800 * 262 = 698.67mm^2$$

$$\geq 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 800 * 262 = 611.2mm^2 \Rightarrow ok$$

****Check for Strain:-**

$$Tension = compression$$

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c^{'} * b * a$$

$$1016 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a \Rightarrow a = 26.15mm \Rightarrow c = 30.76mm$$

$$£_s = \frac{262 - 30.76}{30.76} * 0.003 = 0.0225 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

4.7.5 Design of Beam for Shear:-

$Vu_d = 321.2KN$

$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 169.83$

$¤V_c = 0.75 * 169.83 = 127.37KN.$

$¤V_c + \frac{2}{3}¤\sqrt{f_c'} * b_w * d = 127.37 + \frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 764.24 > V_u$

$\Rightarrow$ Dimension is enough

$V_u > ¤V_c$ Not item 1 and Not item 2.

$¤Vs_{\min} \geq \frac{¤}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} 0.8 * 0.26 * 10^3 = 52KN.$ (Control).

$\geq \frac{¤}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.8 * 0.260 * 10^3 = 47.76KN$

$¤V_c + ¤V_s = 127.37 + 52 = 179.37KN.$

$V_u > ¤V_c + ¤V_s \Rightarrow No, Item3$

$\Phi Vc + \Phi Vs_{\min} < Vu < \Phi Vc + \frac{\Phi}{3}\sqrt{fc'} * bw * d$

$\Phi Vc + \frac{\Phi}{3}\sqrt{fc'} * bw * d = 127.37 + \frac{0.75}{3}\sqrt{24} * 0.8 * 0.26 * 1000 = 382.12KN$

$179.37 < 325.8 < 382.12$

$\therefore Item\#4$

$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{Fy * d}$

$Vs = \frac{Vu}{\Phi} - Vc = \frac{321.2}{0.75} - \frac{127.37}{0.75} = 258.44KN$

$\frac{Av}{s} = \frac{258.44 * 10^{-3}}{420 * 0.26} = 2.367 * 10^{-3}$

Try $\Phi 10$,4leg

$\frac{4 * 79 * 10^{-6}}{s} = 2.367 * 10^{-3} \rightarrow s = 133.5 \text{ mm}$, But

$s \leq \frac{d}{2} \leq 600$

$s \leq 600 \leq \frac{260}{2} = 130$

$\therefore$ Use Φ10 ,4 legs @125mm c/c

4-11-2 Design of Isolated footing(C A-6):-

❖ **Materials :-**

Concrete B300 , Fc' = 0.8*30 = 24N/mm^2 =24Mpa

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

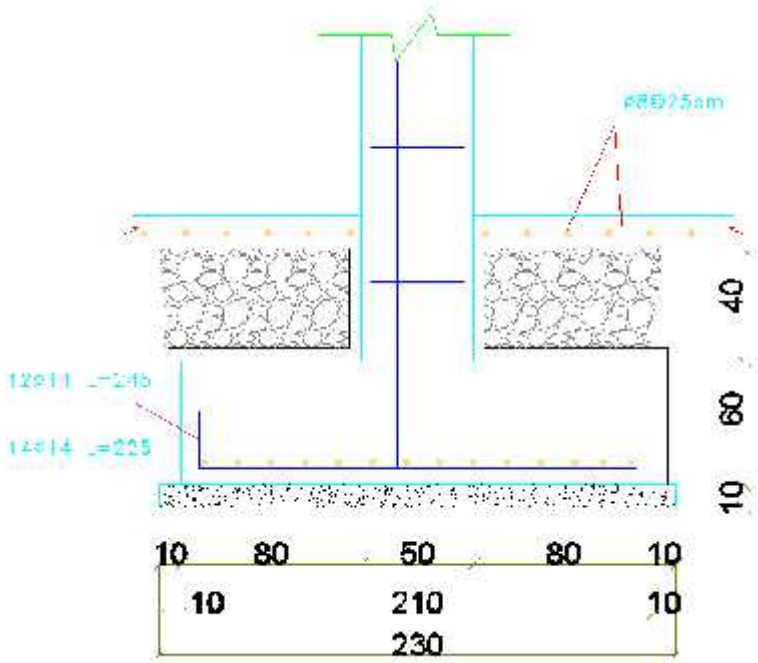


Fig.(4-11-2)

Section (A-A) in Isolated Footing.

Load Calculation(For CA-6 in ribbed slab region):-

P(Dead)=750 KN

P(Live)=397 KN

Soil weight = 18KN/m^2

Column geometry 50 *25 cm

Allowable soil pressure = 400 KN/m^2

Design of Footing Area:-

$q_{all\ net}$ = 400-(0.6*18)-(0.6*25+0.15*25)-5= 370 KN/m^2

Area (A) = Total load / Allowable Soil Pressure

$$= \frac{750+397}{370} = 2.87m^2$$

Try 1.7 * 1.7 Area = 2.89 m^2

Pu = 1.2*750+1.6*397=1535.6 KN

$$q_{ultimate} = \frac{1.2*750+1.6*397}{1.7*1.7} = 531.35KN/m^2 > 370KN/m^2$$

Thickness Determination:-

Assume h = 60 cm ….. d = 600-75-20 = 505 mm

- **Check for One Way Shear Action**

$$Vu = \left(\frac{1.7-0.25}{2} - 0.505\right) \times 531.35 * 1.7 = 198.7KN$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1.70 \times 0.505 \times 10^3 = 525.7KN$$

$¤Vc > Vu$ *OK*

- **Check for Two Way shear Action (Punching).**

$h = 600mm$

$d = 505mm$

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

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

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

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

Where:

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

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

$b_\circ = (0.505+0.5)*2 + (0.505+0.25)*2 = 3.52m$

$\sim_s = 40$ for interior column

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*\left(1+\frac{2}{2.0}\right)*\sqrt{24}*3.52*0.505*10^3 = 2177\,kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{12}\left(\frac{\sim_s}{b_o/d}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*0.505}{3.52}+2\right)*\sqrt{24}*3.52*0.505*10^3 = 3123.5kN$$

$$¤.V_C = ¤.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*3.52*0.505*10^3 = 2177\ kN\ \ control$$

$$Vu = \left[(1.7*1.7)-(0.25+.505)(0.5+0.505)\right]*531.35 = 1518.6kN$$

$¤VC > Vu$ ok

Design for Bending Moment.

$$Mu = 531.35*\frac{(1.7-0.25)}{2}*\frac{(1.7-0.25)}{4}*1.7 = 237.32KN.m$$

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

$$\text{Kn} = \frac{Mu/¤}{b*d^2} = \frac{237.32*10^{-3}/0.9}{1.7*(0.505)^2} = 0.608\ \text{MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.6)(0.608)}{420}}\right) = 0.00147$$

$\text{As}_{\text{req}} = 0.00147\ (1700)\ (505) = 1262\ mm^2$

$°_{\text{min}} = 0.0018$

$A_{s\ \text{min}} = 0.0018\ (1700)\ (505) = 1545.3\ \text{mm}^2$

# of bars = As/ As_{bar} = 1545.3/154 = 10.03

$\Rightarrow$ Note $A_{Φ14}$ = 154 mm²

Use 12Φ 14 In direction As provided = 1848mm²

❖ **Check for yielding:-**

Tension = Compression

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

$1848 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 1.70 * a$

$a = 22.3mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{22.3}{0.85} = 26.3mm$

$£_s = \frac{505 - 26.3}{26.3} * 0.003 = 0.055$

$£_s = 0.055 > 0.005$ .....*OK*

❖ **Check transfer of load at base of column:**

$\Phi Pn = \Phi(0.85\, fc' Ag)$

$\Phi Pn = 0.65(0.85)(24)(0.25 * 0.5) * 10^3 = 1726.6kN >$ Pu =1535.6 KN.

No dowels are required, but use minimum dowels.

$As_{\min} = 0.005 * Ag = 0.005 * 50 * 25 = 6.25cm^2$

Use the column bars as a dowels

Select 18Φ14

$As_{Provided} = 27.7cm^2 > As_{Req.} = 6.25cm^2$

Use 18 Φ 14 dowels As Provided = 27.7 cm2

❖ **Development Length (L_d):-**

$$Ld = \frac{9}{10}\frac{fy}{\gamma}\frac{\omega t * \omega e * \omega s}{\frac{ktr + cb}{db}} * db$$

Cb=75+14/2=82mm

$$Ld = \frac{9}{10}\frac{420}{\sqrt{24}}\frac{1.0 * 1.0 * 0.8}{\frac{0+82}{14}} * 14 = 137\ mm$$

Available Ld =(1700-600)/2 – 75 = 475>137 mm

OK.

$Ldb = \frac{fy}{4\sqrt{fc'}} \times d_b$

$Ldb = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 14 = 300mm$ control

But not less than:

Ldb = 0.04(fy) d_b=0.04(420)*14 =235.2 mm

Available Ld =h-cover-2*db=60-7.5-2*14=497 mm

497 > 300 ……. OK

4-10-2 Two Way Shear Action(Punching):

Interior Column:

Design of Column(C B0-3) :

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

Circular Column D=50cm

Slab Thickness =32cm

$d = 320 - 20 - 20 = 280mm$

$Ln = 3.9$

$Panelsize = 6*6$

$***\ Dead\ Load = 13.07KN/m^2$

$***\ Live\ Load = 5KN/m^2$

$***\text{Support Reaction} = 372KN$

$Wu = 1.2*13.07 + 1.6*5 = 13.04KN/m^2$

$b_o = 2(0.288 + 0.5) + 2(0.288 + 0.3) = 2.752m$

$Vu = 6*6 - ((0.5 + 0.288)*(0.3 + 0.288))*23.7 = 842.22KN$

$$Vc \le \frac{1}{6}(1 + \frac{4}{c})\sqrt{fc'}b_o * d = \frac{1}{6}(1+2)\sqrt{fc'}b_o * d = 0.5\sqrt{fc'}b_o * d$$

$$Vc \le \frac{1}{12}(\frac{\sim s * d}{b_o} + 2)\sqrt{fc'}b_o * d = \frac{1}{12}(\frac{40*0.28}{2.45} + 2)\sqrt{fc'}b_o * d = 0.54\sqrt{fc'}b_o * d$$

$$Vc \le \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_o * d = 0.333\sqrt{fc'}b_o * d \rightarrow control$$

$¤Vc = 0.75*0.333\sqrt{24}*2.752*0.288*1000 = 961KN > 842.22$

$\therefore ¤V > Vu$

No Punshing Shear

Chapter Four
Structural Analysis and Design

4 -1 Introduction.

4 -2 Factored Loads.

4 -3 Slabs Thickness calculation.

4 -4 Load Calculation.

4 -5 Design of Topping.

4 -6 Design of Rib (1).

4-7Design of Beam (A0-19).

4-8 Design of Two Way Ribbed Slab.

4-9 Stair Design.

4-10Desing of Column.

4-11Desing of footing.

4-12Design of Basement Wall.

4-13 Design of shear wall.

4-14 Design of Truss.

4-15 Design of Dome.

4 -1 Introduction:-

Concrete is the only major building material that can be delivered to the job site in a plastic state. This unique quality makes concrete desirable as a building material because it can be molded to virtually any form or shape.

Concrete used in most construction work is reinforced with steel. When concrete structure members must resist extreme tensile stresses, steel supplies the necessary strength. Steel is embedded in the concrete in the form of a mesh, or roughened or twisted bars. A bond forms between the steel and the concrete, and stresses can be transferred between both components.

In this project, all of design calculation for all structural members would be made upon the structural system which was chosen in the previous chapter.

So, in this project, there are Three types of slabs: one way ribbed slab, two way ribbed slab, and flat plate. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer program called "ATIR- Soft ware " to find the internal forces, deflections for ribbed slabs and by using the previous program and "STAAD PRO 2006", Etabs, and Safe programs to find the internal forces, deflections for One way solid slabs and flat plate, and then handle calculation would be made to find the required steel for all members.

The design strength provided by a member, it is connections to other members, and its cross – sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI- code.

NOTE:

*B300…. $fc' \approx 1.0 * 300 = 300\,kg/cm^2\,(MPa)$ For circular section

but for rectangular section ($fc' = 300 * 0.8 = 240\,kg/cm^2$) or (24 Mpa).

