بسم الله الرحمن الرحيم

كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

التصميم الإنشائي المقترح لـِ "مدرسة دورا الصناعية "

فريق العمل

محمد طنينه بلال الشلالفة

سامر قباجة روزان طرايرة

إشراف :

م. إيناس الشويكي .

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــــة بوليتكنك فلسطيـــــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كانون الأول – سنـة 2015

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

تقرير مشروع التخرج

التصميم الإنشائي المقترح لـِ "مدرسة دورا الصناعية "

فريق العمل

محمد طنينه بلال الشلالفة

سامر قباجة روزان طرايرة

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

توقيع مشرف المشروع	**توقيع رئيس الدائرة**
الاسم : م.ايناس الشويكي	الاسم : د. غسان الدويك

الاهداء

الى ينبوع العطاء الذي زرع في نفسي الطموح والمثابرة.... والدي العزيز

الى نبع الحنان الذي لا ينضب... أمي الغالية

الى من يحملون في عيونهم ذكريات طفولتي وشبابي..... اخوتي واخواتي

الى من ضاقت السطور من ذكرهم فوسعهم قلبي..... أصدقائي وصديقاتي

الى من ضحوا بحريتهم من اجل حرية غيرهم..... الاسرى والمعتقلين

الى من هم اكرم منا مكانة..... شهداء فلسطين

الى كل محبي العلم والمعرفة ..... أساتذتي الكرام

الى استاذتي الفاضل : م. ايناس الشويكي

الى من احتضنتني كل هذا الكم من السنين ..... فلسطين الحبيبة

الى زملائي وزميلاتي في جامعة بوليتكنيك فلسطين

الى كل من ساهم في انجاح هذا العمل

فريق العمل

الشكر والتقدير

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

كما و يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتكينك فلسطين الموقرة، وكلية الهندسة، ودائرة الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد.

جميع الأساتذة في الجامعة ونخص بالذكر المهندسة ايناس الشويكي والذي بذلت كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطا.

فريق العمل

التصميم الإنشائي المقترح لـِ "مدرسه دورا الصناعية "

فريق العمل

محمد طنينه بلال الشلالفة

سامر قباجة روزان طرايرة

إشراف :

م. إيناس الشويكي .

ملخص المشروع

تعتبر المدرسة بمثابة القلب العلمي والثقافي للمجتمع، فهي عبارة عن مركز الحياة الفكرية حيث تتدفق منها المعرفة إلى جمهور الطلبة. ومن هنا فإن التصميم المعماري بما يلبيه من احتياجات إنسانية مثل الديمومة الوظيفية، الجمال، الاقتصاد تعتبر في غاية الأهمية، كما أن الوصف المعماري يساعد بشكل كبير في فهم المشروع بشكل جيد.

تتمثل فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمدرسة دورا الصناعية، التي تتكون من طابقين وتشمل على مسرح ومشاغل ومختبرات وغرف صفية وكافتيريا وغرف المدرسين، مدروسة من ناحية الأبعاد والارتفاعات والفراغات العمرانية الصحيحة، مجموع المساحات الطابقية للمدرسة 6925 م^2. تم في هذا المشروع عمل دراسة تفصيلية وتحليل العناصر الهيكلية المشكلة لهذه المدرسة، والأحمال المتوقعة، وعمل التصاميم للعناصر المطلوبة وإعداد المخططات الإنشائية لهذا البناء .

تم تصميم المشروع باستخدام الكود الأمريكي للتصميم ACI318-08 وكذلك الكود الأردني لحساب الأحمال الحية، بالإضافة لاستخدام بعض البرامج مثل Autocad2010، Office2010، وكذلك برامج التصميم مثل Atir ، Etabs،Safe etc... لعمل التصاميم والمخططات اللازمة لإنجاز المشروع.

ABSTRACT

The school is a scientific and cultural heart of the community, it is a center of intellectual life where the knowledge flow to students public. Hence, and the architectural design of accountability, including humanitarian needs such as job permanence, beauty, the economy is considered very important, and the architectural descriptions significantly helps in the understanding of the project well.

The idea of this project is the structural design of the **Dura Industrial School**, which consists of two floors and includes theater, workshops, laboratories, classrooms, a cafeteria and rooms of teachers. It is well thought out in terms of dimensions and elevations correct and urban spaces, the total floor area spaces for the school is 6925 m^2. In this project detailed study, analysis of structural elements problem consisting this school, and the expected loads will be prepared. In addition, the required element will be designed and the construction drawing to be prepard.

The project was designed using the US code (ACI318-08) as well as the Jordanian code was used to calculate the live loads, as well as for the use of some programs such as Autocad2010, Office2010. In addition to using design programs such as Safe, Etabs, Atir …etc to prepare designs necessary to complete the project and drawings.

Table of content

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	**I**
شهادة تقييم مشروع التخرج	**II**
الإهداء	**III**
الشكر والتقدير	**IV**
ملخص المشروع	**V**
ABSTRACT	**VI**
فهرس المحتويات	**VII**
المقدمة	**VIII**
الوصف المعماري	**VIII**
الوصف الإنشائي	**IX**
Structural Analysis and Design	**XI**
النتائج والتوصيات	**XIII**
فهرس الجداول	**XIV**
فهرس الأشكال	**XIV**
List of Abbreviations	**XVII**

الفصل الأول	المقدمة	1
1-1	**المقدمة**	2
2-1	**مشكلة البحث (المشروع)**	2
3-1	**أسباب اختيار المشروع**	3
4-1	**أهداف المشروع**	3
5-1	**المسلمات**	3
6-1	**فصول مقدمة المشروع**	4
7-1	**نطاق المشروع**	4
8-1	**وصف المشروع**	4
9-1	**الجدول الزمني لمقدمة المشروع**	5

الفصل الثاني	الوصف المعماري	6
1-2	**المقدمة**	7
2-2	**لمحة عامة عن المشروع**	7
3-2	**موقع المشروع**	8
4-2	**أهمية المشروع**	9
5-2	**حركة الرياح والشمس**	9
6-2	**الرطوبة**	9
7-2	**وصف طوابق المشروع**	10

1-7-2	الطابق الارضي	10
2-7-2	الطابق الاول	11
8-2	**الواجهات**	12
1-8-2	الواجهة الجنوبية	12
2-8-2	الواجهة الشمالية	13
3-8-2	الواجهة الشرقية	13
3-8-2	الواجهة الغربية	14
9-2	**وصف الحركة والمداخل**	14
10-2	**الموقع العام**	16
11-2	**المداخل**	17

الفصل الثالث	*الوصف الانشائي*	18
1-3	**المقدمة**	19
2-3	**هدف التصميم الإنشائي**	19
3-3	**الدراسات النظرية للعناصر الانشائية**	19
1-3-3	الأحمال وتصنيفاتها	19
2-3-3	الأحمال الميتة	19
3-3-3	الأحمال الحية	20
4-3-3	الأحمال البيئية	21

1-4-3-3	الرياح	21
2-4-3-3	الثلوج	21
3-4-3-3	الزلازل	22
4-3	**الاختبارات العملية**	22
5-3	**العناصر الانشائية المكونة للمبنى**	22
1-5-3	العقدات	23
1-1-5-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	23
2-1-5-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	24
3-1-5-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	24
4-1-5-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	25
2-5-3	الجسور	25
3-5-3	الأعمدة	26
4-5-3	الجدران الحاملة (جدران القص)	27
5-5-3	الاساسات	28
6-5-3	الادراج	28
7-5-3	الجدران الاستنادية	29
8-5-3	فواصل التمدد (Expansions Joints)	30

31	**Structural Analysis & Design**	Chapter 4
32	**Introduction**	1-4
32	Design method and requirements	1-1-4
32	Strength design method	2-1-4
33	**Factored loads**	2-4
33	**Slabs Thickness calculation**	3-4
34	**Load Calculation**	4-4
35	**Design of Topping**	5-4
35	Calculation of Dead load	1-5-4
35	Calculation of live load	2-5-4
36	**Design of Rib (4)**	6-4
36	Design constant	1-6-4
37	Calculation of Dead load	2-6-4
37	Calculation of Live load	3-6-4
39	Flexural Design	4-6-4
39	Design for positive Moment for Rib (R4)	1-4-6-4
42	Design for Negative Moment for Rib (R4)	2-4-6-4
43	Design shear for Rib (R4)	5-6-4
45	**Check Thickness for Two-way ribbed Slab**	7-4
46	**Design of Beam(37) for ground floor**	8-4

46	Design constant	1-8-4
46	Calculation of Dead load	2-8-4
49	Flexural Design	3-8-4
49	Design for positive Moment for Beam (37)	1-3-8-4
53	Design for Negative Moment for Beam (37)	2-3-8-4
56	Design shear for Beam (37)	4-8-4
61	**Design for Long Column (68)**	9-4
61	Check Of The Slendrness effect	1-9-4
62	Calculate e min, M min	2-9-4
62	Determine of Euler buckling load	3-9-4
62	Calculate the moment magnifier factor	4-9-4
63	Design the stirrups	5-9-4
64	Check for code requirement	6-9-4
65	**Design of Isolated Footing**	10-4
65	Determination of Load	1-10-4
65	Determination of Footing Area	2-10-4
65	Determination The depth of Footing based on shear strength	3-10-4
66	Check of One Way Shear strength	4-10-4
66	Check of Two Way Shear Action	5-10-4
67	Design of bending moment	6-10-4

68	**Design of stair**	11-4
69	Determination of slab	1-11-4
69	Load Calculation	2-11-4
69	Design of shear for flight	3-11-4
70	Design of Bending Moment for flight	4-11-4
71	Design of Landing	5-11-4
71	Design of flexure for landing	6-11-4
72	For shrinkage and temperature reinforcment	7-11-4

73	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
74	**المقدمة**	1-5
74	**النتائج**	2-5
75	**التوصيات**	3-5
75	**قائمة المصادر والمراجع**	4-5

فهرس الجداول

1-1	الجدول الزمني لمقدمة ومشروع التخرج	5
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	20
2-3	الأحمال الحية	20
3-3	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	21
1-4	calculation of total load of rib(4)	34
2-4	calculation of the total dead load for (R4)	37

فهرس الأشكال

1-2	خارطة الموقع الجغرافي	8
2-2	مسقط الطابق الارضي	11
3-2	مسقط الطابق الاول	12
4-2	الواجهة الجنوبية	12
5-2	الواجهة الشمالية	13
6-2	الواجهة الشرقية	13
7-2	الواجهة الغربية	14
8-2	القطاع (A-A)	15
9-2	القطاع (B-B)	15
10-2	القطاع (C-C)	16
11-2	الموقع العام	17

1-3	انتقال الأحمال داخل المنشأة الواحدة	22
2-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد	23
3-3	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	24
4-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	24
5-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	25
6-3	اشكال الجسور المدلاة	25
7-3	أشكال الجسور المسحورة	26
8-3	أحد اشكال الأعمدة	26
9-3	جدران القص	27
10-3	مقطع طولي في الاساس	28
11-3	مقطع افقي في الاساس	28
12-3	الدرج	29
13-3	جدار استنادي	29
1-4	Rib(4) at the ground floor slab	33
2-4	Typical section in Topping	35
3-4	Geometry of Rib (4)	37
4-4	Load of Rib (4)	38
5-4	Moment Envelope of Rib(4)	38
6-4	Shear Envelope and reaction of Rib(4)	39
7-4	Two Way Rib Slab	45

47	Geometry of Beam (37)	8-4
47	load group of Beam (37)	9-4
48	Moment envelope of Beam (37)	10-4
48	Shear envelope and Reaction of Beam (37)	11-4
64	Section of column	12-4
66	One way shear	13-4
66	Two way shear	14-4
68	Reinforcment of F6	15-4
68	Stair Plane	4-16

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 or in direction parallel to longitudinal reinforcement.

- **Vc** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **Wc** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c **=** compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s **=** strain of tension steel**.**
- $\acute{\varepsilon}_s$ **=** strain of compression steel.
- **ρ** = ratio of steel area .

1

الفصل الأول

المقدمة

1-1 المقدمة.

2-1 مشكلة المشروع.

3-1 أسباب اختيار المشروع.

4-1 أهداف اختيار المشروع.

5-1 المسلمات.

6-1 فصول المشروع.

7-1 نطاق المشروع.

8-1 وصف المشروع.

9-1 حدود المشروع.

1-1 المقدمة: -

تعتبر مهنة التدريس من أسمى المهن التي ابتكرها الإنسان وتكاد تكون أفضلها وأهمها نظراً لما تساهم به من تخريج أشخاص ذو مكانة اجتماعية عالية يساهمون في بناء مجتمعهم بأحسن صورة وطريقة ممكنة.

التدريس أساس المهن كلها، فبدون المعلم لا وجود للطبيب والمهندس والطيار ومختلف المهن الأخرى. وقد بدأ التعليم منذ فجر التاريخ كتبادل للخبرات والمهارات المكتسبة فطريا أو من الطبيعة، فرعاية الأم لوليدها وتعليمها له كيف يعيش ويمارس حياته منذ ولادته هي نوع من أنواع التدريس.