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

4 -2 Factored Loads :-

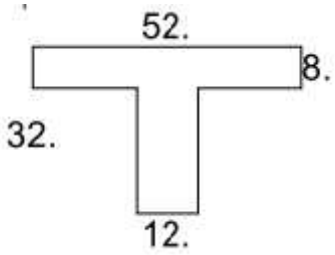
$q_u = 1.2D + 1.6L$ *ACI – 318 - 02 (9.2.1)*

4 -3 Slabs Thickness calculation:-

The overall depth must satisfy ACI Table (9.5.a):

for two way ribbed slab :

Check the thickness 32 cm .
For the corner slab :



$$\bar{y} = \frac{40 * 8 * 4 + 32 * 12 * 16}{40 * 8 + 32 * 12} = 10.55$$

$$I_{rib} = 0.52 * \frac{(0.1055)^3}{3} - 0.4 * \frac{(0.0255)^3}{3} + \frac{0.12 * (0.2145)^3}{3} = 5.96 * 10^{-4} m^4$$

$$I_{beam} = \frac{(I * E)_{beam}}{(I * E)_{slab}}$$

$$I_{beam} = \frac{0.6 * (0.52)^3}{12} = 70.3 * 10^{-4}$$

$$Is_1 = \frac{5.96 * 10^{-4}}{0.52} * (\frac{6.4}{2} + 0.5) = 42.4 * 10^{-4}$$

$$Is_2 = \frac{5.96 * 10^{-4}}{0.52} * (\frac{8.5}{2} + 0.5) = 54.5 * 10^{-4}$$

$$Is_3 = \frac{5.96 * 10^{-4}}{0.52} * (\frac{6.4}{2} + 0.8) = 45.85 * 10^{-4}$$

$$Is_4 = \frac{5.96 * 10^{-4}}{0.52} * (8.5 + 0.8) = 106.6 * 10^{-4}$$

$$\sim_1 = \frac{70.3 * 10^{-4}}{42.4 * 10^{-4}} = 1.66$$

$$\sim_2 = \frac{70.3 * 10^{-4}}{54.5 * 10^{-4}} = 1.3$$

$$\sim_3 = \frac{70.3 * 10^{-4}}{45.85 * 10^{-4}} = 1.53$$

$$\sim_4 = \frac{70.3 * 10^{-4}}{106.6 * 10^{-4}} = 0.66$$

$$\sim_m = \frac{(1.66 + 1.3 + 1.53 + 0.66)}{4} = 1.288$$

$$h = \frac{\ln(0.8 + \frac{fy}{1400})}{36 + 5 * (\sim m - 0.2)} = 1.288$$

$$h = \frac{8.5(0.8 + \frac{420}{1400})}{36 + 5 * \frac{8.5}{6.4}(1.288 - 0.2)} = 0.22\ m = 22\ cm$$

32 cm>22 cm

For rib (R1), as shown in fig.

Fig.(4-1): Spans Length of Rib (R1).

The spans are one end continuous ribbed slab

➔ from *ACI-318-02 table (9.5a)*

Min h ≥ :

$$\frac{L}{18.5} = \frac{5.52}{18.5} = 0.3\ m = 30\text{cm}$$

$$\frac{L}{21} = \frac{5.75}{21} = 0.27\ m = 27\text{cm}$$

24 cm block + 8 cm topping .

For Rib1 ,will use thickness of slab **32cm**

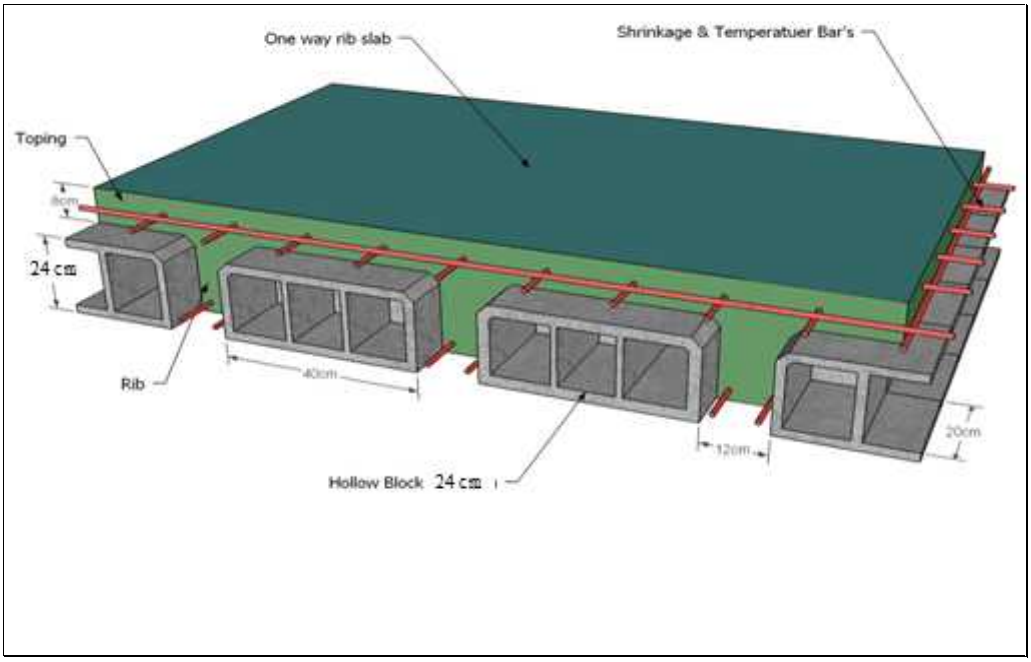


Fig. (4-2) One way ribbed slab [Rib 1]

4 -4 Load Calculation:-

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

- 4.1.1 **Calculation of Dead load :-**

Table (4-1) calculation of the total load for (R1)

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)
Tile	**23**	**3**
Mortar	**22**	**2**
Sand	**16**	**7**
Reinforced concrete	**25**	**8**
Hollow block	**9**	**24**
Reinforced concrete	**25**	**24**
Plastering	**22**	**2**

❖ Design constant :-

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

b_E =Ln/4= 4.29 / 4 =1.07 m = 107 cm

b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = c/c spacing between beams = 52 cm

Control ……. 52cm.

*Requirements For Slab Floor According to *ACI- (318-02)* .

bw ≥ 10cm……ACI(8.11.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw ……..…….. ACI(8.11.2)

Select h=32cm<3.5*12=42cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……ACI(8.11.6)

Select tf=8cm

Determine the loads :

Tile: 23*.03*0.52*1=0.36 KN/m
Mortar: 22*0.02*0.52*1=0.23 KN/m
Sand: 16*0.07*0.52*1=0.58 KN/m
Topping 25*0.08*0.52*1=1.04 KN/m
Block: 9*0.24*0.4*1=0.86 KN/m
Rib: 25*0.12*0.24* 1=0.72 KN/m
Plastering: 22*0.02*0.52*1=0.23 KN/m
Partitions: 2.38*0.52=1.2376 KN/m

➔ **Total dead load = 5.26 KN/m/rib**

❖ **4.4.2 Calculation of Live load:-**

From Jordanian live loads table live load for school is **5 KN/m²**

➔ **Total live load** = 5*0.52 = **2.6 KN/m/rib**

4 -5 Design of Topping:-

❖ Calculation of Dead load

Tile: 0.03*23*1=0.69 KN/m

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

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

Topping: 0.08*25*1=2 KN/m

Partitions:1.2376 KN/m

D.L $_{total}$ = 5.49 KN/m

❖ Calculation of live load

L.L $_{total}$ = 5KN/m

➔ Wu = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2*5.49 + 1.6*5 = 14.59K/m

Check ΦMn > Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{14.59 * 0.4^2}{12} = 0.195 kN.m$$

ΦMn = Φ*fr * s

$$s = \frac{bh^2}{6}$$

$$fr = 0.42 \times \sqrt{fc'}(MPa) \qquad ACI\text{-}318\text{-}02 \quad (22\text{-}5.1)$$

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

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

¤ $* Mn = 0.55 * 2.194 = 1.207 kN.m.$

¤ $* Mn = 1.207 > Mu = 0.195 KN.m.$

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

° = 0.0018 *ACI-318-02 (7.12.2)*

$$As = ° * b * h = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 mm^2 / 1m.$$

A_s (ϕ 8) =50mm^2

So number of bars =144/50 = 2.88 ,so use 3 bars.

Check spacing: 1/(number of bars) =1/2.88 =0.35 >3*h

0.35>3*.08=0.24

0.35>450

Then use Φ 8 @ 20cm for practical purposes in both directions.

4 -6 Design of Rib (1):-

❖ Materials :-

Fc' = 0.8*30 = 24 N/mm^2 =24Mpa

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

❖ System :-

One -way ribbed slab :-

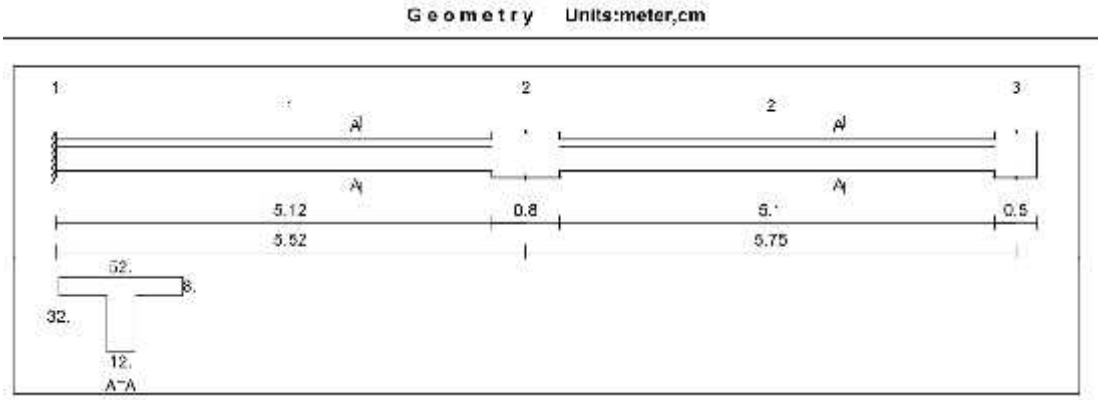
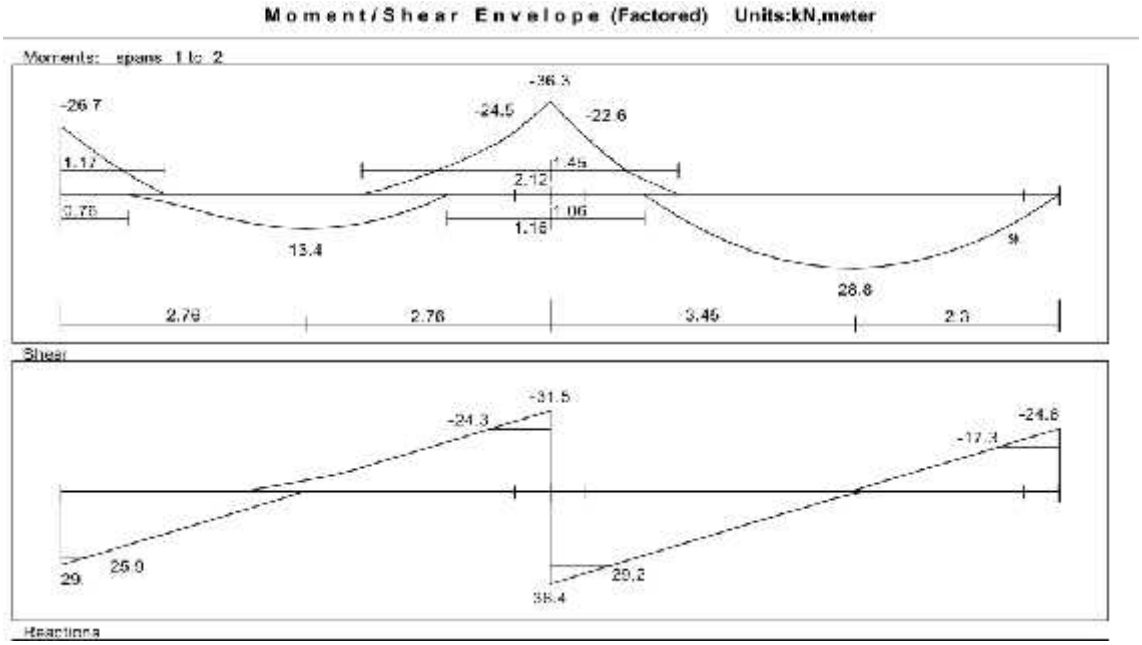


Fig.(4.3): Spans Length of Rib (R1).