ولما كان الإنسان يمثل أغلى قيمة خلقها الله على الأرض وسخرها له فقد بات من المؤكد أن عقل وتفكير هذا الإنسان وسلامة بدنه ونفسه تعد من أهم ضرورات حياته وضرورات استمرار إعماره لهذا الكون، لذا فقد دأب الإنسان منذ الأزل على تطوير الدراسة، التعلم، والبحث عن المعلومات،حتى وصل التطور مستخدما كل وسائل العلم وكان الإنسان منذ القدم يسعى إلى التعلم والتطور من حين لآخر، و قد حظي العلم بمكانة عالية فائقة عند العرب والمسلمين منذ بزوغ شمس الإسلام، وكان المثال الأوضح نزول أولأيةقرآنيةمبدوءةبكلمة "إقرأ" .

حيث سيتم في هذا المشروع تصميم النظام الإنشائي لمدرسة صناعيةتتكون من طابقين ارضي وأول. ويتمثل المشروع في اختيار النظام الإنشائي للمبنى من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلائم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

2-1 مشكلة البحث (المشروع): -

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل والتصميم الإنشائي لجميع العناصر المكونة لمبنى المدرسة الذي تم اعتماده ليكون ميداناً لهذا البحث وهي " مبنى مدرسة دورا الصناعية "، وفي هذا المجال تم دراسة كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل الأعصاب والجسور ...الخ، بتحديد الأحمال الواقعة عليها، ومن ثم تحديد أبعادها وتصميم التسليح اللازم لها. مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ ومراعاة الجانب الاقتصادي ومن ثم تم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها، لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

3-1 أسباب اختيار المشروع: -

1- اكتساب المهارة في التصميم للعناصر الإنشائية في المباني، وخاصة المباني الضخمة مثل المشروع الذي نعرضه في هذا البحث.
2- زيادة المعرفة بالعناصر الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستوجهنا بعد التخرج في سوق العمل إن شاء الله.
3- تقديم هذا المشروع إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا في جامعة بوليتكنك فلسطين لاستيفاء شروط التخرج والحصول على درجة البكالوريوس في الهندسة المدنية لتخصص هندسة المباني.
4- طبيعة المشروع كونها منشأة تعليمية.
5- الضغوط التي يمارسها الاحتلال الإسرائيلي على التعليم في فلسطين كان دافع لاختيار المشروع.

4-1 أهداف المشروع: -

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

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

5-1 المسلمات: -

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الانشائي لكافة العناصر (ACI-318-08).
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, Staad pro, Safe, Etabs).
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word &PowerPoint.

6-1 فصول مشروع التخرج : -

1. الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث وأهدافه.
2. الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
3. الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
4. الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
5. الفصل الخامس : النتائج والتوصيات.

7-1 نطاق المشروع: -

1. دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها.
2. دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمدرسة والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسوروالأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي.
3. تحديد النظام الإنشائي المناسب ومن ثم تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
4. تصميم العناصر الإنشائية بناءً على نتائج التحليل.
5. إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بالشكل النهائي.
6. عرض مشروع التخرج للمناقشة.

8-1 وصف المشروع: -

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

1. الفصل الأول: -

يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع، أهدافه، الخطوات المتبعة لعمل المشروع.

2. الفصل الثاني: -

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

3. الفصل الثالث: -

تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع.

4. الفصل الرابع: -

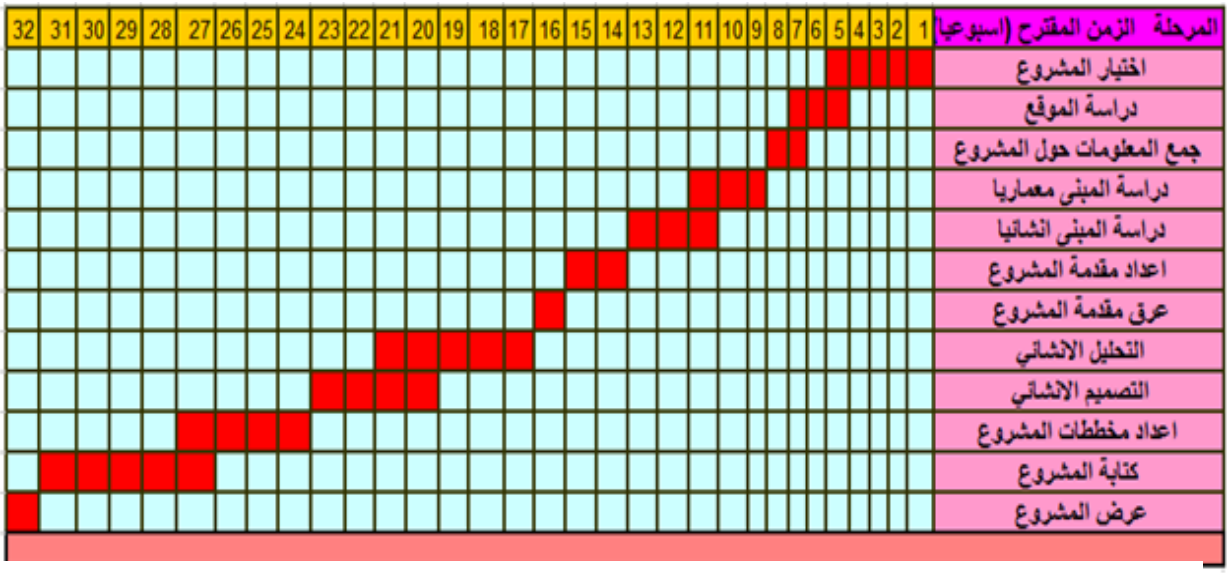
يحتوي على عمليات التحليل والتصميم للعناصر الإنشائية المقترحة لمقدمة المشروع.

5. الفصل الخامس:-

يحتوي على النتائج والتوصيات المستنتجة من عمل المشروع.

9-1 الجدول الزمني لمقدمة المشروع: -

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث تم عمل تصميم متكامل لهذه العناصر من جسور، و اعصاب، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة لها، وفي الجدول التالي نوضح التسلسل الزمني للعمل في مقدمة ومشروع التخرج و المتوقع في الفصلين الدراسيين الثاني من السنة الدراسية 2014-2015م ، والأول من السنة الدراسية 2015-2016م.



جدول 1-1 الجدول الزمني لمقدمة ومشروع التخرج.

2

الفصل الثاني

الوصف المِعمَاري

1-2 المقدمة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 أهمية الموقع.

5-2 حركة الشمس والرياح.

6-2 الرطوبة.

7-2 وصف طوابق المشروع.

8-2 الواجهات.

9-2 وصف الحركة والمداخل.

10-2 الموقع العام.

11-2 المداخل.

2-1 المقدمة: -

إن الوصف المعماري لأي مبنى بحاجة ماسة لنجاحه إذ يساعد على فهم وتحليل كافة الوظائف والفعاليات والحركات داخل المبنى حسب اختلاف نوعه والحاجة التي أنشأ لأجلها. ومن أهم ميزات المباني التعليمية توفير الراحة النفسية لدى الطلاب بالإضافة إلى توفير عدد من الخدمات الرئيسية مثل توفير القاعات الدراسية ومختبرات الحاسوب وغيرها من مختبرات ذات المساحات الكافية والخالية من الأعمدة الداخلية في منتصف الفراغ الإنشائي وهي بحاجة أيضا إلى توفير التهوية والإضاءة المناسبة.

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

وبعد الانتهاء من عملية التصميم المعماري تبدأ عملية التصميم الإنشائي والتي تهدف إلى اختيار النظام الإنشائي الذي يتلائم مع وظيفة المبنى وينسجم مع التصميم المعماري له وكما تهدف هذه العملية إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وتسليحها، وذلك لمقاومة الأحمال المختلفة التي تتعرض لها هذه العناصر التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأساسات التي تنقل الأحمال بشكل كامل إلى التربة.

2-2 لمحة عامة عن المشروع: -

تقوم فكرة المشروع على أساس عمل متكامل مع مراعاة جميع المعايير المعمارية النموذجية في تصميم المدرسة وتوفير جميع العناصر التي تجعل المدرسة مميزة من ناحية وظيفية واجتماعية ومعمارية وان تكون تواكب التطور العلمي المتجدد والتخصصات الجديدة في مجال التدريس وان يكون التخطيط العام مرنا وقابلا للتمديد المستقبلي.

تشتمل على عدة عناصر رئيسية هي :

1. الادارة العامة:- وتتكون هذه الادارة من الهيئة المسؤولة عن شؤون المدرسة وهي تتولى الإشراف وتسير العمل وهي قريبة من المدخل الرئيسي والإشراف على جميع الأنشطة المختلفة لتنظيم شؤون رواد هذا المشروع.
2. القسم التعليمي: - ويشمل على قاعات تدريس ومختبرات وقاعة المشرفين ومختبرات الحاسوب والمشاغل.
3. الخدمة العامة: - وتشمل على الحمامات بالاضافة للصالة المغلقة وموقف لسيارات وموقف لحافات الطلاب.
4. يتكون المبنى من طابقين على قطعة أرض مساحتها 18672 متر مربع، ومساحة البناء 4255.8 متر مربع.

3-2 موقع المشروع: -

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تصان العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تآلف وتناغم لتحقيق التصميم الأمثل.

فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح لمقاسات الأرض المقترحة للبناء، علاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة والضجيج ومسار الشمس.

يقع المشروع في الجنوب الشرقي من مدينة دورا جنوب الضفة الغربية الى الغرب من مدينة الخليل بمساحة تقدر ب 19 دونم ويحدها من الشمال الغربي شارع معبد عرضة 5 يليه ومن الجنوب والشرق اراضي زراعية واسعة ومن الشمال ارضي زراعية.

وتقع المنطقة في خط كنتور يتراوح بين "975-967.75" متر فوق سطح البحر حيث ان قطعة الأرض تنحدر باتجاه الجنوب الشرقي ارتفاع 7.25 متر.

الشكل (2-1) خارطة الموقع الجغرافي.

4-2 أهمية الموقع:-

الشروط العامة لاختيار الموقع:

إن عمليه اختيار ارض لإقامة مبنى المدرسة لا تقام بشكل أساسي لتوفر قطعه الأرض بل بأنها تقام على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضفي على خدمات المشروع وأجزائه صبغه التكامل والتوافق مع النسيج الحضاري العام.

وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار ارض لبناء مبنى المدرسة:

- جغرافية الموقع: هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض.
- شبكه المواصلات: بالإضافة الى تعدد الطرق المؤدية للموقع فهناك طرق فرعية تحيط بالأرض.
- الغطاء النباتي: هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات.
- أنماط المباني المحيطة: طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها، تجاريه، صناعية، سكنية، أم خدماتية ...الخ. وكيفية تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت.

5-2 حركة الشمس والرياح: -

تتعرض مدينة دورا إلى الرياح الجنوبية الغربية التي تجلب الامطار واليها يعود انخفاض الحرارة في المناطق المرتفعة، كما تتعرض إلى الرياح الشرقية التي تكون باردة شتاء، ونظرا لموقعها الجغرافي فإن الرياح الجنوبية الغربية تهب عليها وتصطدم بتيارات دافئة، وتلتقي تلك القادمة من الشرق بالرياح القادمة من الغرب فتقلل من رطوبتها وتجعلها أكثر انسجاما، إذ تجعل الهواء معتدلا جافاً، كما تهب على المدينة رياح جافة كرياح الخماسين في أواخر فصل الربيع.

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

6-2 الرطوبة: -

يتراوح معدل الرطوبة في المدينة 64-84% في فصل الشتاء، ولارتفاع المدينة عن سطح البحر أثر في تقليل نسبة الرطوبة التي يحملها الهواء القادم من البحر، حيث يقدر ارتفاع مدينة دورا بحوالي 920 متر عن سطح البحر.

7-2 وصف طوابق المشروع: -

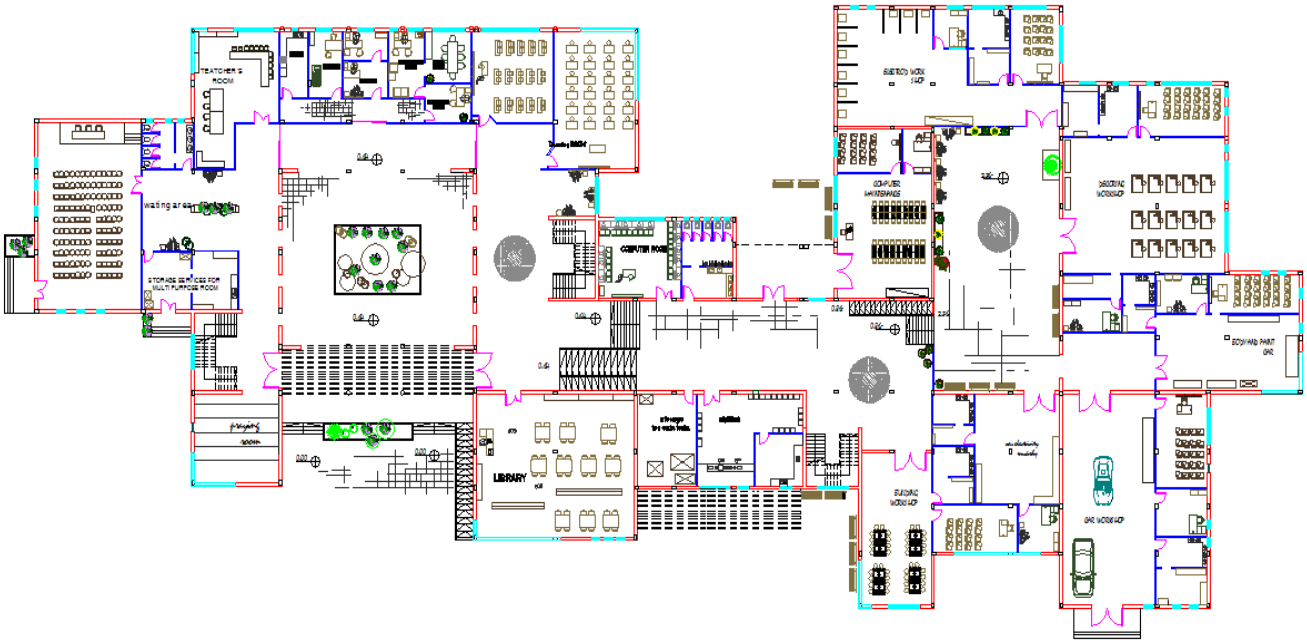
يتكون المشروع من طابقين بتنوع خدماتي موزع على المبنى في تركيبته الهندسية الذي يعتمد اعتماداً كلياً على نظام المستطيل مما ساعد على تنظيم الخدمات والترتيبات اللازمة وتوفير اماكن للاستراحة في كل طابق. وتبلغ المساحات الطابقية لهذا المبنى7183.8 م^2 موزعة على الطوابق الأرضي والاول كالآتي: -

1-7-2 الطابق الأرضي:

تبلغ مساحة هذا الطابق 4255.8 م^2 ذات مناسيب مختلفة (-2.36 & -0.86 & 0.64)

ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، ويشمل على الاجزاء التالية :

1- قسم الادارة والمدرسين.
2- كافتيريا.
3- وحدات صحية WC.
4- المدخل الرئيسي.
5- مسرح.
6- مراسم مختبرات ومشاغل.
7- الأدراج.
8- منطقة خدمات.
9- مكتبة.



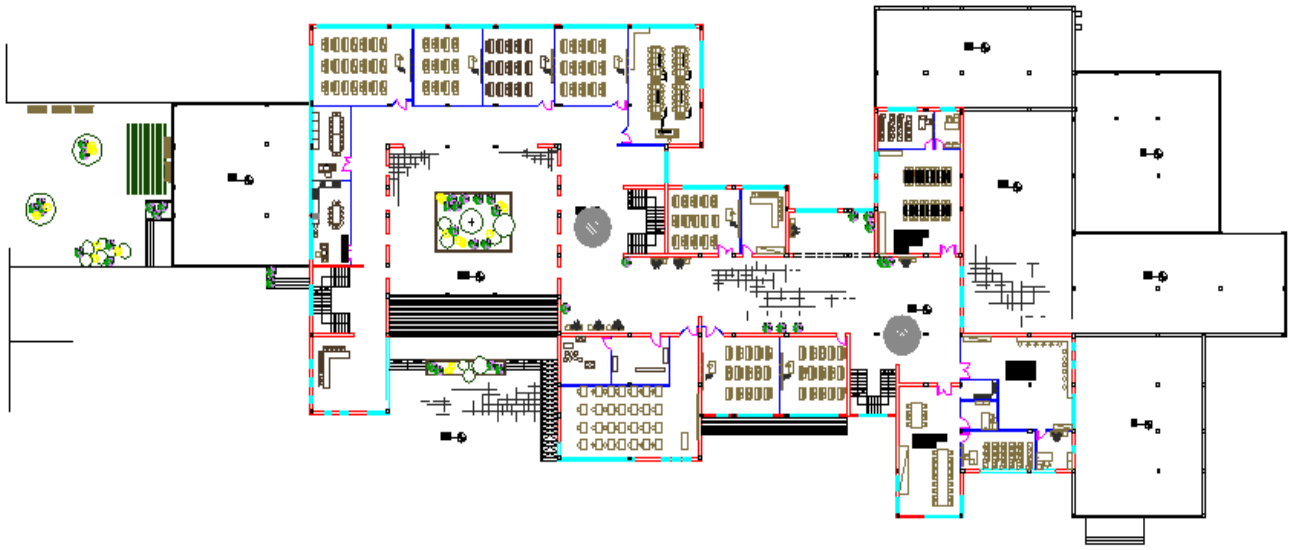
الشكل (2-2) مسقط الطابق الارضي

2-7-2 الطابق الاول: -

تبلغ مساحة هذا الطابق 2928 م^2 تقريبا ذات منسوب 4.64 متر.

ويمتاز بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة، ويشمل على الاجزاء التالية:

1- قاعات دراسية.
2- مختبرات.
3- مراسم ومشاغل
4- ادراج.



الشكل (2-3) مسقط الطابق الأول

2-8 الواجهات: -

إنَّ اهتمام أي مهندس معماري بالواجهات يكون كبيراً حيث أنَّ الواجهات يجب أن يكون منظرها العام منسجم مع طبيعة المبنى واستخداماته، لذا على المهندس مراعاة كل تفصيله من تفاصيل الواجهة من حيث المواد المستخدمة فيها، توزيع الفتحات، تفاوت المناسيب والتراجعات، وغيرها من العوامل التي تبرز جمال تصميم الواجهة.

2-8-1 الواجهة الجنوبية :

نجد الإبداع المعماري ظاهراً في هذه الواجهة بدايةً من الكتل ذات التراجعات الظاهرة والمناسيب المتفاوتة، والتي أضافت بدورها طابعاً جمالياً وحيوياً وديناميكياً للواجهة أيضاً تنوع المواد المستخدمة وطريقة الدمج بينهما.

الشكل (2-4) الواجهة الجنوبية.

2-8-2 الواجهة الشمالية : -

في هذه الواجهة أيضاً يتمثل الجمال المعماري بشكل واضح في آلية الدمج الجميل والمتناسق بين العناصر المستخدمة في الواجهة حيث نجد أنَّ هناك سلاسة وإبداع في التنقل بين الخامات المستخدمة من الحجر والزجاج، وأيضا استخدام كواسر الضوء مما يضيف اليها طابعاً جمالياً خاص.

الشكل (2-5) الواجهة الشمالية.

2 -8-3 الواجهة الشرقية :

في هذه الواجهة تظهر التراجعات واختلاف المناسيب وهذا أعطاها حركة وتكتل واضحين، وأيضا تظهر هنا البروز الموجود في المبنى.

الشكل (2-6) الواجهة الشرقية .

4-8-2 الواجهة الغربية :

كباقي الواجهات في المبنى اتحدت مجموعة من العناصر بشكل متناغم ومتناسق لتبرز الجمال المعماري لهذه الواجهة، ونجد التراجعات واختلاف المناسيب، جميع هذه العناصر أبرزت الجمال والروعة المعمارية للواجهة.

الشكل (2-7) الواجهة الغربية.

9-2 وصف الحركة والمداخل: -

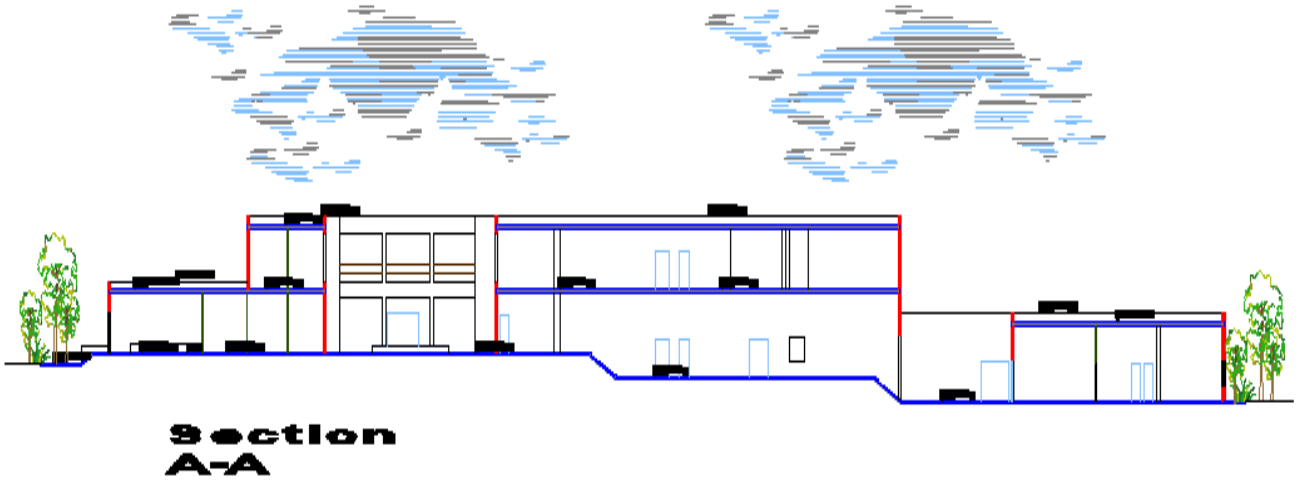
تم تصميم المنشأة بحيث تتيح حرية وسهولة التنقل بين أجزاء المبنى وطوابقه من خلال الادراج التي توفر سهولة التنقل من حيث الحركة الافقية داخل المبنى وكذلك وجود الرمبات في ساحات المبنى الرابطة بين أجزاء المبنى، ويوفر التصميم انتظام في توزيع الفراغات مما يوفر راحة في التنقل.

تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المدرسة نفسها؛ فالحركة من خارج المدرسة إلى داخلها تتم بشكل سلس نظرا لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي. إذ يمكن الدخول للمبنى من مكانين وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى. أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية وداخل الطابق الواحد وحركة راسية ما بين الطوابق المختلفة.

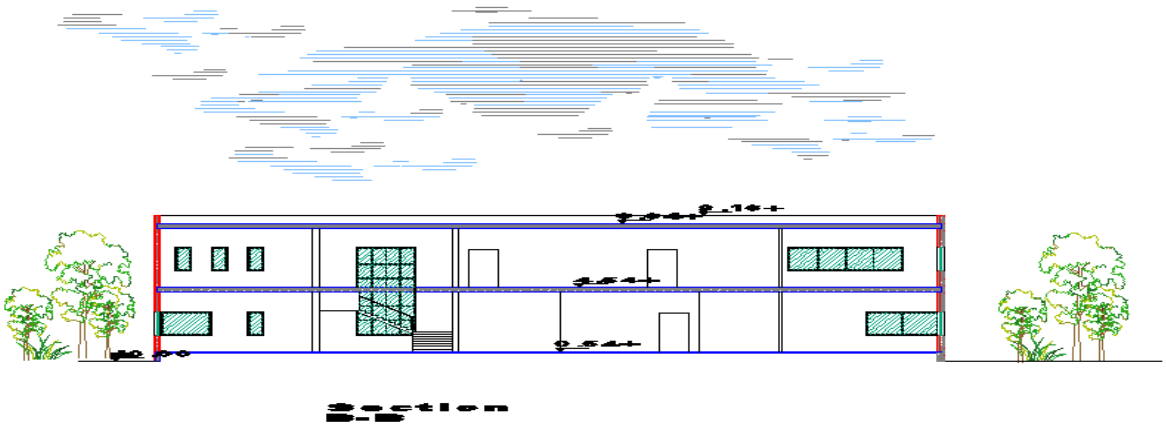
فالحركة في الطابق الأرضي تأخذ شكل خطي في الممرات ولكن يوجد في هذا الطابق حركة عمودية تماشيا مع منسوب الأرض. وتظهر الحركة الخطية في باقي الطوابق لتتم بشكل سهل بين الفراغات المختلفة في هذه الطوابق.

وفيما يتعلق بالحركة الراسية بين الطوابق فإنها تتم من خلال الأدراج حيث أنها تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الراسية بينها.