❖ Loading :-

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

D.L $_{total}$ = 5.26 KN/m/rib **L.L $_{total}$ = 2.6 KN/m/rib**



Flexural Design : -

❖ **Design for positive Moment for Rib (R1):-**

Use Mu max. Positive for span ➔ **Mu= 28.8 KN.m** .

Determine whether the rib will act as **rectangular** or **T-section**:

For a = t_f = 8cm

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 320 – 20–8 – 14/2 = 285 mm.

Φ.Mnf = 0.9*0.85 f_c * t_f * b_E *(d- t_f/2)

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.285-0.08/2)*10^3

➔ **Φ.Mnf = 187.13KN.m**

ΦMnf =187.13 KN.m > Mu =28.8 kN.m

➔.'. Rectanglular section

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.bE .d

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

$$Kn = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{28.8*10^{-3}/0.9}{0.52*(0.285)^2} = 0.758$$

$$° = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\,mKn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.758}{420}}\right) = 0.00184$$

A_S = ρ.bE .d = (0.00184)* (520)* (285) = 272.7 mm^2 .

Then use 2Φ 14 ,As=308 mm^2

***Check Minimum Reinforcement A_S min ……...*(ACI- 318 - 10.5.1)*

$$A_{S\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(285) = 100 mm^2$$

$$A_{S\,min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(285) = 114.4 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2Φ14 ,As=308 mm^2>114.4 , OK

*****Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 154 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 12.2\,mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{12.2}{0.85} = 14.35\,mm$

β=0.85….. $f_c < 28MPa$ ……. ACI (10.2.7.3)

$£_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{286 - 14.35}{14.35} \times 0.003 = 0.057$

$£_s = 0.057 > 0.005$

❖ **Design for Positive Moment for Rib (R1):**

use Mu =13.4 KN.m

Design as a rectangular with b = 52 cm

$$Kn = \frac{Mu\ /¤}{b * d^2} = \frac{13.4 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * (0.285)^2} = 0.353$$

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

$$ρ = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(0.353)}{420}}\right) = 0.000848$$

As = 0.000848 * (520)* (285) = 126 mm^2 **.**

# of bars = As/ As $_{bar}$ = 126/79 = 1.59 *** Note $A_{Φ10}$ = 79 mm²**

Select Bottom bars 2 Φ 10 mm. **Total As= 158** mm^2 **.**

*****Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 79 * 420 = 0.85 * 24 * 520 * a$

$a = 6.25\,mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{6.25}{0.85} = 7.35\,mm$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = 7.35 \times 0.003 = 0.11$

$£_s = 0.11 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

❖ **Design for Negative Moment for Rib (R1):**

Use Mu max. negative for support ➔ Mu= 26.7 KN.m

Design as a rectangular with b = 12 cm

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

$Kn = \frac{Mu / ¤}{b * d^2} = \frac{26.7 * 10^{-3} / 0.9}{0.12 * (0.285)^2} = 3.044$

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

$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(2.82)}{420}}\right) = 0.007888$

As = 0.007888 (120) (285) = 269.77 mm^2 .

*****Check Minimum Reinforcement $A_{s\ min}$..(ACI- 318 - 10.5.1)**

❖ $A_{s\,min}=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(286) = 100mm^2$

$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(286) = 114.4mm^2$ (control)

$A_s = 249.16\ mm^2 > A_s = 114.4\ mm^2$

➔ **$A_{s\ req}$= 249.16 mm^2**

Select Top bars 2 Φ 14 mm. Total As= 308 mm^2.

*****Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 154 * 420 = 0.85 * 24 * 120 * a$

$a = 52.84\ mm$

$c = \frac{a}{1} = \frac{52.84}{0.85} = 62.165\ mm$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{286-62.165}{62.165} \times 0.003 = 0.0108$

$£_s = 0.0108 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$

Ok……

❖ **Design for Negative Moment for Rib (R1):**

Use Mu max. negative for support ➔ Mu= 22.6 KN.m

Design as a rectangular with b = 12 cm

$Kn = \frac{Mu/¤}{b * d^2} = \frac{22.6 * 10^{-3}/0.9}{0.12 * (0.286)^2} = 2.576$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.58)(2.576)}{420}}\right) = 0.00658$$

$As = 0.00658 * (120) * (285) = 225.04\ mm^2$.

Select Top bars 2 Φ 12 mm. Total As= 226 mm^2.

***Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

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

$$2 * 113 * *420 = 0.85 * 24 * 120 * a$$

$$a = 38.77\ mm$$

$$c = \frac{a}{1} = \frac{38.77}{0.85} = 45.62\ mm$$

β=0.85….. ACI (10.2.7.3)

$$£_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{286 - 45.62}{45.62} \times 0.003 = 0.0158$$

$$£_s = 0.0158 > 0.005 \Rightarrow ¤ = 0.9$$

Ok……

❖ Design shear for Rib (R1):-

Factored shear forces at d=0.285 m from support

Vu_{max} =29.2 KN (From Shear Envelop)

Determine shear strength provided by concrete (ϕ Vc).

Item #2:

ΦVc/2 < V_u <ΦV_c

$1.1\Phi\ Vc = 1.1*\Phi * \frac{\sqrt{fc'}}{6}\ bw * d$

$= 1.1*\ 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6}\ 0.12 * 0.285*10^3 = 23.04\ kN$

ΦVc =23.04 kN < Vu = 29.2kN

Not item #2

Item #3:

Φ Vc< V_u <Φ V_c +Φ $V_{s\ min}$

$$¤Vs\ min \geq \frac{¤}{16} \times \sqrt{fc'} * bw * d = \frac{0.75}{16} \times \sqrt{24} * 0.12 * 0.285 = 7.854KN$$

$$¤Vs\ min \geq \frac{¤}{3} \times bw * d = \frac{0.75}{3} \times 0.12 * 0.285 = 8.55KN \rightarrow control$$

$23.04 < 29.2 < 31.59$

$\therefore$ item $3 \rightarrow$ min. shear reinforcement is required

$$\left(\frac{AV}{s}\right)\min \geq \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{fc'}}{Fy} bw = \frac{1}{16} \times \frac{\sqrt{24}}{420} * 0.12 = 8.75 * 10^{-5}$$

$$\left(\frac{AV}{s}\right)\min \geq \frac{1}{3} \times \frac{bw}{Fy} = \frac{1}{3} \times \frac{0.12}{420} = 9.5 * 10^{-5} \rightarrow control$$

$try ¤ 8(2leg)$

$$\frac{2 * 50 * 10^{-6}}{s} = 9.5 * 10^{-5}$$

$$s = 1.05m$$

$$but : s \leq \frac{d}{2} \leq 600mm = \frac{0.286}{2} = 0.143m \leq 600$$

$\therefore$ Use Φ8@12.5 cm(2 leg)

4-13 Design of shear wall (A-03):-

- **Material :-**

  concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

  Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

- **According to soil profile type "SA" ,and Seismic Zone Factor "Z"=0.3:**

  Ca:" Seismic Coefficient" =0.24

  Cv:"Seismic Coefficient"=0.24

  I:"Importance Factor"=1.0

  R:"Structural System"=5.5

- **Section :-**

t=30 cm .shear wall thickness

Lw = 6 m .shear wall width

hw=7.04 m.

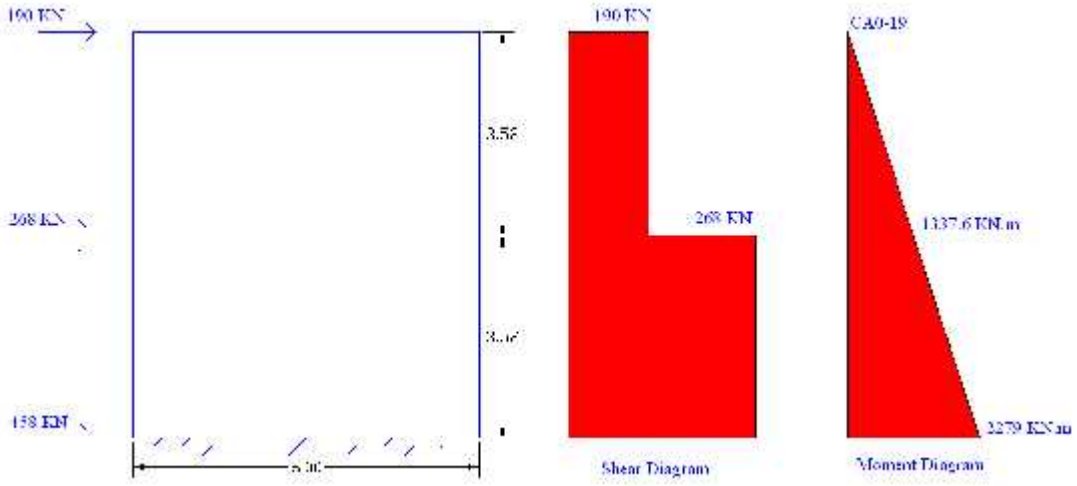


Fig. (4-13-1).

Load from earthquake (X Direction) for Shear wall (WA-03).

- **Design of the Horizontal reinforcement:**

Critical Section:

$$\frac{lw}{2}=\frac{6}{2}=3m\ldots\ldots \quad control$$

$$\frac{hw}{2}=\frac{7.04}{2}=3.52m$$

$$d=0.8\times lw=0.8\times 6=4.8m$$

$$V_u=268KN$$

$$M_u=2279KN.m$$

$$V_{c1}=\frac{\sqrt{fc'}}{6}\times b\times d$$

$$V_{c2}=\frac{\sqrt{fc'}\times b\times d}{4}+\frac{N_u\times d}{4\times L_w}$$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{fc'}}{2}+\frac{l_w\left(\sqrt{fc'}+\frac{2\times N_u}{l_w\times h}\right)}{\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{h\times d}{10}$$

$$V_{c1}=\frac{\sqrt{24}}{6}\times 0.30\times 4.8*10^3=1175\ \ KN$$

$$Assume\quad N_u=0$$

$$V_{c2}=\frac{\sqrt{24}\times 0.30\times 4.8*10^3}{4}+\frac{0\times 1.04}{4\times 1.3}=1736.6\ KN$$

$$V_{c3}=\left[\frac{\sqrt{24}}{2}+\frac{6\left(\sqrt{24}\right)}{\left\langle\frac{2279}{268}-\frac{6}{2}\right\rangle}\right]\times\frac{0.30\times 4.8}{10}\times 10^3=1122KN\quad \text{Control}$$

$$\left\langle\frac{M_u}{V_u}-\frac{l_w}{2}\right\rangle=5.5>0$$

$$\frac{A_{vh}}{s_2}=\frac{V_s}{F_y\times d}$$

$$V_s=\frac{V_u}{¤}-V_c=\frac{458}{0.75}-1122=-ve$$

$$\frac{A_{vh\min}}{s_2}=0.0025\times h=0.0025\times 0.30=0.00075\ldots\text{control}$$

$$S_2\le\frac{l_w}{5}=\frac{6}{5}=1.2\ m$$

$$S_2\le 3\times h=3\times 0.30=0.9m$$

$$S_2=\frac{2\times A_{vh}}{0.00075}=\frac{2\times 79\times 10^{-6}}{0.00075}=0.21\,m$$