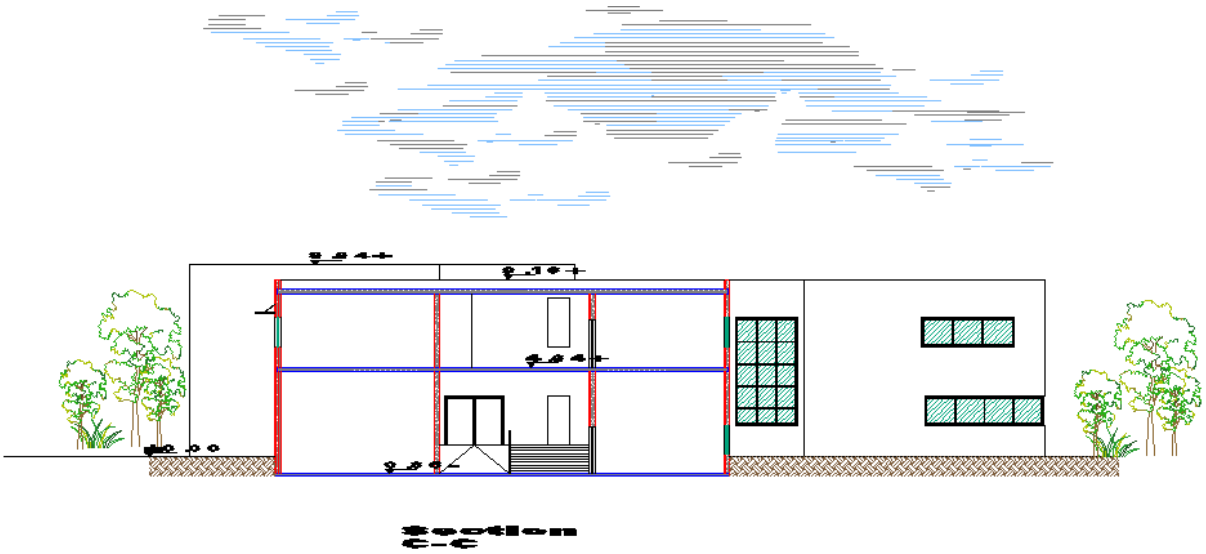
فيما يلي نستعرض بعض القطاعات داخل المبنى: -



الشكل (2-8) القطاع (A-A).



الشكل (2-9) القطاع (B-B).



الشكل (2-10) القطاع (C-C).

10-2 الموقع العام: -

لقد قامت الفكرة التصميمية للمشروع على تصميم انشائي مرن مريح يتيح حرية تقسيم الفراغات في المدرسة وعلاقتها مع بعضها البعض وعلاقتها مع المحيط.

تتجلى الفكرة العامة في تصميم المبنى بالاعتماد على محور رئيسي لقطعة الأرض في تحديد مدخل المدرسة، اذ ان هذا المحور يصل بين المدخل الرئيسي للموقع ومدخل مبنى المدرسة في محور بصري مستمر ينتهي في منطقة التوسع المستقبلي.

يتكون الموقع العام من تناغم مفردات وعناصر فنية وجمالية من خلال تنظيم المساحات الخضراء، والمبلطة والملاعب والجلسات وتنظيم محاور الحركة، سواء للسيارات او للمشاة لضمان سهولة التنقل من كافة ارجاء المدرسة، كما ان وجود البناء المفتوح ساعد على توفير الهواء والاضاءة للمبنى، وكذلك خلق الظلال وكان التخطيط العام مرنا وقابلا للتمدد المستقبلي.

الشكل (2-11) الموقع العام.

11-2 المداخل: -

يحتوي المشروع على ثلاث مداخل أساسية:

1. المدخل الجنوبي الشرقي الأول وهو المدخل الرئيسي للمبنى وقريب من المدخل الرئيسي للمبنى.
2. المدخل الجنوبي الشرقي الثاني وهو مدخل للسيارات.
3. المدخل الجنوبي الشرقي الثالث وهو مدخل للسيارات.

3

الفصل الثالث

الوصف الإنشَائِي

1-3 مقدمة.

2-3 هدف التصميم الإنشائي.

3-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية.

4-3 الاختبارات العملية.

5-3 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى.

1-3 مقدمة: -

إن أي عملية وصف لا تقتصر على جانب معين من جوانبه، وإنما يكون بالوصف والتعمق في جميع تفاصيله الداخلية التي تعتبر جزأ لا يتجزأ منه. فبعد التجوال الموجز في الجانب المعماري للمدرسة، والتعرف على مقتضياتها الجمالية، كان لابد من توجيه الدراسة للتعرف على جانبها الإنشائي، ليصبح بالإمكان تشغيلها مع مراعاة السلامة والأمان.

إذ يعتمد التصميم الإنشائي بشكل أساسي على تصميم كافة العناصر الإنشائية بحيث تقاوم كافة الأحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يجب وصف كافة هذه العناصر وصفاً دقيقاً يلبي متطلبات الحسابات الهندسية لهذا المشروع بالإضافة للحفاظ على التصميم المعماري وعدم تغييره.

2-3 هدف التصميم الإنشائي: -

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

- الأمان (Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى والإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة وكافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability)من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) وتجنب ظهور التشققات (Cracks) بشكل يؤثر سلبيا على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

3-3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى: -

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

1-3-3 الأحمال وتصنيفاتها: -

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

2-3-3 الأحمال الميتة: -

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

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة.

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	24
2	المونة	22
3	الخرسانة المسلحة	25
4	الطوب	10
5	القصارة	22
6	الرمل	17

3-3-3 الأحمال الحية: -

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

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية، كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة.
3. الأحمال الساكنة، والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر، كأثاث البيوت، والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة، والمواد المخزنة والأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (3-2) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (3-2) الأحمال الحية.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	9.0
2	المدارس	5.0
3	المستشفيات	5.0
4	الفنادق	2.5
5	المطاعم	5.0
6	المباني السكنية	2.5
7	المباني التعليمية والكليات	7.0

وتم اعتماد في هذا المشروع الحمل الحي = $5\ KN/m^2$

3-3-4 الأحمال البيئية: -

وتتمثل في الأحمال الناجمة من المصادر الطبيعية وهي النوع الثالث من الأحمال التي يجب أن نأخذها بعين الاعتبار عند التصميم، وهذه الأحمال تتمثل في:

3-4-3-1 الرياح: -

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح حسب الكود 1997 (الكود الأردني) اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة وتصمم جدران القص حسب سرعة الرياح التصميمية لهذه المنطقة.

3-4-3-2 الثلوج: -

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

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

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

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

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

لا يوجد تأثير لحمل الثلوج لان ارتفاع المبنى اقل من 250 متر حسب الكود الأردني للأحمال الحية، ولكن تم بقاء الحمل الحي لمواجهه أي احمال غير متوقعه.

3-4-3-3 الزلازل:

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى وهي عبارة عن قوى أفقية ورأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات وتسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً على الكود الأردني.

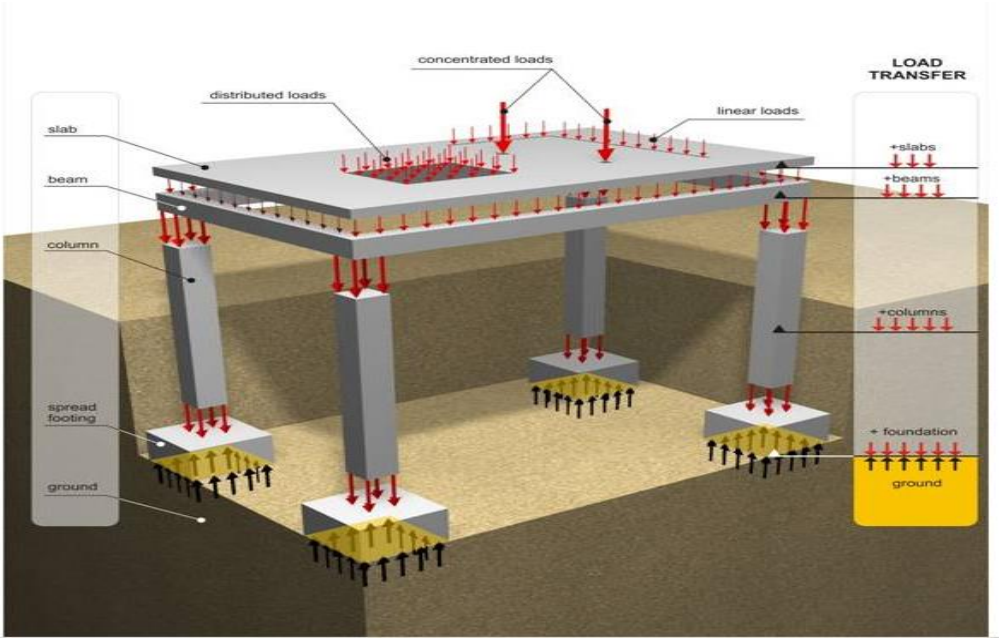
3-4 الاختبارات العملية: -

يسبق الدراسة الإنشائية لأي مبنى، عمل الدراسات الجيوتقنية للموقع، ويعنى بها جميع الأعمال التي لها علاقة باستكشاف الموقع ودراسة التربة والصخور والمياه الجوفية، وتحليل المعلومات وترجمتها للتنبؤ بطريقة تصرف التربة، عند البناء عليها، وأكثر ما يهتم به المهندس الإنشائي هو الحصول على قوة تحمل التربة (Bearing Capacity) اللازمة لتصميم أساسات المبنى وأما قوة تحمل التربة للموقع تساوي 400 كيلو نيوتن لكل متر مربع على اعتبار أن نوع التربة هي صخرية.

3-5 العناصر الإنشائية المكونة للمبنى: -

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

إن جميع العناصر الإنشائية تعمل كوحدة واحدة، حيث تنتقل الأحمال من العقدة إلى الجسور ومن ثم إلى الأعمدة والجدران الحاملة لكي تنتهي أخيرا إلى الأساسات، وفيما يلي صورة توضح كيفية انتقال الأحمال في المنشأة.



الشكل (3-1): انتقال الاحمال داخل المنشأة الواحدة.

1-5-3 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.

ويتم اختيار النوع الأمثل بالاعتماد على عدة عوامل أهمها:

1. الفضاءات بين الأعمدة.
2. وظيفة المنشأ.
3. التكلفة.
4. السهولة، الوقت، قوالب للعقدات.

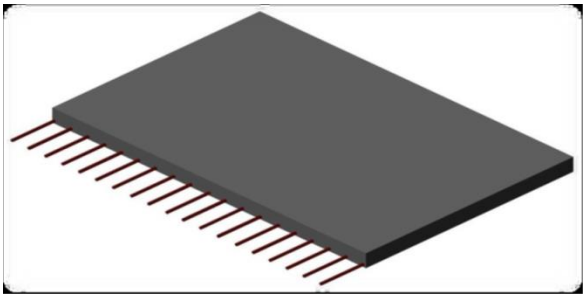
ونظراً لوجود العديد من الفعاليات في المشروع، وتنوع المتطلبات المعمارية فإنه تم استخدام الأنواع التالية حيث هو ملائم لطبيعة الاستخدام:

- البلاطات المصمتة (Solid Slabs) وتقسم إلى:
  - العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab).
  - العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab).
- العقدات المركبة (Composite slab).
- البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى:
  - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
  - عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).
- Flat Plat.

حيث تم استخدام البلاطات المفرغة بنوعيها في المشروع، والعقدة المصمتة في اتجاه واحد في مطالع الإدراج.

1-1-5-3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

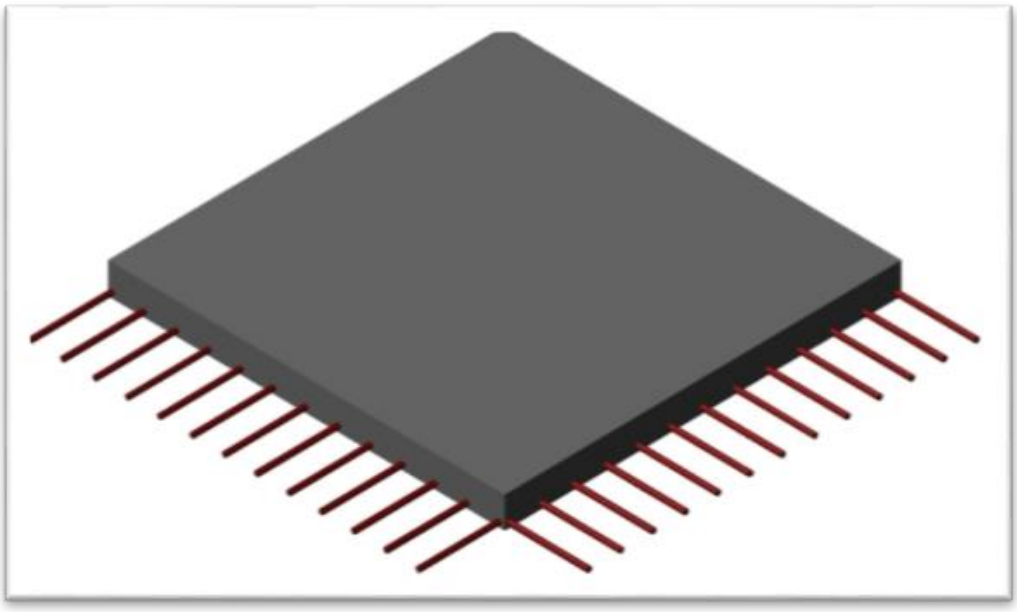
تستخدم في حال أن طول البلاطة يساوي أو يتجاوز ضعف عرضها، عندها يكون السلوك الإنشائي للبلاطة كأنها تعمل باتجاه وحيد (باتجاه الطول الأقصر)، وفي هذه الحالة يتم حساب التسليح للبلاطة على الاجهادات بالاتجاه القصير (تسليح باتجاه واحد)، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظرا للسماكة المنخفضة، ويتم استخدامها في عقده الدرج.



الشكل (3-2): العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد.