$\therefore Use ¤10@20cm \quad c/c \quad in\ two\ layers\ (horizontal)$

- **Design of Vertical reinforcement:**

$$A_{Vn}=\left[0.0025+0.5\left(2.5-\frac{h_w}{l_w}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_2\times h}-0.0025\right)\right]\times S_1\times h$$

$$A_{Vn}=\left[0.0025+0.5\left(2.5-\frac{7.04}{6}\right)\left(\frac{2\times 79}{200\times 300}-0.0025\right)\right]\times S_1\times h$$

$$A_{Vn}=0.0025\times S_1\times h$$

$$S_1=\frac{2\times 113\times 10^{-6}}{0.0025\times 0.30}=0.30\ m \quad \ldots \quad control$$

$$S_1\le \frac{l_w}{3}=\frac{6}{3}=2.0\ m$$

$$S_1\le 3\times h=3\times 0.30=0.9\ m$$

$$S1\le 0.45m$$

$\therefore Use ¤12@20cm \quad c/c \quad in\ two\ layers\ (vertical)$

- **Design of Moment:**

The boundary element is required if :

$$C\ge \frac{Lw}{600*(¢n/hw)}$$

$¢n: Lateral\ Displacement\ for\ wall$

$assume \quad ¢n/hw\ge 0.007$

$$C\ge \frac{6}{600*0.007}=1.43m$$

$$Cw=C-0.1\times Lw$$

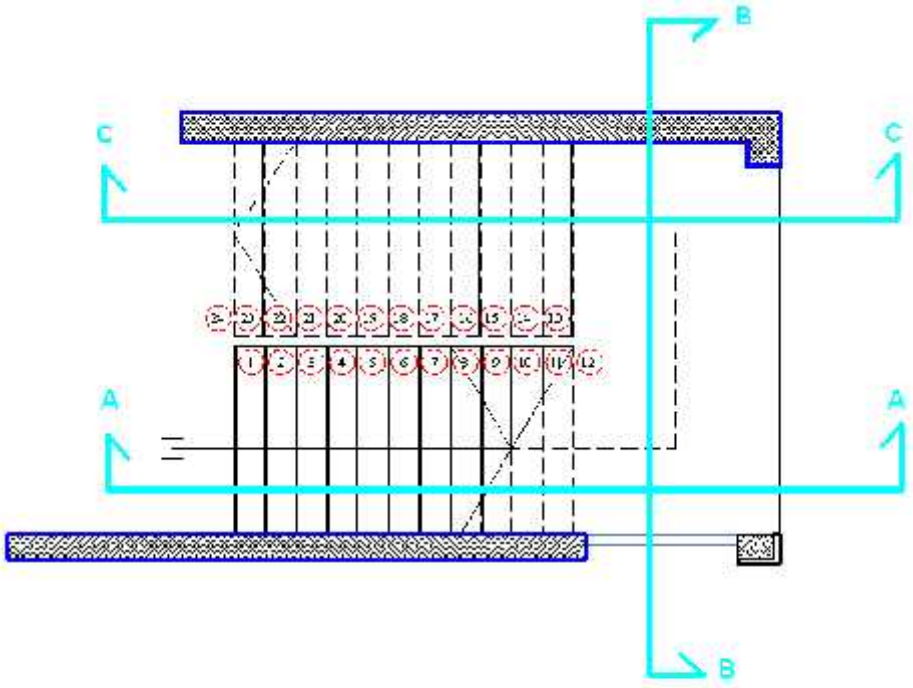
$$Cw\ge 1.43-0.1\times 6=0.83m$$

$$Cw\ge \frac{C}{2}=\frac{1.43}{2}=0.715\ m$$

No boundary is required

4-9 Stair Design:-

4-9-1 Design of Stair #1 :-



STAIR (1)

From Ground to first floor

Fig.(4-9-1)

L=3.3+0.85=4.15m

h=4.15/20=0.2075m

***Use h= 25 cm

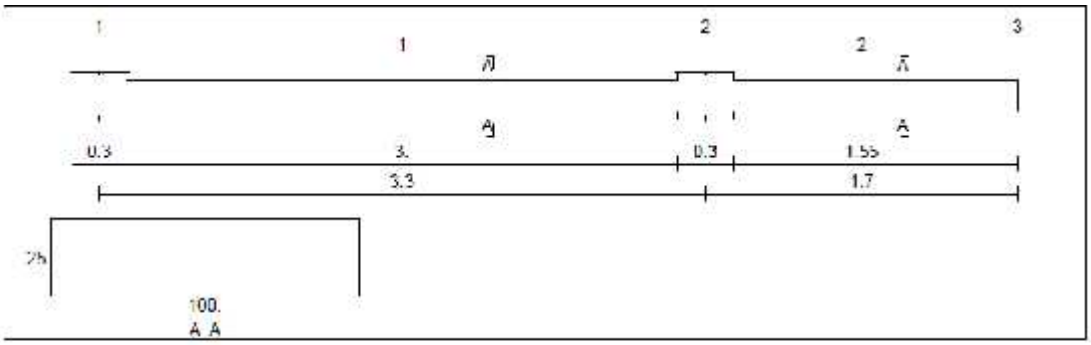
Flight Load calculation:-

- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*(0.33+0.15)*(23/0.30) = 1.104 KN/m^2.
  - Mortar =(0.15+0.3)* 0.02*(22/0.3) = 0.7 KN/ m^2.
  - Stairs = ((0.5*b*h)*25=(0.5*0.3*0.15*25)/0.3= 1.875 KN/ m^2.
  - Slab = 0.25 *25/ Cos 28.6= 7.1 KN/ m^2.
  - Plaster = (0.02*22)/ (Cos28.6) =0.5 KN/ m^2.

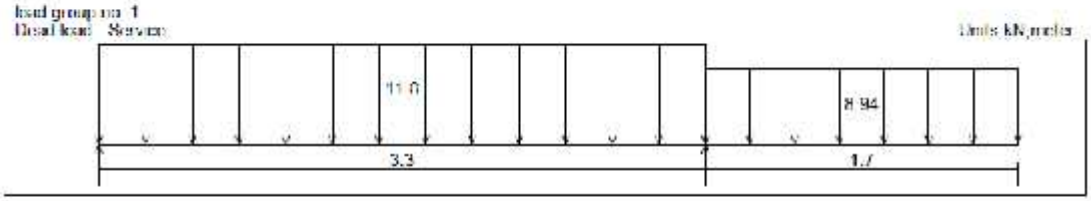
Total dead load = 11.88 KN/m

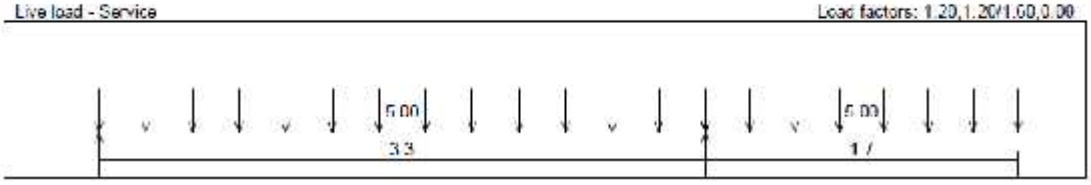
- **Live load:-**

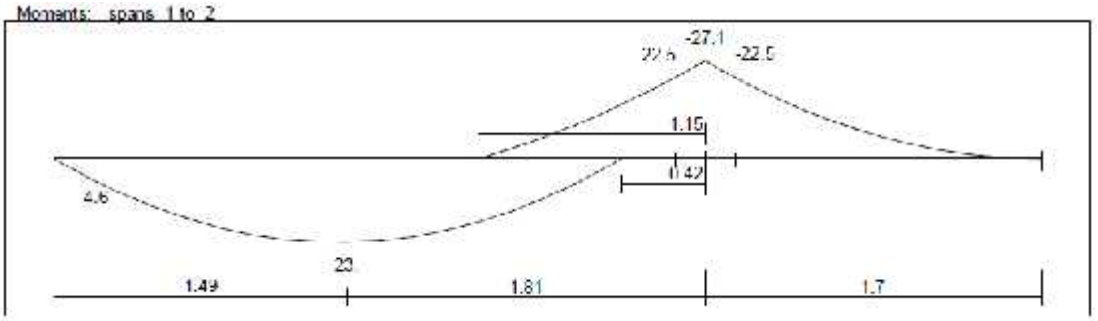
Live load for stairs =5 KN/ m^2.

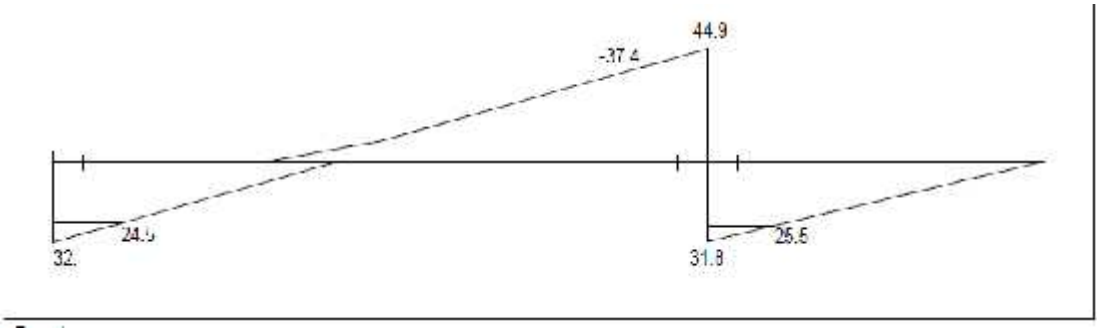

1
2
3
0.3
3.3
0.3
1.55
1.7
100.
A A

Loading


Units kN,metre
11.0
8.94
3.3
1.7


Live load - Service
Load factors: 1.20,1.20/1.00,0.00
5.00
5.00
3.3
1.7


Moments: spans 1 to 2
-27.1
-22.5
1.15
0.42
4.6
23
1.49
1.81
1.7


44.9
-37.4
24.9
32.
31.8
25.5

Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

d = 250 -20 -7 = 223 mm.

Mu = 51.3 kN.m/m

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

$$k_n = \frac{23 * 10^{-3} / 0.9}{1 * 0.223^2} = 0.49$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.49)}{420}}\right) = 0.00118$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.00118 * 1000 * 223 = 263\ mm^2/m$

$A_{s\ min} = 0.0018 * 1000 * 250 = 450\ mm^2$ ……(control)

Use Φ 10 @ 15 cm for two dirction reinforcement

4.9.1.6. Design of shear:-

Vu = 44.9 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.223}{6} = 136.6 KN$$

Vu = 44.9 KN < Ø.Vc = 106 KN .

No shear Reinforcement is required.

4-9-2 Design of Stair #2 :-

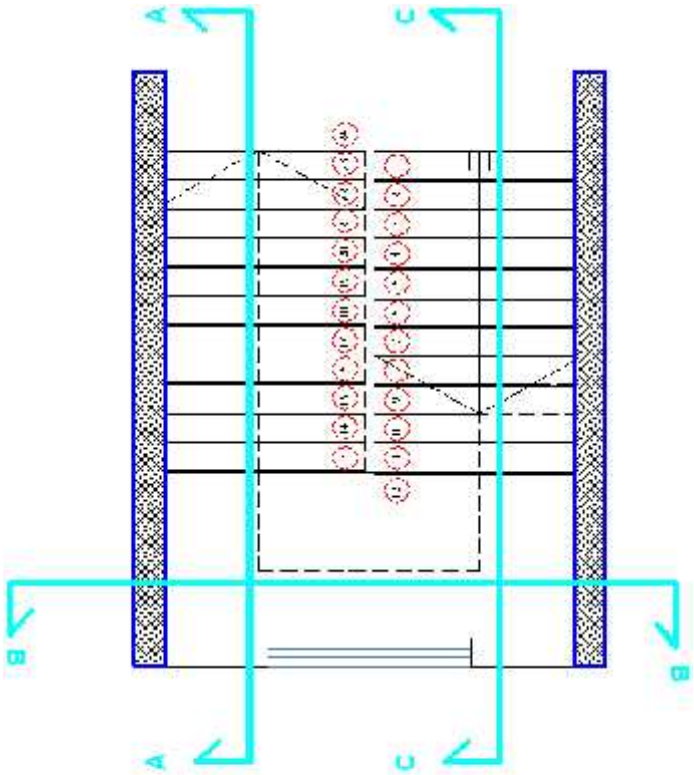


Fig.(4-9-2).
Stair (2)

L=٣.٣+٠.٨٥=٤.١٥m

h=٤.١٥/20=0.٢١m

***Use h= ٢٥ cm

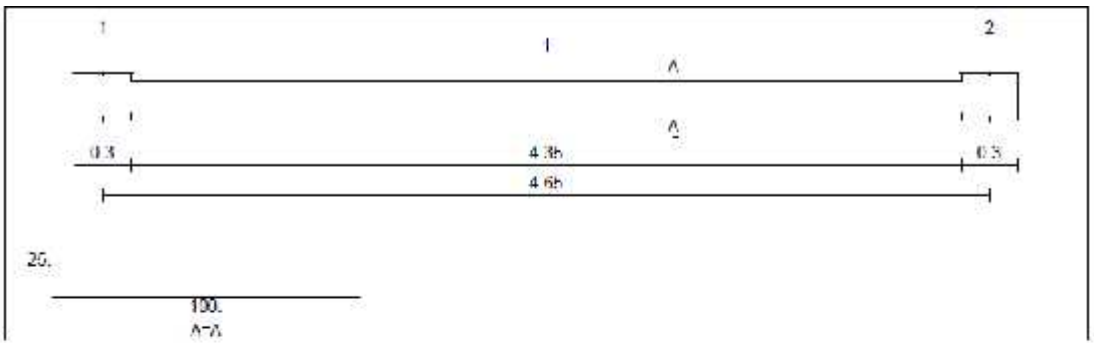
Flight Load calculation:-

- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*(0.33+0.15)*(23/0.30) = 1.104 KN/m^2.
  - Mortar =(0.15+0.3)* 0.02*(22/0.3) = 0.7 KN/ m^2.
  - Stairs = ((0.5*b*h)*25=(0.5*0.3*0.15*25)/0.3= 1.875 KN/ m^2.
  - Slab = 0.25 *25/ Cos 28.6= 7.1 KN/ m^2.
  - Plaster = (0.02*22)/ (Cos28.6) =0.5 KN/ m^2.

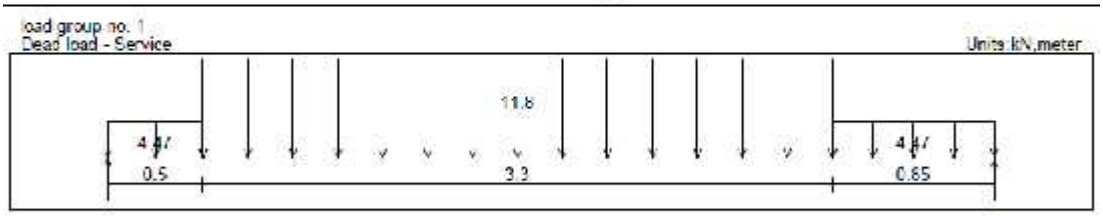
Total dead load = 11.88 KN/m

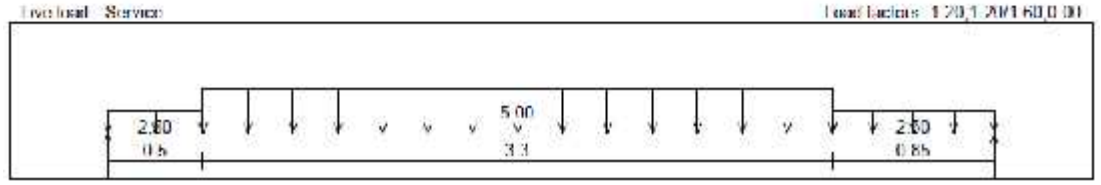
- **Live load:-**

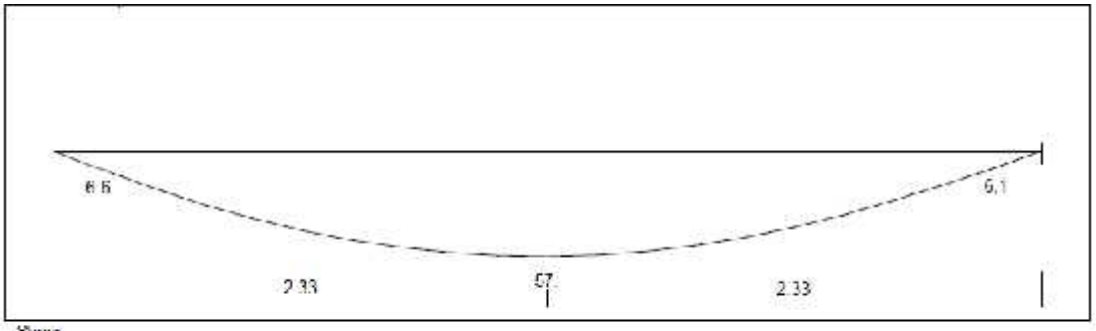
Live load for stairs =5 KN/ m^2.



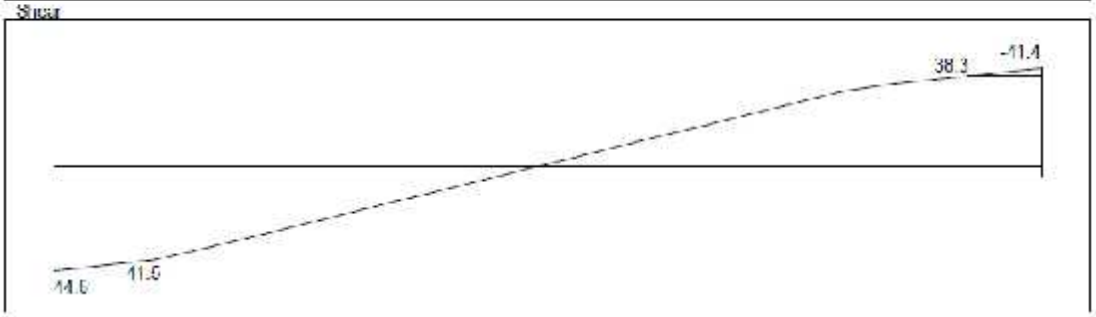
Loading







Shear



Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

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

Mu = 53.5 kN.m/m

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

$$K_n = \frac{57 * 10^{-3} / 0.9}{1 * 0.223^2} = 1.27$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(1.27)}{420}}\right) = 0.00312$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.00312 * 1000 * 223 = 696.7\ mm^2/m$

Use $As_{req} = 753\ mm^2$.

Use Φ 12 @ 15cm for main reinforcement

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

Use Φ 10 @ 15 cm for transverse reinforcement

Design of shear:-

Vu = 36 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.223}{6} = 136\,KN$$

Vu = 44.6 KN < Ø.Vc = 136 KN .

No shear Reinforcement is required.

Landing Load calculation:-

- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*22 = 0.69 KN/m^2.
  - Mortar = 0.02*22= 0.44 KN/ m^2.
  - Sand = 0.07*16= = 1.12 KN/ m^2.
  - Slab = 0.25*25= 6.25 KN/ m^2.
  - Plastering = 0.02 *22=0.44 KN/ m^2.

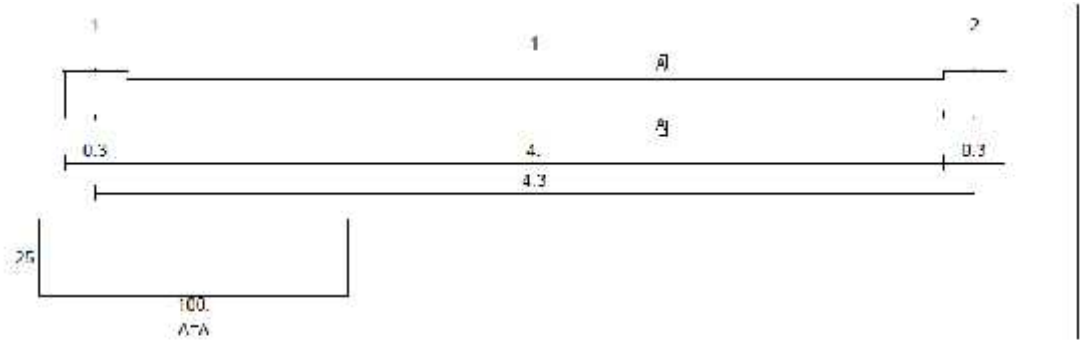
dead load = 8.94 KN/m

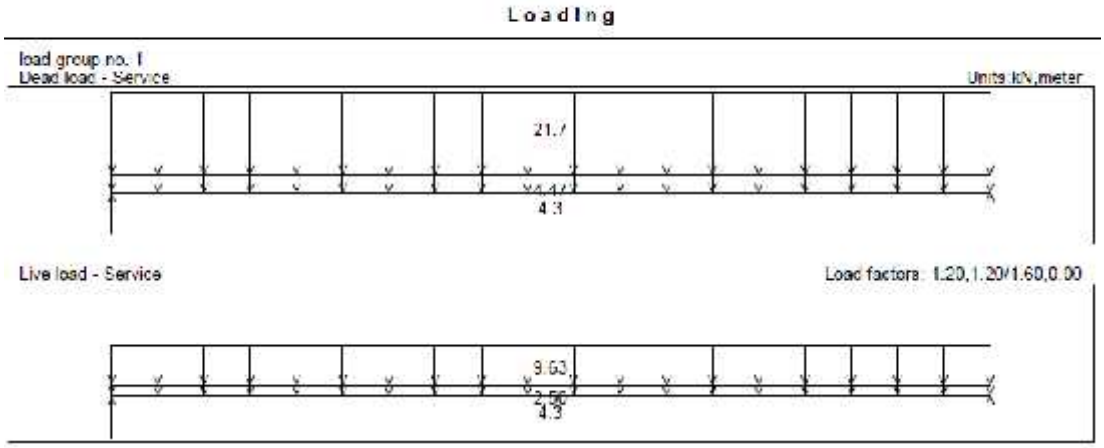
Additional dead load from flight=21.7KN/m

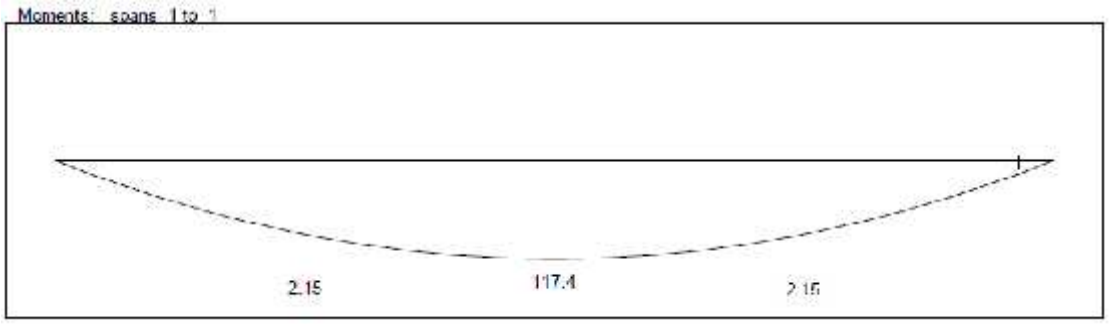
❖ **Live load:-**

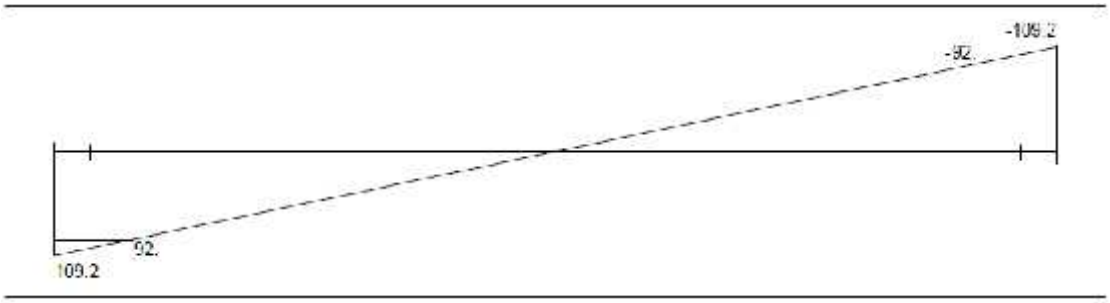
Live load for stairs =5 KN/ m^2.

Additional live load from flight=9.63KN/m









Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

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

Mu = 117.4 kN.m/m

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

$$K_n = \frac{60 * 10^{-3} / 0.9}{1 * 0.223^2} = 2.62$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.62)}{420}}\right) = 0.\cdot\cdot67$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.00٦٧ * 1000 * ٢٢٣ = ١٤٩٤.٢ mm^2/m$

Use As_{req} = ١040 mm^2 .

Use Φ 1٤ @ 10cm for main reinforcement

$A_{s\ min} = 0.0018 * 1000 * ٢٥\cdot = ٤٥\cdot\ mm^2$

Use Φ 10 @ 15 cm for transverse

Design of shear:-

Vu = 92 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.223}{6} = 136\,KN$$

Vu = 92 KN < Ø.Vc = 136 KN .

No shear Reinforcement is required.