3-5-1-2 العقدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab):

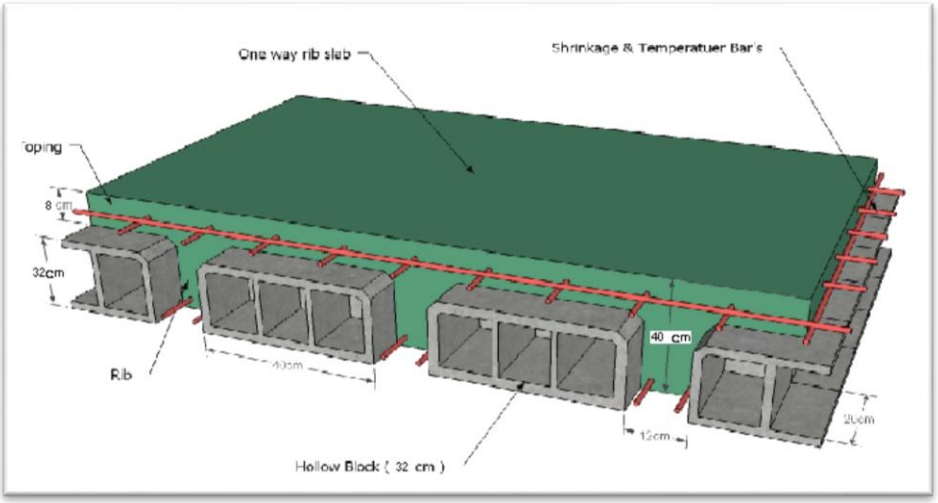
تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العقدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، كما تستخدم في حال كان طول البلاطة اقل من عرضها عندها يكون السلوك الإنشائي للبلاطة كأنها تعمل في اتجاهين الطويل والقصير، حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحه في الشكل (3-3).



الشكل (3-3): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

3-5-1-3 عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab):

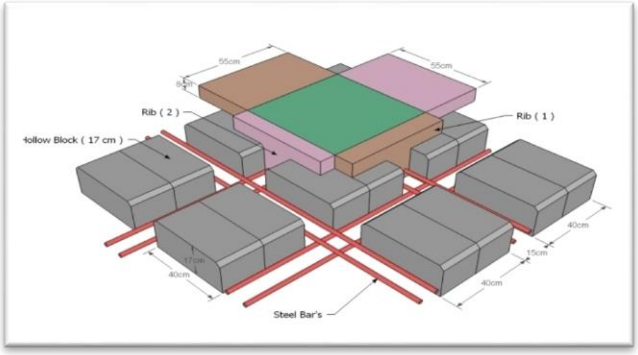
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليه العصب، ويكون التسليح باتجاه الطول الأقصر من طول العقدة أو عرضها كما هو مبين في الشكل (3-4).



الشكل (3-4): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

4-1-5-3 عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

تستخدم في حال كان الطول اقل من العرض أو يساويه، تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (3-5):



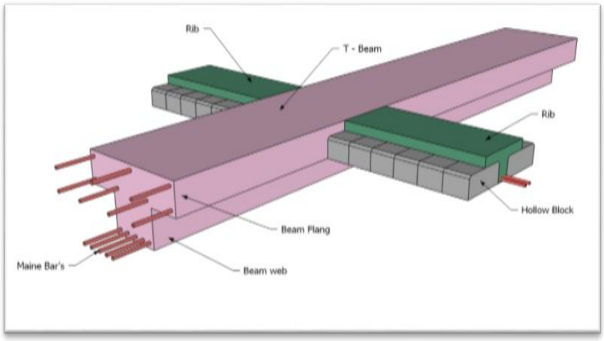
الشكل (3-5): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

2-5-3 الجسور: -

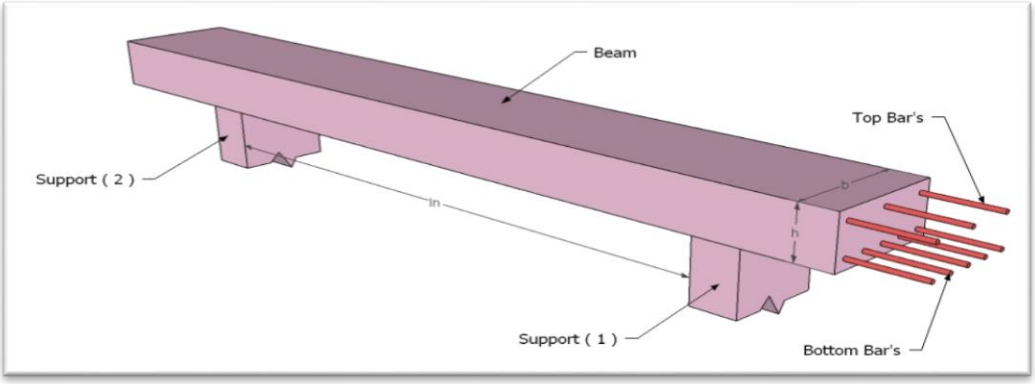
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من البلاطات داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين

1. جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة.
2. جسور المدلاه "Dropped Beams" وهي التي يكون ارتفاعها أكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في أحد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam) بحيث تسمى هذه الجسور T-section،L –section .
3. وكذلك يتم استخدام جسور الربط في المنشأة في منطقة الأساسات لمنع انزلاق وهبوط الأساسات كل واحدة على حدا.

ونظرا للمسافات المختلفة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع، فضلاً عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون جسور مسحورة وأخرى مدلاه تقوم بنقل أحمال الأعصاب إليها. وقد تم إرفاق مجموعة من الأشكال التي توضح أشكال وأنواع الجسور حسب استخدامها كالتالي:



الشكل (3-6) أشكال الجسور المدلاة .

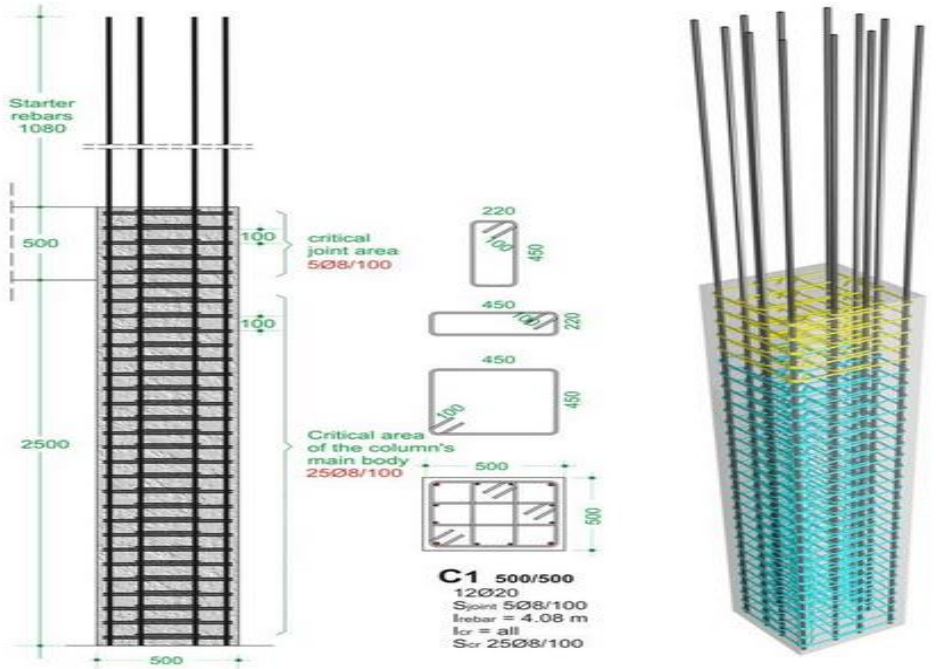


الشكل (3-7) أشكال الجسور المسحورة.

3-5-3 الأعمدة: -

تعتبر الأعمدة العنصر 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.

وهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل والدائري والمضلع والمربع والمركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخراسانية والمعدنية والخشبية.

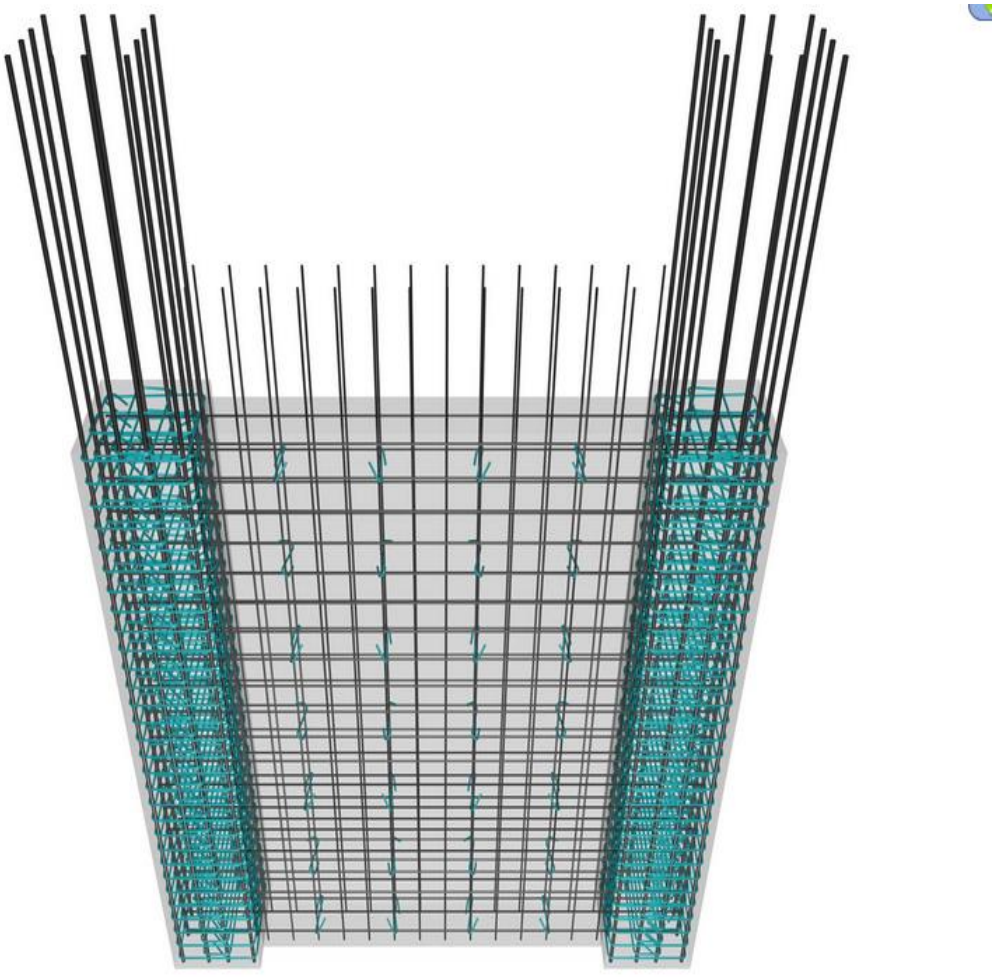


الشكل (3-8): أحد أشكال الأعمدة.

4-5-3 الجدران الحاملة (جدران القص): -

وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall).

وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، وجدران المصاعد، وجدران أخرى تم وضعها لمقاومة أحمال القص، 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.



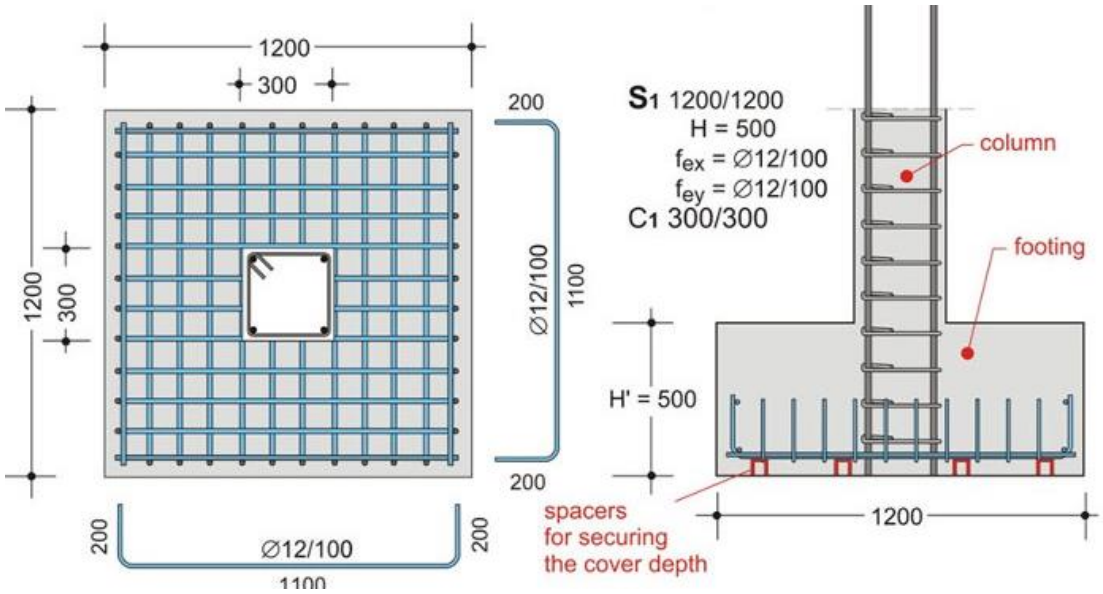
الشكل (3-9): جدار القص

5-5-3 الأساسات: -

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

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، وبناءً على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة.