4-9-3 Design of Stair #3 :-

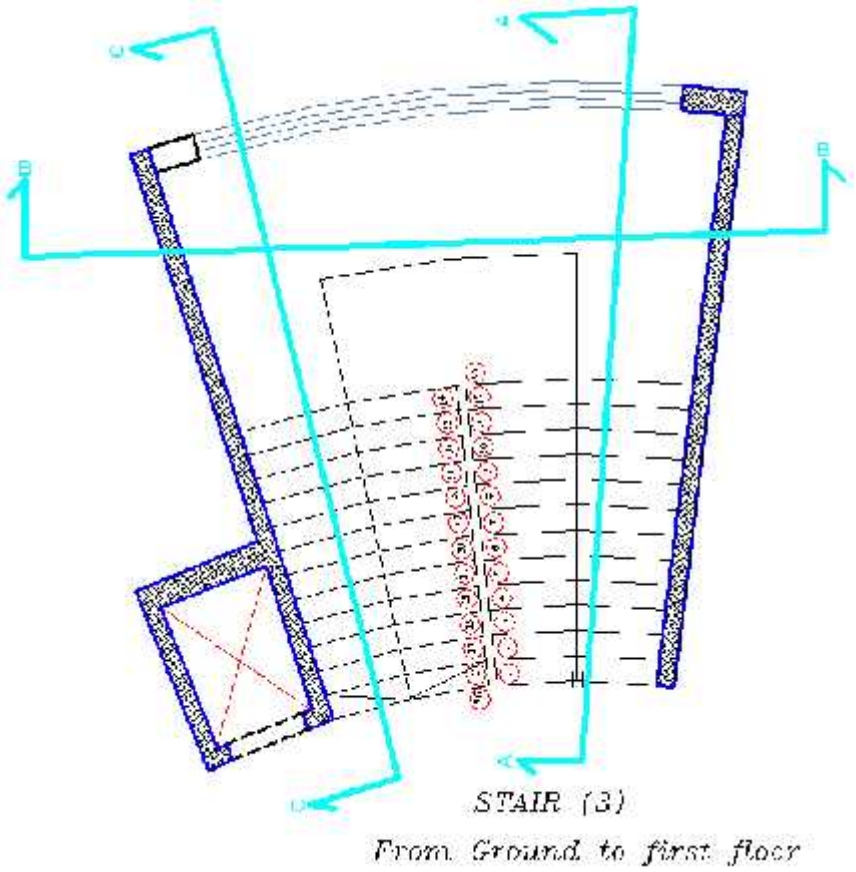


Fig.(4-9-3)

L=3.6+1.0=4.6m
h=4.6/20=0.23m
***Use h= 25 cm

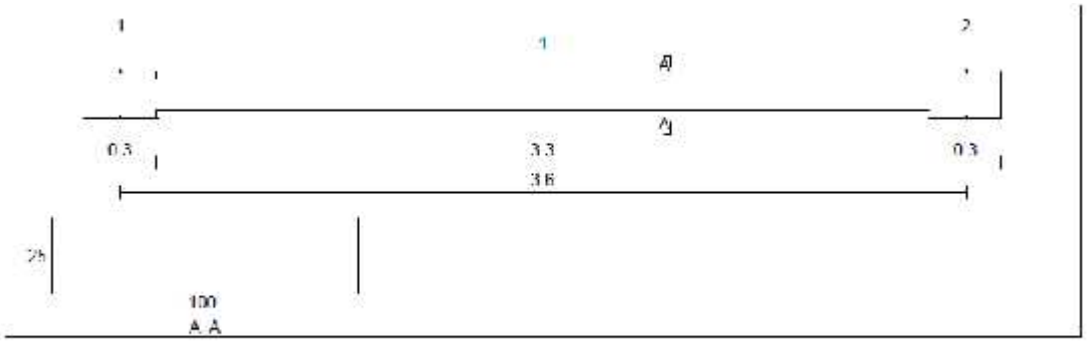
Flight Load calculation:-

- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*(0.33+0.15)*(23/0.30) = 1.104 KN/m^2.
  - Mortar =(0.15+0.3)* 0.02*(22/0.3) = 0.7 KN/ m^2.
  - Stairs = ((0.5*b*h)*25=(0.5*0.3*0.15*25)/0.3= 1.875 KN/ m^2.
  - Slab = 0.25 *25/ Cos 28.6= 7.1 KN/ m^2.
  - Plaster = (0.02*22)/ (Cos28.6) =0.5 KN/ m^2.

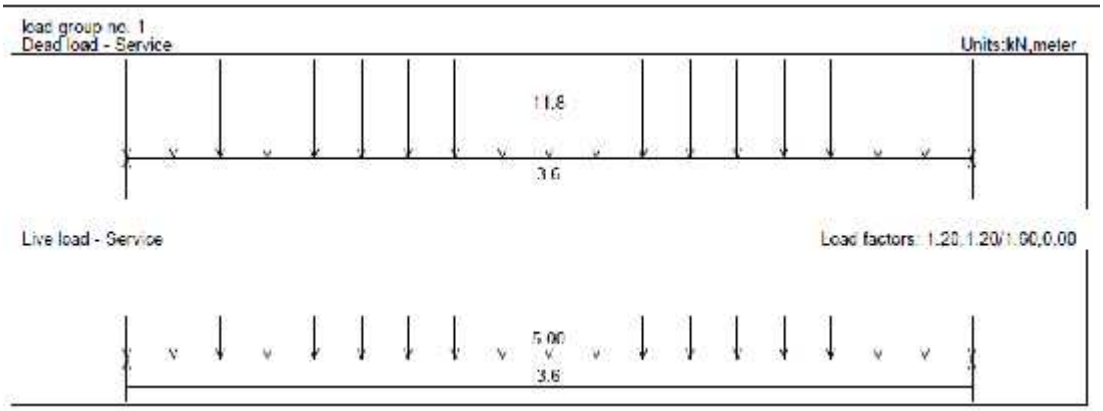
Total dead load = 11.88 KN/m

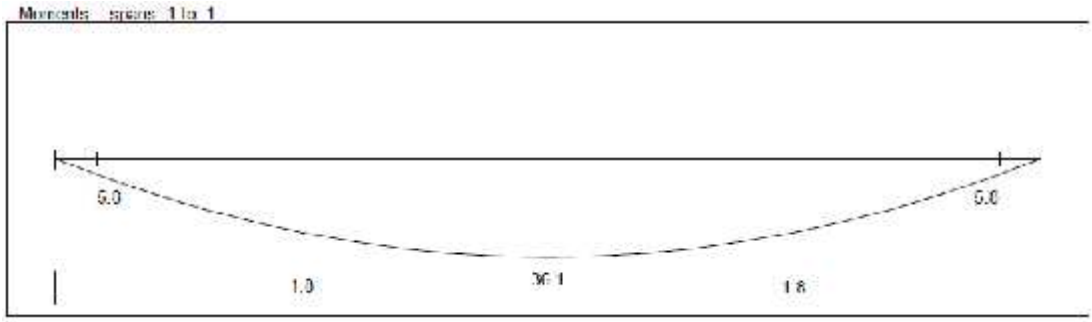
- **Live load:-**

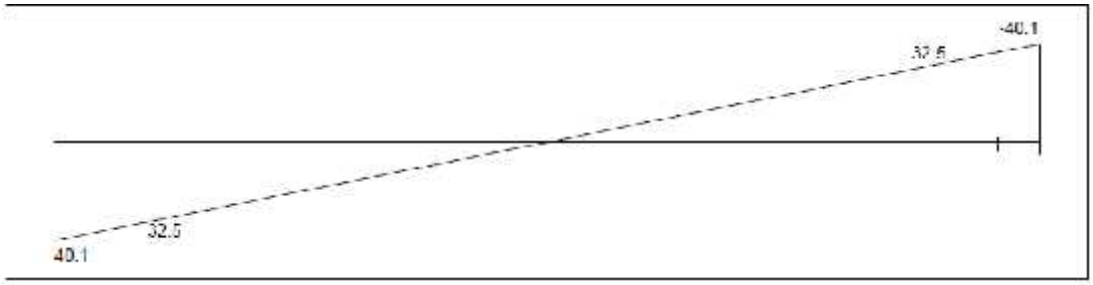
Live load for stairs =5 KN/ m^2.


1
2
0.3
3.3
0.3
3.6
25
100
A A

Loading


load group no. 1
Dead load - Service
Units:kN,meter
11.8
3.6
Live load - Service
Load factors 1.20,1.20/1.00,0.00
5.00
3.6


Moments spans 1 to 1
0.0
0.0
1.0
1.6


40.1
32.5
40.1

Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

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

Mu = 36.1 kN.m/m

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

$$K_n = \frac{36.1 * 10^{-3} / 0.9}{1 * 0.223^2} = 0.81$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.81)}{420}}\right) = 0.00197$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.00197 * 1000 * 223 = 439\ mm^2/m$

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

Use Φ 10 @ 15 cm for two direction reinforcement

4.9.1.6. Design of shear:-

Vu = 32.5 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.223}{6} = 136\,KN$$

Vu = 32.5 KN < Ø.Vc = 136 KN .

No shear Reinforcement is required.

Landing Load calculation:-

- **Dead Load:-**
  - Tiles = 0.03*23 = 0.69 KN/m^2.
  - Mortar = 0.02*22= 0.44 KN/ m^2.
  - Sand = 0.07*16= = 1.12 KN/ m^2.
  - Slab = 0.25*25= 6.25 KN/ m^2.
  - Plastering = 0.02 *22=0.44 KN/ m^2.

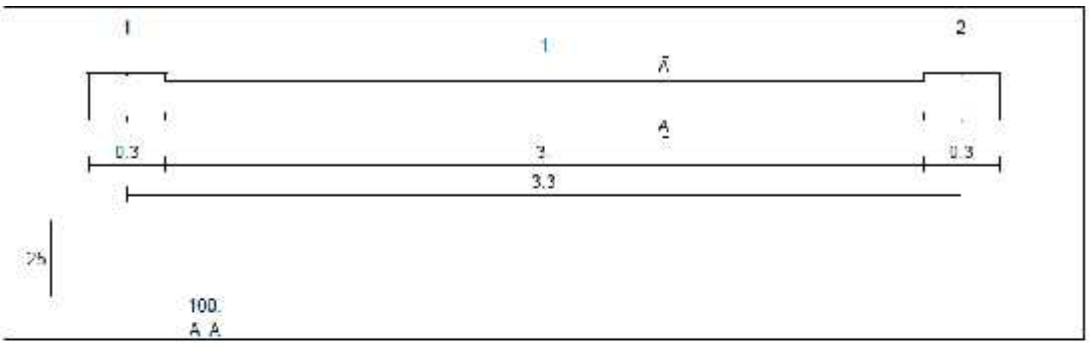
dead load = 8.94 KN/m

Additional dead load from flight=21.7KN/m

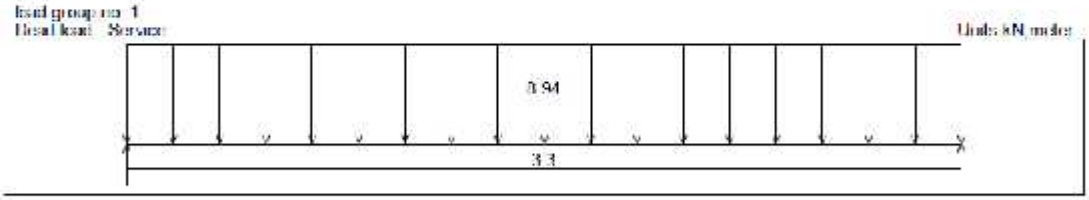
- **Live load:-**

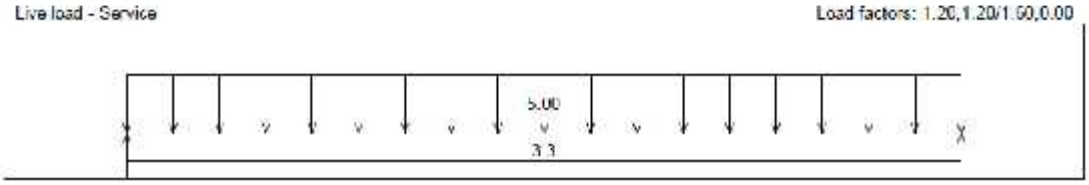
Live load for stairs =5 KN/ m^2.