وتم استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس ونظرا لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.



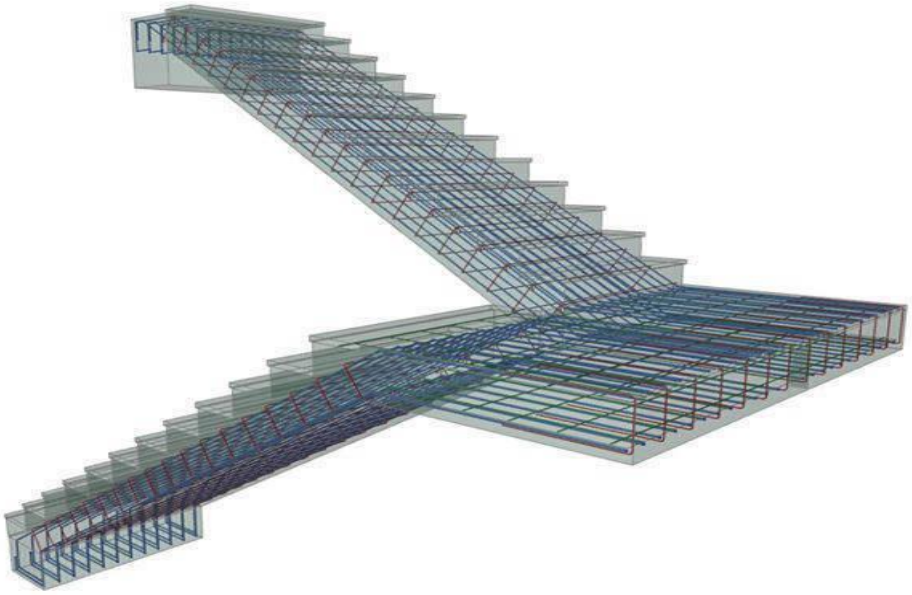
الشكل رقم (3-10) مقطع طولي في الأساس

الشكل رقم (3-11) مسقط افقي للأساس

في الشكلين (3 –10)، (3-11) يوضح كيفية نقل الأحمال من المبنى إلى الأساس عن طريق العمود، وتوضيح عملية توزيع حديد التسليح في الأساس.

6-5-3 الأدراج: -

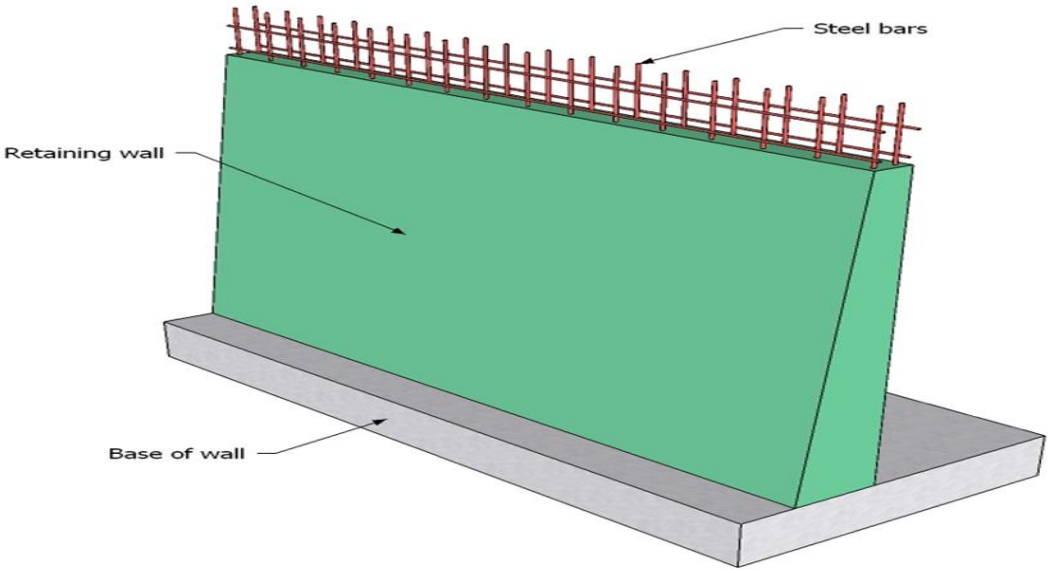
الأدراج عبارة عن العنصر المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصمتة في اتجاه واحد، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع.



الشكل (3-12): الدرج.

3-5-7 الجدران الاستنادية: -

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



الشكل (3-13) جدار استنادي

8-5-3 فواصل التمدد (Expansions Joints): -

في المنشآت ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة، أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة يتم استخدام فواصل التمدد الحراري. ويتم وضع فاصل التمدد حسب طبيعة المنطقة الجغرافية للمشروع، ولذلك للسماح للمنشأ بالتمدد دون أن يؤدي ذلك لحدوث تشققات. وتعتبر المسافات العظمى لإبعاد كتلة المبنى كما يلي :

1- 40 متر في المناطق ذات الرطوبة العالية.
2- 36 متر في المناطق ذات الرطوبة العادية.
3- 32 متر في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
4- 28 متر في المناطق الجافة.

وعلى اعتبار أن فلسطين ذات رطوبة عادية تم اخذ فاصل تمدد كل 36 متر، وتم استخدام فاصلين تمدد في هذا المشروع.

ولها بعض الاشتراطات:

1-ينبغي استخدام فواصل التمدد الحراري في كتلة المنشأ، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها.
2-يجب ألا يقل عرض الفاصل عن 3 سم.

4

Chapter 4
Structural Analysis & 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 (4).

4.7 Check thickness for Tow-way ribbed slab

4.8 Design of Beam (37).

4.9 Design of long column (C 68)

4.10 Design of Isolated Footing

4.11 Design of stair

4.1 Introduction:

Many structures are built of reinforced concrete: bridges, buildings, retaining walls, tunnels, and others.

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

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

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:

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

4.1.1 Design method and requirements:

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of ACI_code (318_08).

4.1.2 Strength design method:

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

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

The strength design method is expressed by the following,

Strength provided ≥ strength required to carry factored loads.

4.2 Factored loads:

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

$$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L \qquad \textbf{ACI-code-318-08(9.2.1).}$$

NOTE:

Use concrete B300

$f_c^{'} = 24\ Mpa.$

$f_y = 420\ Mpa$

$f_{yt} = 420\ Mpa$, will be used at design and calculations.

4.3 Slabs Thickness calculation:-

According to ACI-Code-318-08 table 9.5(a), the minimum thickness of non- prestressed beams or one way, slabs unless deflections are computed for one – end continues for one-way rib given as follow:

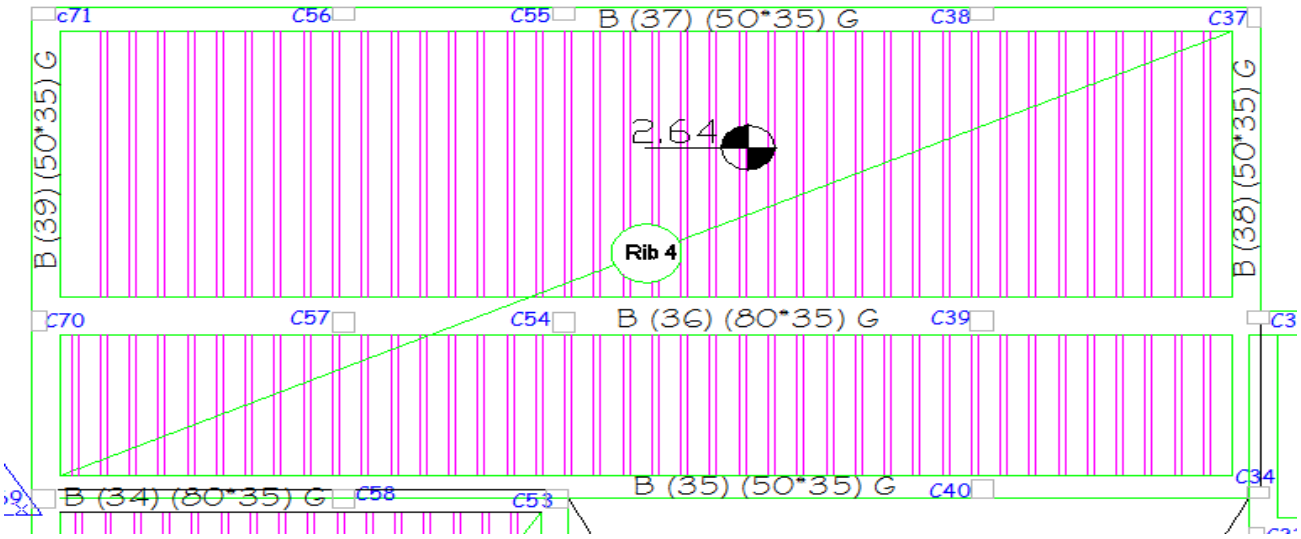


Fig (4-1): Rib(4) at the ground floor slab.

h_{min} for one-end continuous = L/18.5 longest one-end cont. is 6.58m.

h_{min} = 6580/18.5 = 355.67 mm

h_{min} for simply supported = L/16 longest simply supported is 4.23m.

h_{min} = 4230 /16 = 264.5 mm

For Ground floor and first floor slab, use thickness of slab 35cm.

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:

Table (4-1) Calculation of Total load of rib (4)

Material	Unit weight (KN/m^3)	Thickness (cm)
Tile	**23**	**3**
Mortar	**22**	**3**
Sand	**17**	**7**
Topping slab	**25**	**8**
Hollow block	**10**	**27**
Rib	**25**	**27**
Plastering	**22**	**3**
partition	**2.3KN/m^2**	

4.5 Design of Topping:-

4.5.1 Calculation of Dead load

- Design For 1m strip:

Tile =23*0.03*1=0.69KN/m
Mortar = 22*0.03*1=0.66KN/m
Sand =17*0.07*1=1.19 KN/m
Topping = 25*0.08*1=2 KN/m
Partition=1*2.30=2.3 KN/m

D.L total = 6.84 KN/m

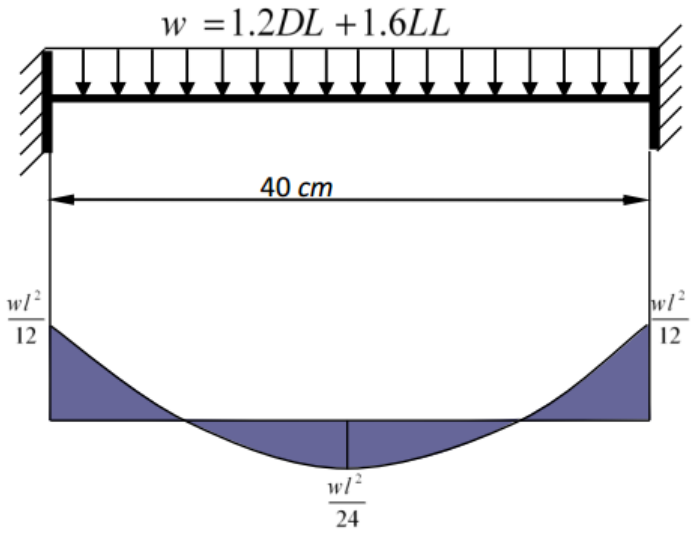


Fig (4-2) Typical section in Topping.

4.5.2 Calculation of live load

$L.L_{total} = 5KN/m^2 * 1\ m = 5\ KN/m$

Wu = 1.2D.L + 1.6L.L
= 1.2*6.84 + 1.6*5 = 16.208 KN/m

Check ΦMn > Mu

$$Mu = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{16.208 * 0.4^2}{12} = 0.216\,kN.m$$

$$Mn = 0.42\sqrt{fc'} * s$$

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

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

$$= 0.42\sqrt{24} * \frac{1*0.08^2}{6} * 10^3 = 2.195\,kN.m$$

Ø=0.55 for plain concrete

$\phi * Mn = 0.55 * 2.195 = 1.207\ kN.m.$

$\phi * Mn = 1.207 > Mu = 0..216\ KN.m.$

→ No Reinforcement is required.

Shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$\rho = 0.0018$ *ACI-318-08 (7.12.2)*

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

As (ϕ 8) =50.27mm2

So number of bars =144/50.27 = 2.86

Maximum spacing = 3*350 = 1050 mm

= 450 mm

= 380(280/0.67*420)-2.5*20 = 328 mm

= 300(280/0.67*420) = 298.5 mm

select mesh ϕ 8/20cm, *AS* prov = 2.51 cm²/m > ***AS*** min=1.44 cm²/m

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

4.6 Design of Rib (4):-

Materials:-

Concrete B300, Fc' = 24Mpa

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

- Requirements for Slab Floor According to *ACI- (318-08).*

bw ≥ 10cm……ACI(8.13.2)

Select bw=12cm

h ≤ 3.5*bw …….. ACI (8.13.2)

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

tf ≥ Ln/12≥50mm ……ACI(8.13.6.1)

Select tf=8cm

4.6.1 Design constant:-

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

b_E = Ln/4= 5.71 / 4 = 1.428 m

b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 1.4 m

b_E = c/c spacing between beams =0. 52 m

Control take be = 52cm

4.6.2 Calculation of Dead load:-

Table (4-2) Calculation of the Total Dead load for (R4).