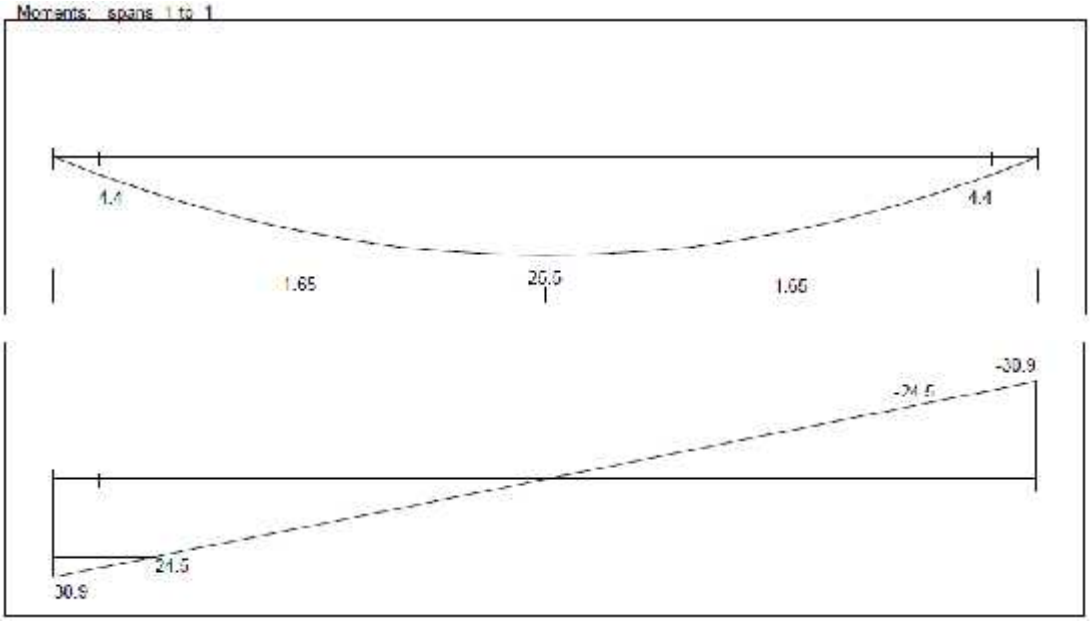
Additional live load from flight=9.63KN/m


1
2
0.3
3
0.3
3.3
25
100
A A

Loading


load group no. 1
Dead load - Service
Units: kN, metre
3.94
3.3


Live load - Service
Load factors: 1.20,1.20/1.60,0.00
5.00
3.3


Moments: spans 1 to 1
4.4
4.4
1.65
20.9
1.65
-30.9
-24.5
24.5
30.9

Design of Bending:-

Calculate the magnitude of the maximum moment by using the shear diagram.

d = 250-20 -7 =223 mm.

Mu =25.5 kN.m/m

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

$$K_n = \frac{60 * 10^{-3} / 0.9}{1 * 0.223^2} = 0.6$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.6)}{420}}\right) = 0.00145$$

$A_{s\ req} = \rho bd = 0.00145 * 1000 * 223 = 323.4 mm^2/m$

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

Use Φ 10 @ 15 cm for both direction

Design of shear:-

Vu = 24.5 KN .

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

$$\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1 * 0.223}{6} = 136\,KN$$

Vu = 24.5 KN < Ø.Vc = 136 KN .

No shear is required.

4-11Design of Footing:-

4-11-1Design of strip Footing (shear 2) :-

❖ **Materials :-**

Concrete B300 , Fc' = 0.8*30 = 24N/mm^2 =24Mpa

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

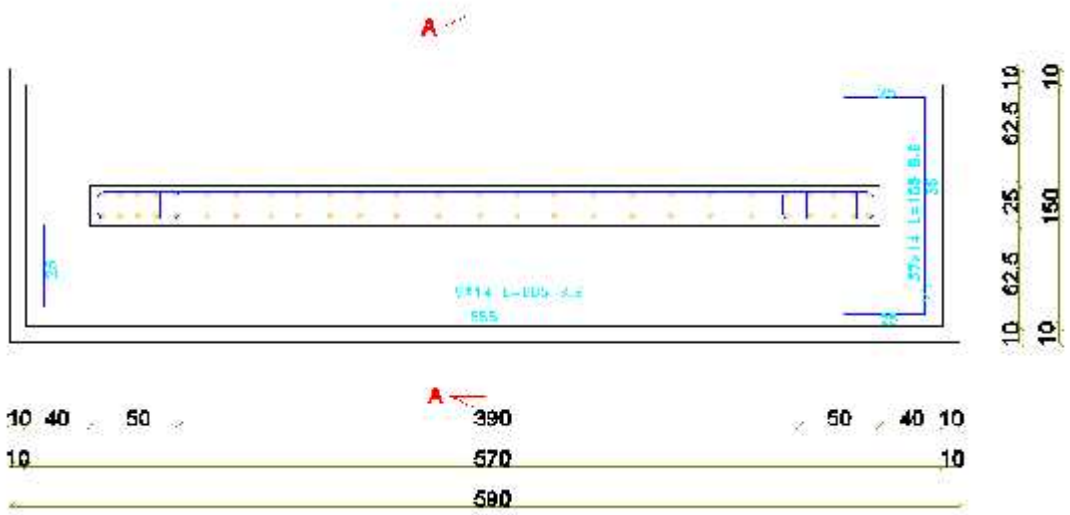


Fig (4-11-1)

Plan of strip footing.

Determination of load:-

From slab and Wall Weight :

Dead:

Weight from "Etabs" =332KN/m

Live:

Weight from "Etabs" =116KN/m

Soil density = 18 KN/m^3.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume depth of strip =50cm.

Q $_{allow}$ =400 - (0.5*25+0.10*25) – (3.5*18) = 338 KN/m^2

$\Rightarrow$ For one meter strip

$$b = \frac{448}{317} = 1.4\ m$$

b = 1.5 m

assume h= 50 cm

d= 500 – 75 – 20 = 405 mm

$$q_{ultimate} = \frac{584}{1.0*1.5} = 389.3KN/m^2 > 317KN/m^2$$

Check of One Way Shear:-

$$Vu = \left(\frac{1.0-0.3}{2} - 0.405\right) \times 389.3*1 = 57.4KN$$

$$¤Vc = \frac{0.75}{6}\sqrt{24} \times 1 \times 0.405 \times 10^3 = 248KN$$

$$¤Vc > Vu \quad OK$$

Design of Bending Moment:-

(for 1.0m Strip)

$$Mu = \frac{389.3*0.75^2}{2} = 109.5KN.m$$

$$\text{Kn} = \frac{¤Mn}{bd^2} = \frac{109.5*10^{-3}/0.9}{1.5*0.405^2} = 0.494Mpa$$

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

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

$$° = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.494}{420}}\right) = 0.0012$$

$$As_{Req.} = ° * b * d = 0.0012 * 405 * 1000 = 482.7 \ mm^2$$

$$As_{\min} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 500 * 1000 = 900mm^2 ....(control)$$

Use Φ 14@15 cm in both directions

Check of strain:-

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$900 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 18.5mm$$

$$c = \frac{a}{_1} = \frac{18.5}{0.85} = 21.8mm$$

$$£_s = \frac{405 - 21.8}{21.8} \text{X} 0.003$$

$$£_s = 0.052 > 0.005$$

4.14 Design of truss:

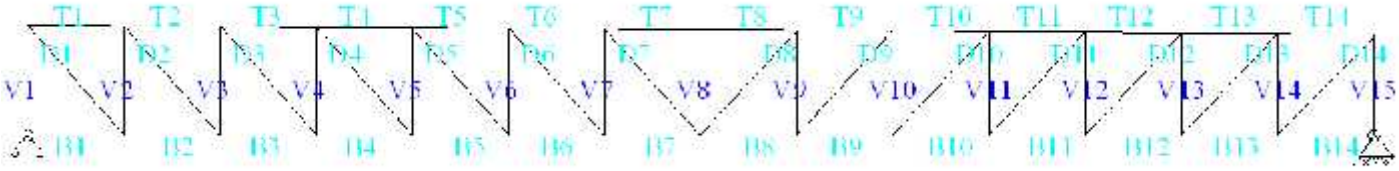


Figure (4-14-1) :Frame Geometry

Space between truss and anther = 5.05 m

L =14.7m

B = 1.05m

H1 = 1.2 m H2= 1.0

4.10.1 Load Calculations:

1. Dead load :

dead load of ceiling and servies = 0.3 KN/m^2*1.05 = 0.315 KN/m

dead load of installation = 0.2KN/m^2*1.05 = 0.21 KN/m

Allow S.wt Steel Work = 0.1KN/ m^2*1.05 = 0.105 KN/m

Imposed load = 1.0 KN/m.

D.L = 0.63 KN/m

2. Snow load :

S.L = 1.0 KN/m^2 *1.05 = 1.05 KN/m.

3. Wind load :

W.L = C_e *C_q * q_s * I_w

winword

W.L = 0.8*1.6*1.4 = 10.752 KN/m

Leeword

W.L= 0.5*1.6*6*1.2 = 5.76 KN/m

U=0.9 D.L+1.6W

U= 0.9* 0.63 +1.6*-0.525 = - 0.273 .. OK

Total Load = 1.2 D.L + 1.6 S + 1.6 I.L

Total Load = 1.2*0.63 +1.6*1.05 + 1.6*1.0 = 4.04 KN/m

4.10.2 Analysis:

D(1)=261.2 KN

V(1)= -254.96 KN

T(7)= -798.94 KN

B(7)= 766.54 KN

4.10.3 Design:

The Diagonal and vertical member the same section .

The top and bottom member the same section .

Use A_{36} steel.

4.10.3.1 Design of Diagonal member:

- D_1 =206 KN =46.31 Kip

Yielding limit state :

$\varphi Tn \geq Tu$

$\varphi * Fy * Ag \geq Tu$

$0.9 * 36 * Ag \geq 46.31$

Ag_{reg}=1.43 in^2

Stiffens limit state :

$\frac{L}{r} \leq 300$ L =1.6 m =5.2ft

$\frac{5.2 * 12}{r} \leq 300$

$r \geq 0.207in$

From Ag_{req}=1.43 in^2 and r =0.207 in

Select tube 2.5x2.5x$\frac{3}{16}$

Ag = 1.69 in^2 r =0.930 in

4.10.3.2 Design of Vertical member:

V_1 = -183 KN = 41.14 Kip

Effective length :

For buckling about x-x & y-y

Kx = Ky =1

Lx=Ly=1.2*3.281*12=47.24 in

Critical stress F_{cr}

Assume a middle value of $\frac{Kx * Lx}{rx} = 100$

From curve of A36 steel F_{cr} = 22Ksi

Required Ag

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 22 * Ag \geq 41.14$

Ag_{req}= 2.2 in^2

Select tube 2.5x2.5x$\frac{5}{16}$

Ag = 2.48 in^2 r = 0.868 in

Effective lengthratio :

$$\frac{Kx * Lx}{rx} = \frac{Ky * Ly}{ry} = \frac{47.24}{0.868} = 54.4$$

From curve of A36 steel F_{cr} = 32 Ksi

Design strength:

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 32 * 2.48 \geq 41.14$

$67.45 \geq 41.14$

$\Rightarrow$ Ok

Select tube 2.5x2.5x$\frac{5}{16}$ for the vertical member.

4.10.3.3 Design of Top member:

T_5 = -531.50 KN = 119.5 Kip

Effective length :

For buckling about x-x & y-y

Kx = Ky =1

Lx=Ly=1.05*3.281*12 =41.34 in

Critical stress F_{cr}

Assume a middle value of $\frac{Kx * Lx}{rx} = 100$

From curve of A36 steel F_{cr} = 22Ksi

Required Ag

$\varphi c * Pcr \geq Pu$

$\varphi c * Fcr * Ag \geq Pu$

$0.85 * 22 * Ag \geq 119.5$

Ag_{req}=6.4 in^2

Select tube4x4x$\frac{3}{8}$

Ag = 5.08 in^2 r = 1.45 in

Effective lengthratio :

$$\frac{Kx*\mathrm{Lx}}{rx}=\frac{Ky*\mathrm{Ly}}{ry}=\frac{41.34}{1.48}=28$$

From curve of A36 steel F_{cr} = 34.5 Ksi

Design strength:

$$\varphi c*\mathrm{Pcr}\geq \mathrm{P}u$$

$$\varphi c*\mathrm{Fcr}*\mathrm{Ag}\geq \mathrm{P}u$$

$$0.85*34.5*5.08\geq 119.5$$

$$148.97>121.80$$

Select tube 4x4x$\frac{3}{8}$ for the Top member.

4.10.3.4 Design of bottom member:

- B_5= 521 KN =117.13 Kip

Yielding limit state :

$$\varphi \mathrm{Tn}\geq \mathrm{Tu}$$

$$\varphi*\mathrm{Fy}*\mathrm{Ag}\geq \mathrm{Tu}$$

$$0.9*36*\mathrm{Ag}\geq 117.13$$

Ag_{reg}=3.62 in^2

Stiffens limit state :

$$\frac{L}{r}\leq 300 \qquad \text{L =1.05m =3.44 ft}$$

$$\frac{3.44*12}{r}\leq 300$$

$$r\geq 0.137in$$

From Ag_{req}=3.62 in^2 and r =0.137 in

Select tube 4 x4 x $\frac{5}{16}$

Ag = 4.36 in^2 r = 1.48 in

Select tube 4 x4 x $\frac{5}{16}$ for the bottom member.