Dead load Calculation		
Tiles	**23*0.03*0.52**	**= 0.3588 KN/m**
Mortar	**22*0.03*0.52**	**= 0.3432 KN/m**
Sand	**16*0.07*0.52**	**= 0.6188 KN/m**
Topping	**25*0.08*0.52**	**= 1.04 KN/m**
Block	**10*0.27*0.4**	**= 1.08 KN/m**
Rib	**25*0.27*0.12**	**= 0.81 KN/m**
Plastering	**22*0.03*0.52**	**=0.3432 KN/m**
Partition	**2.3*0.52**	**=1.196 KN/m**

Total dead load = 5.79 KN/m/rib

4.6.3 Calculation of Live load:-

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

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

System:-

One -way ribbed slab.

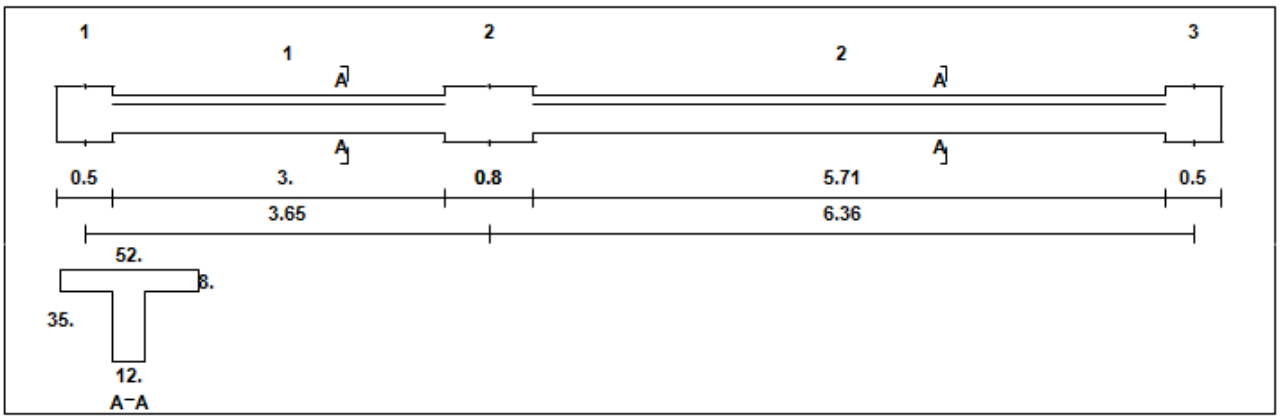


Fig. (4-3) Geometry of Rib (4)

Loading:-

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

D.L $_{total}$ = 1.2*5.79=6.948 KN/m/rib **L.L $_{total}$ = 1.6*2.6=4.16 KN/m/rib**

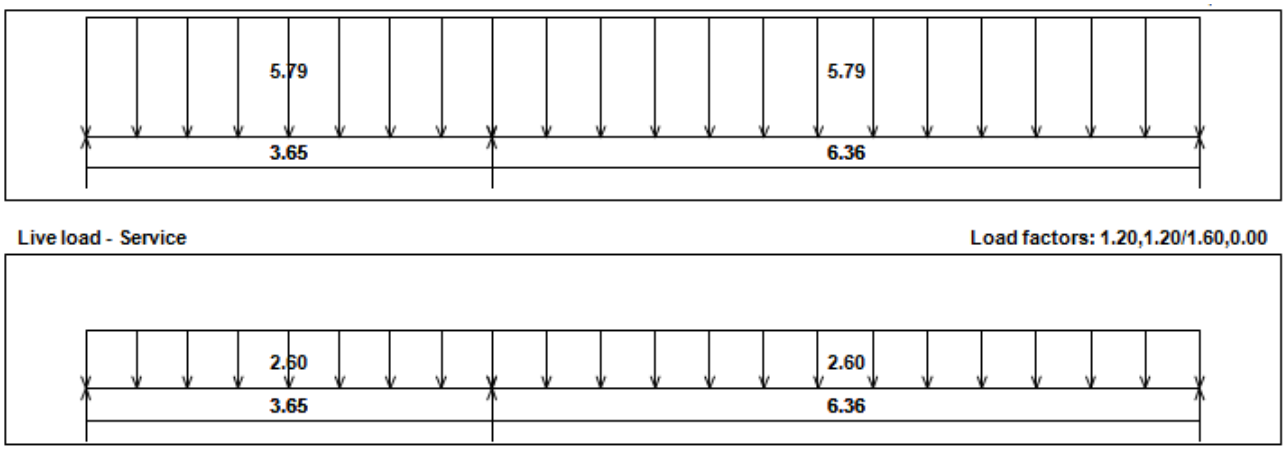


Fig. (4-4): Load of Rib (4).

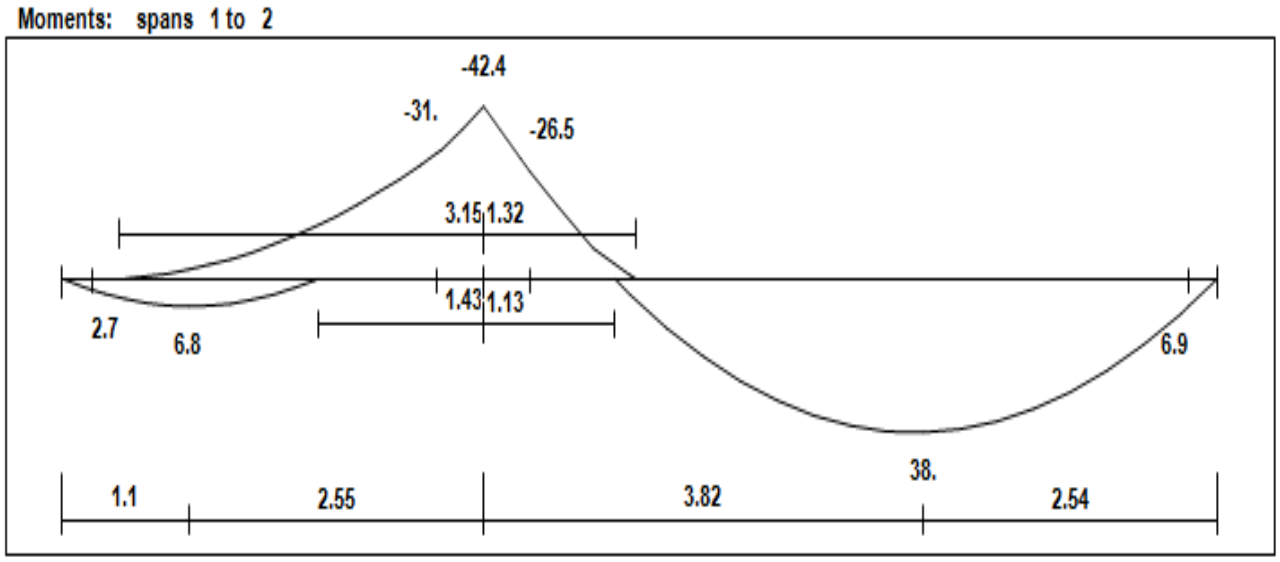
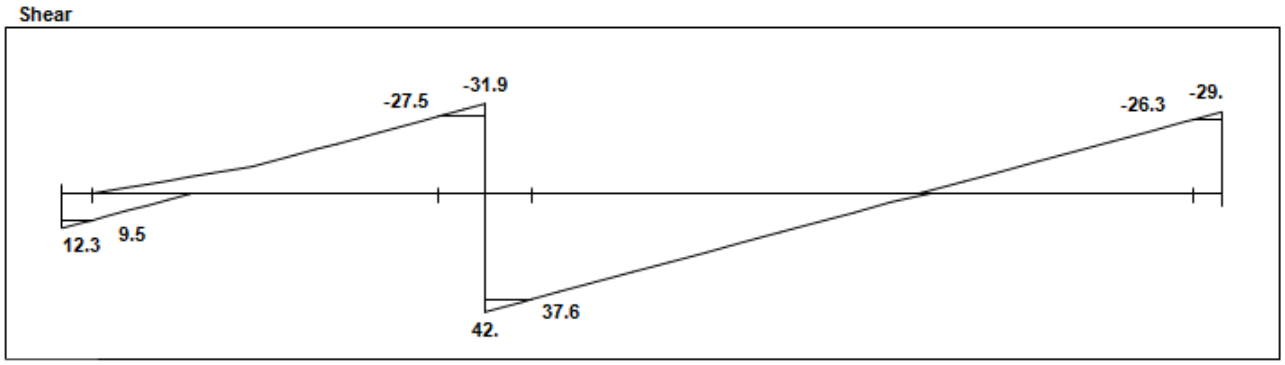


Fig. (4-5) Moment Envelope of Rib(4).



Reactions

Factored

DeadR	5.41	46.22	17.92
LiveR	6.9	27.67	11.13
Max R	12.31	73.89	29.05
Min R	1.75	54.9	17.52
Service			
DeadR	4.51	38.52	14.93
LiveR	4.31	17.3	6.95
Max R	8.82	55.81	21.89
Min R	2.22	43.94	14.69

Fig. (4-6) Shear Envelope and reaction of Rib(4).

4.6.4 Flexural Design: -

4.6.4.1 Design for positive Moment for Rib (R4):-

1- Span (1) :

Mu Positive for span **Mu= 38 KN.m** .(span1)

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

For a = t_f = 8cm

Assume Ø=0.9

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 20–8 – 18/2 = 313 mm.

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

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.313-0.08/2)*10^3

Ø.Mnf = 208.5 Kn.m

Ø Mnf =208.5 KN.m > Mu =38 kN.m

Rectanglular section

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.be .d

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{38*10^6/0.9}{520*(313)^2} = 0.829 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.829}{420}}\right) = 0.002$$

A_s = ρ.be .d = (0.002)* (520)* (313) = 325.52 mm^2 .

Then use 2 Ø 16,As=201.06 mm2

As prov = 402.12 mm^2 > As req = 325.52 mm^2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.5mm^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2 Ø 16,As=402.12 mm^2 >125.2mm^2 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$402.12*420 = 0.85*24*520*a$$

$$a = 15.92mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.92}{0.85} = 18.73mm$$

β=0.85….. f_c = 24MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{314-18.73}{18.73} \times 0.003 = 0.0473$$

$$\varepsilon_s = 0.0473 > 0.005$$

2- Span (2) :

Mu Positive for span **Mu= 6.8 KN.m** .(span 2)

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

For a = t_f = 8cm

Assume Ø=0.9

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 20–8 – 18/2 = 313 mm.

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

=0.9* 0.85 (24) (0.08) (0.52)(0.313-0.08/2)*10^3

Ø.Mnf = 208.5 Kn.m

Ø Mnf =208.5 KN.m > Mu =6.8 kN.m

Rectanglular section

Design as a rectangular with b_E = 52cm

As = ρ.be .d

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{6.8*10^6/0.9}{0.52*(0.313)^2} = 0.1483 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*0.1483}{420}}\right) = 0.00035$$

A_s = ρ.be .d = (0.00035)* (520)* (313) = 57 mm^2 .

Then use 2 Ø 10 ,As=157 mm2

As prov = 157 mm^2 > As req = 57 mm^2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.5 mm^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 2 Ø 10 ,As=157 mm^2 >125.2mm^2 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$157*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 6.22mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.22}{0.85} = 7.32mm$

β=0.85….. f_c = 24MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{317-7.32}{7.32} \times 0.003 = 0.127$$

$$\varepsilon_s = 0.127 > 0.005$$

4.6.4.2 Design for Negative Moment for Rib (R4):

Use Mu max. negative for support **Mu= - 31 KN.m**

Design as a rectangular with b = 12 cm

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

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{31*10^{-3}/0.9}{0.12*(0.313)^2} = 2.93 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1-\frac{2(20.58)(2.93)}{420}}\right) = 0.00756$$

As = 0.00756 (120) (313) = 284.14 mm^2 .

Then use 2 Ø 14,As=153.94 mm2

As prov = 307.88 mm^2 > As req = 284.14 mm^2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(313) = 109.5mm^2$$

$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) \quad = \frac{1.4}{420}(120)(313) = 125.2mm^2$ (control)

For 2 Ø 10,As=157 mm2>125.2 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$307.88*420 = 0.85*24*520*a$

$a = 12.19mm$

$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.19}{0.85} = 14.34mm$

β=0.85….. f_c = 28MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-x)/x \times 0.003 = \frac{315-14.34}{14.34} \times 0.003 = 0.063$

$\varepsilon_s = 0.063 > 0.005$

ok

4.6.5 Design shear for Rib (R4):-

1- Span (1) :

Factored shear forces at d=0.315 m from support

Vu_{max} =37.6 KN (From Shear Envelop)

Determine shear strength provided by concrete (Ø Vc).