4.10.4Design of fillet welded :

Use (SMAW) …….. Fu= 60 Ksi

Tu =206 KN = 46.3 Kip

$a_{min} = \frac{1"}{8}$ from table 5.11.1

$a_{max} = \frac{3"}{16}$ …… select a = $\frac{3"}{16}$

a = $\frac{3"}{16} \leq \frac{3"}{16}$ so t_e= a = $\frac{3"}{16}$

Shear fracture of base metal :

$\varphi R_{nw} \geq Ru$

$0.75 * t * 0.6 * Fu \geq Ru$

0.75* $\frac{3"}{16}$ *0.6*58 = 4.894 Kip/in ……..Control

Shear fracture of weld metal :

$\varphi R_{nw} \geq Ru$

$0.75 * t_e * 0.6 * F_{uw} \geq Ru$

0.75* $\frac{3"}{16}$ *0.6*60 = 5.06 Kip/in

$Lw_{req} = \frac{Tu}{\varphi R_{nw}} = \frac{46.3}{4.894}$ = 9.46 in

Lw_{min} =4*a = 9.46 in

Use L = 4*3 = 12 in > 9.64 in

4.10.4Design of purlins :

Mu_{max} = 11.13 KN.m = 8.21 Kip. Ft = 98.5 Kip. in

Vu_{max} = 12.7 KN = 2.83 Kip

Design of bending moment :

$$\varphi * Mn \geq Mu$$

$$0.9 * Fy * Zx_{req} \geq Mu$$

$$Zx_{req} = \frac{98.5}{0.9 * 36} = 3.04 in^3$$

Select tube $3\frac{1}{2}$ x $3\frac{1}{2}$ x $\frac{1}{4}$

$Zx = 3.69\ in^3 > Zx_{req}$

$\Rightarrow$ Ok

Design of shear force :

$$\varphi . V_n \geq V_u$$

$$0.9 * Fy * t_w * d * 0.6 \geq V_u$$

$$0.9 * 36 * 0.250 * 4 * 0.6 \geq V_u$$

$$17.01 \geq 2.83$$

$\Rightarrow$ Ok

4-8 Design of Two Way Ribbed Slab :-

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **Section :-**

a =6.3 m

b=8.2 m

Table 10-6 Minimum Thickness of Slabs without Interior Beams (Table 9.5(c))

Yield strength, f_y MPa	Without drop panels†			With drop panels†		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams††		Without edge beams	With edge beams††	
280	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{40}$	$\frac{\ell_n}{40}$
420	$\frac{\ell_n}{30}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{33}$	$\frac{\ell_n}{36}$	$\frac{\ell_n}{36}$
520	$\frac{\ell_n}{28}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{31}$	$\frac{\ell_n}{34}$	$\frac{\ell_n}{34}$

According to table(9.5c):-

h=Ln/33 …….,for exterior span ACI-318-02 (9.5.c)

h= 8.2/33=0.25 m

Select h = 32cm.

bw=12cm

❖ **Loading :-**

Tile: 23*0.03*0.52*0.52=0.18

Mortar: 22*0.02*0.52*0.52=0.12

Sand: 16*0.07*0.52*0.52=0.30

Topping: 25*0.08*0.52*0.52=0.54

Block: 9*0.24*0.4*0.4=0.43

Rib: (0.52+0.4)*0.12*0.24*25=0.80

Plastering:0.02*0.52*0.52*22=0.12

Partitions:2.38*0.52*0.52=0.64

Total Dead Load =3.04/(0.52*0.52**)=11.2KN/m^2**

Live Load =3 KN/m^2

$$wu = 1.2*11.2+1.6*3 = 18.24 KN/m^2$$

Design of Shear:

$d = 320 - 20 - 8 - 14 = 278mm$

$$1.1\text{¤}Vc = \frac{1}{6} * \Phi * \sqrt{fc'} * bw * d * 1.1 = 1.1 * \frac{0.75}{6}\sqrt{24} * 0.12 * 0.278 * 1000 = 22.47KN$$

$W_a = 0.71$

$W_b = 0.29$

$$Vu_a = \frac{0.71}{2} * 8.2 * 6.3 * 18.24 * \frac{0.52}{8.2} = 21.2KN$$

$$Vu_b = \frac{0.29}{2} * 8.2 * 6.3 * 18.24 * \frac{0.52}{6.3} = 11.24KN$$

$\text{¤}Vc > Vu$

❖ **Design of Moment for Two way Ribbed Slab(Simply Supported):**

$Ca_{neg} = 0.071$

$Cb_{neg} = 0.029$

$Ca_{D,.L} = 0.039$

$Cb_{D,.L} = 0.016$

$Ca_{L,.L} = 0.048$

$Cb_{L,.L} = 0.02$

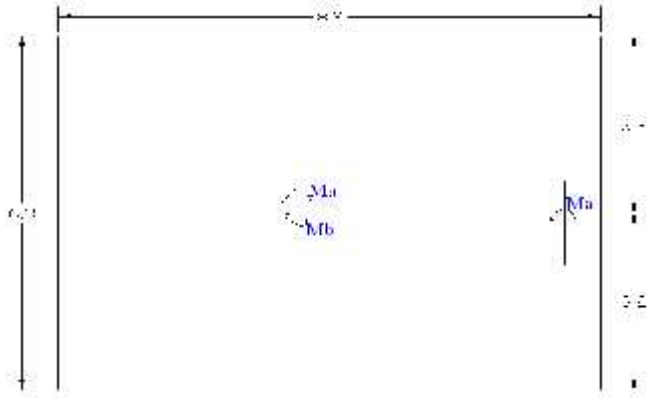


Fig.(4-8-2)

Design Neqative Moment :

$$Ma_{Neq} = 0.071 * 18.24 * 6.3^2 * 0.52 = 26.72\ KN.m$$

$$Mb_{Neq} = 0.029 * 18.24 * 8.2^2 * 0.52 = 18.5KN.m$$

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

$$Kn = \frac{Mu \quad / ¤}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{26.72 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * 0.278^2} = 0.738(Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.92)}{420}}) = 0.00179$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.00179 * 520 * 278 = 260 mm^2$

""Check Minimum Reinforcement A_s min ……..(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(278) = 97.3 mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(278) = 111.2 mm^2 \qquad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\,min}$

$$\#\ of\ \ bottom\ bars = \frac{260}{154} = 1.68$$

$\Rightarrow$ Select 2 Φ14 As=308 mm^2 .

Design Positive Moment :

Dead Load::

$$Ma_{Pos\ (DL)} = 0.039 * 13.44 * 6.3^2 * 0.52 = 10.81\ KN.m$$

$$Mb_{pos\ (DL)} = 0.016 * 13.44 * 8.2^2 * 0.52 = 7.5\ KN.m$$

Live Load::

$$Ma_{Pos\ (LL)} = 0.048 * 4.8 * 6.3^2 * 0.52 = 4.75\ KN.m$$

$$Mb_{pos\ (LL)} = 0.02 * 4.8 * 8.2^2 * 0.52 = 3.36\ KN.m$$

Total Moment (Dead load +Live Load) :

$Ma_{Pos} = 10.81 + 4.75 = 15.56\ KN.m$

$Mb_{Pos} = 7.5 + 3.36 = 10.86\ KN.m$

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

$$Kn = \frac{Mu\ / ¤}{b * d^2}$$

$$Kn = \frac{15.56 * 10^{-3} / 0.9}{0.52 * 0.278^2} = 0.43(Mpa)$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.92)}{420}}\right) = 0.001035$$

$As_{req} = \rho * b * d = 0.00179 * 520 * 278 = 150\ mm^2$

""Check Minimum Reinforcement A_s min ……...(ACI- 318 - 10.5.1)

$$A_{s\,min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(b)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(278) = 97.3mm^2$$

$$A_{s\ min} = \frac{1.4}{(fy)}(b)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(278) = 111.2mm^2 \quad \text{(control)}$$

$A_s > A_{s\,min}$

$$\#\ of\ \text{bottom bars} = \frac{150}{79} = 1.89$$

$\Rightarrow$ Select 2 Φ10 As=158 mm^2 .

In Other Direction 2 Φ10

*****Check for Tension steel yielding:-**

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2 * 314 * 420 = 0.85 * 24 * 650 * a$

$a = 20\,mm$

$c = \frac{a}{_1} = \frac{20}{0.85} = 23.4\,mm$

β=0.85….. f_c < 28MPa ……. ACI (10.2.7.3)

$$£_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{458-23.4}{152.1} \times 0.003 = .056$$

$£_s = 0.056 > 0.005$

4-12 Design of Basement Wall:-

- **Position :-**

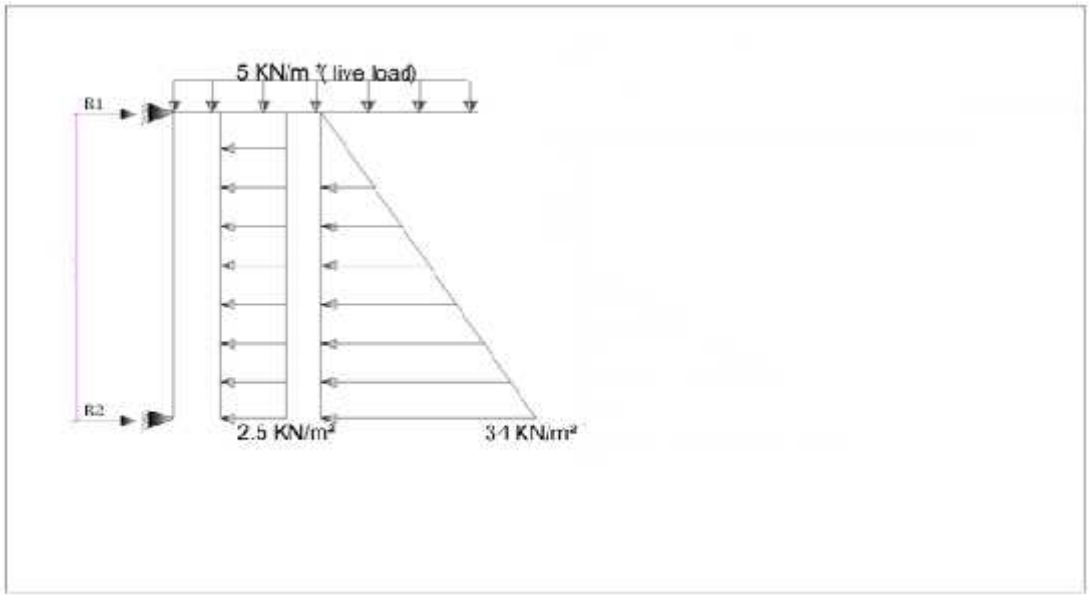
  Basement Wall (BW) .

- **Material :-**

  Concrete B300 , Fc' = 0.8*30= 24 N/mm^2 =24Mpa

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

- **System :-**



Loading :-

a) Load calculation

$¤ = 30°$

$K_0 = 1 - \sin 30 = 0.5$

$¥ = 18KN/m^3$

Self weight of earth

$e_o = \gamma h k_o = 18 * 3.5 * 0.5 = 34 KN/m^2$

Load from live load [L.L=5 KN/m^2]

$W = P * K_0 = 5 * 0.5 = 2.5 KN/m$

From atir program:

$V_u = 65.8\ KN$

$M_u = 45.5\ KN.m$

$d = 300 - 20$

$\emptyset V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1 * 0.273 * 1000 = 167.2\ KN$

$\emptyset V_c \geq V_u$ ……OK.

For vertical reinforcement

$$k_n = \frac{M_u/\phi}{b * d^2} = \frac{45.5/0.9}{1 * (0.273)^2} * 10^{-3} = 0.678$$

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

$\rho = \frac{1}{m}$ 1 −

$A_S = \rho * b * d = 0.00164 * 273 * 1000 = 449\ mm^2$ ……..(control)

$A_{S\,min} = 0.001$

Use Φ 10@15 cm (in vertical direction)

For horizontal reinforcement

$A_{S\,min} = 0.002$

Use Φ 8@20cm (in horizontal direction) in both sides

المصادر والمراجع:

1. **American Concrete Institute (A.C.I.) , Building Code Requirement for structural concrete (ACI - 318M – 02).**
2. **Uniform Building Code (UBC-97).**

٣. مجلس البناء الوطني الأردني، **كود البناء الوطني الأردني**، كودة الأحمال والقوى ،عمان ،الأردن، **2006**م.

٤. مشاريع تخرج سابقه :مشروع التصميم الانشائي لمكتبه جامعة بوليتكنك فلسطين، ومشروع التصميم الانشائي لمجمع تجاري.