Case II: Ø Vc/2 < V_u < Ø V_c

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

= 1.1* 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 0.12 * 0.315*10^3 = 25.5 kN

Ø V_c = 25.5 < Vu = 37. kN

Case III : Ø V_c<V_u ≤ Ø (V_c+$V_{s,min}$)

Provide minimum shear reinforcement

$V_{s,min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w*d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} *0.12*0.315*10^3$= 11.6 KN.

Ø $V_{s,min}$= 8.7 KN

$\geq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 0.12 * 0.315*10^3 = 12.6$ KN

Ø $V_{s,min}$ = 9.45 …….. control

Ø V_c = 25.5 KN < V_u = 37.6 KN ≤ Ø (V_c+$V_{s,min}$) =34.95 KN……not satisfy

case**(IIII) :**

Ø (V_c+$V_{s,min}$) < Vu < Ø (V_c+V_s')

$V_s' \geq \frac{1}{3} * \sqrt{f_c'} * b_w*d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} *0.12*0.315*10^3$=61.73 KN.

Ø V_s' = 46.3 KN.

Ø (V_c + $V_{s,min}$) = 34.95KN < V_u = 37.6 KN ≤ Ø (V_c+ V_s') =71.8 KN…… satisfy

∴Case is satisfy → shear reinforcement is required.

Use 2 Legϕ8 for stirrups $A_{v,2\phi8}$= 100.52 mm^2

$$\mathbf{V}s = \frac{Vu}{\emptyset} -$$

$$s = \frac{Av * \mathbf{f}}{\mathbf{V}s = \frac{V}{\emptyset}}$$

S $\leq \frac{d}{2} = \frac{315}{2}$ = 157.5 mm.

≤ 600 mm.

∴ Use 2 Leg Ø 8 @ 15 Cm C/C

2- Span (2) :

Factored shear forces at d=0.315 m from support

Vu_{max} =27.5 KN (From Shear Envelop)

Determine shear strength provided by concrete (Ø Vc).

Case II: Ø Vc/2 < V_u < Ø V_c

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

= 1.1* 0.75 * $\frac{\sqrt{24}}{6}$ 0.12 * 0.315*10^3 = 25.5 kN

Ø V_c = 25.5 < Vu = 27.5 kN

Case III : Ø V_c<V_u ≤ Ø (V_c+$V_{s,min}$)

Provide minimum shear reinforcement

$V_{s,min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f_c'} * b_w*d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} *0.12*0.315*10^3 = 11.6$ KN.

$Ø\, V_{s,min} = 8.7$ KN

$\geq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 0.12 * 0.315*10^3 = 12.6$ KN

$Ø\, V_{s,min} = 9.45$ …….. control

$Ø\, V_c = 25.5$ KN $< V_u = 27.5$ KN $\leq Ø\,(V_c + V_{s,min}) = 34.95$ KN…… satisfy

∴Case is satisfy → shear reinforcement is required.

Use 2 Leg Ø 8 for stirrups $A_{v,2\phi 8} = 100.52$ mm^2

$$\mathbf{Vs} = \frac{Vu}{Ø} -$$

$$s = \frac{Av * \mathbf{f}}{\mathbf{Vs} = \frac{V}{Ø}}$$

$S \leq \frac{d}{2} = \frac{315}{2} = 157.5$ mm.-

$\leq$ 600 mm.

∴ Use 2 Leg Ø 8 @ 15 Cm C/C

4.7 Check thickness for Tow-way ribbed slab

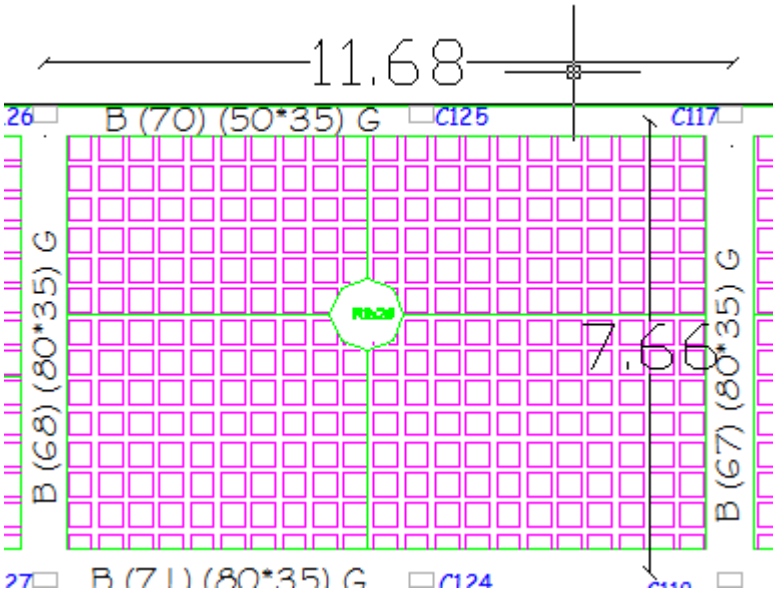


Fig (4-7): Two Way rib slab

Ln (long) = 10.88 m
Ln (short) = 7.01 m

Exterior Beam

Ib = $50*50^3/12 = 520833\ cm^4$

Interior Beam

Ib = $80*50^3/12 = 833333\ cm^4$

Yc = (40*8*4+35*12*17.5)/(40*8+35*12)
= 11.66 cm

I rib = $(52*11.66^3/3) – (40*3.66^3/3) + (12*23.34^3/3) = 77.682\ cm^4$

Exterior slab

Is (short) = $77682*(701/2 + 50)/52 = 598300.8\ cm^4$

Is (long) = $77682 *(1088/2+50) / 52 = 887367.5\ cm^4$

Interior slab

Is (short) = $77682(701/2 + 701/2 + 80) / 52 = 1166723.9\ cm^4$

Is (long) = $77682(1088/2 + 1088/2 +80) / 52 = 1744857.231\ cm^4$

$\alpha 1$ = 520833/598300.8 = 0.87

$\alpha 2$ = 520833/887367.5 = 0.59

$\alpha 3$ = 833333/1166723.9 = 0.71

$\alpha 4$ = 833333/1744857.231 = 0.48

αfm = (0.87+0.59+0.71+0.48)/4 = 0.66

B = 10.88/7.01 = 1.55

H= (10.88 (0.8+420/1400))/((36+5*1.55(0.66-0.2)) = 30.24 cm

We Take H = 35 > 30.24 … Ok

4.8 Design Of Beam (37)

Materials:-

Concrete B300, Fc' = 24Mpa

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

4.8.1 Design constant:-

Use width of beam 80 cm and height 35 cm

Wu = 1.2DL + 1.6 LL

4.8.2 Calculation of Dead load:-

From the reaction of Rib(4) on Beam (37) we found that :

DL = 14.93/0.52 = 28.7 KN/m.(service).

LL = 6.95/0.52 = 13.36 KN/m.(service).

Using BeamD program and by adding self-weight to graph moment and shear envelope

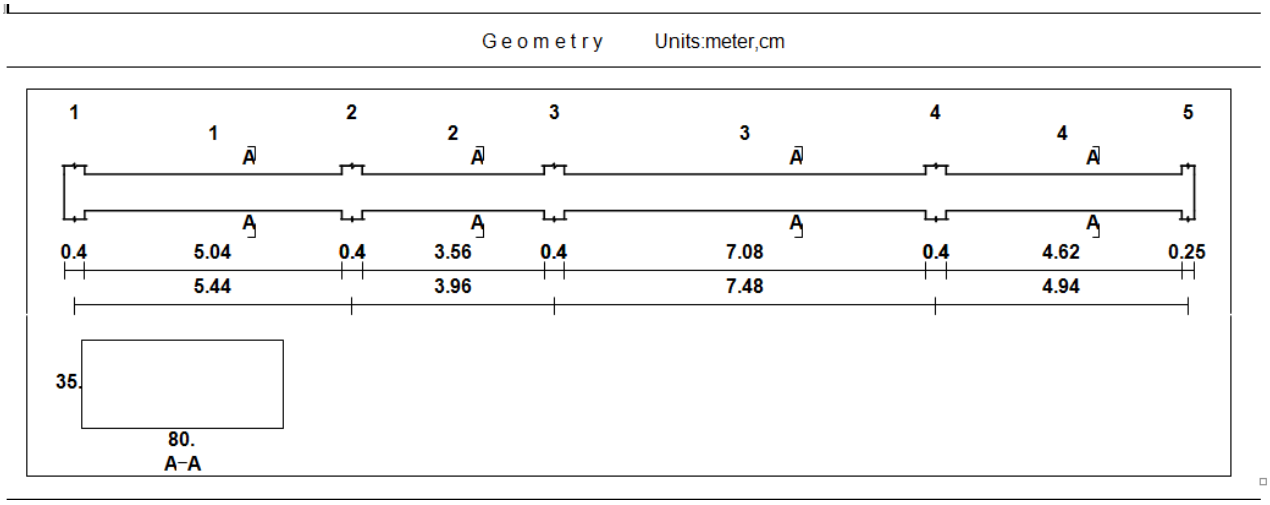


Fig. (4-8) Geometry of Beam (37).

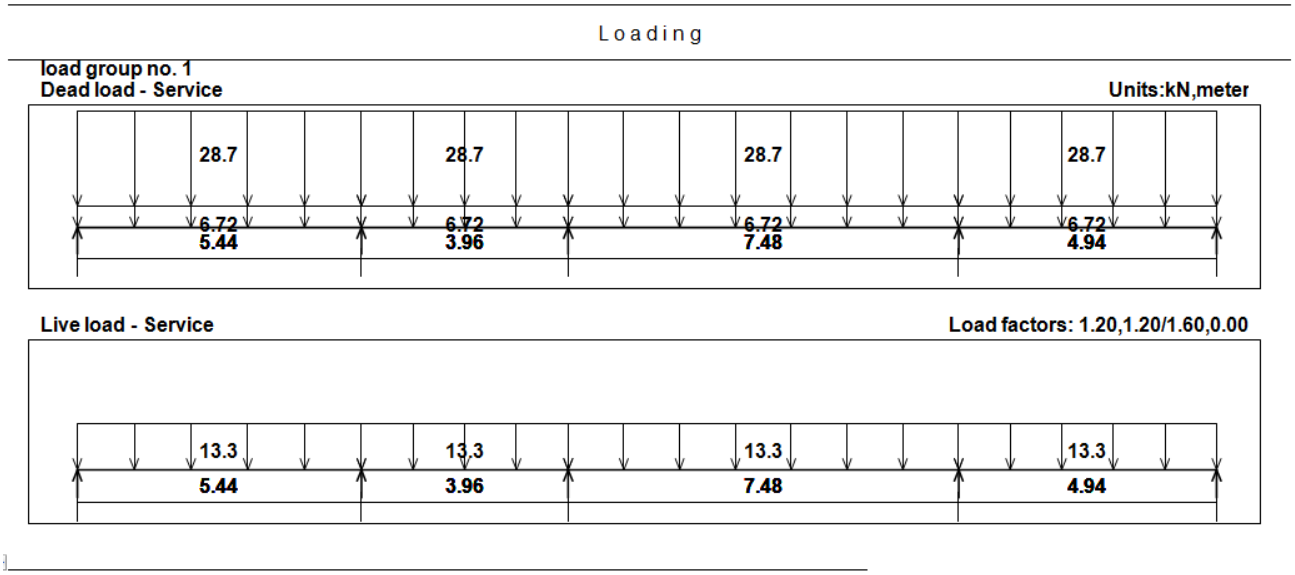


Fig. (4-9) load group of Beam (37).

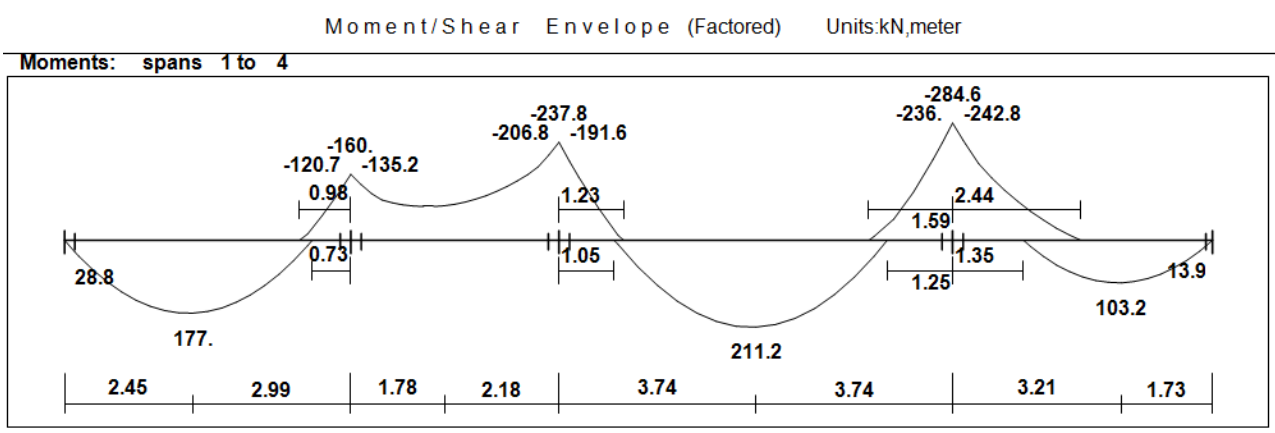
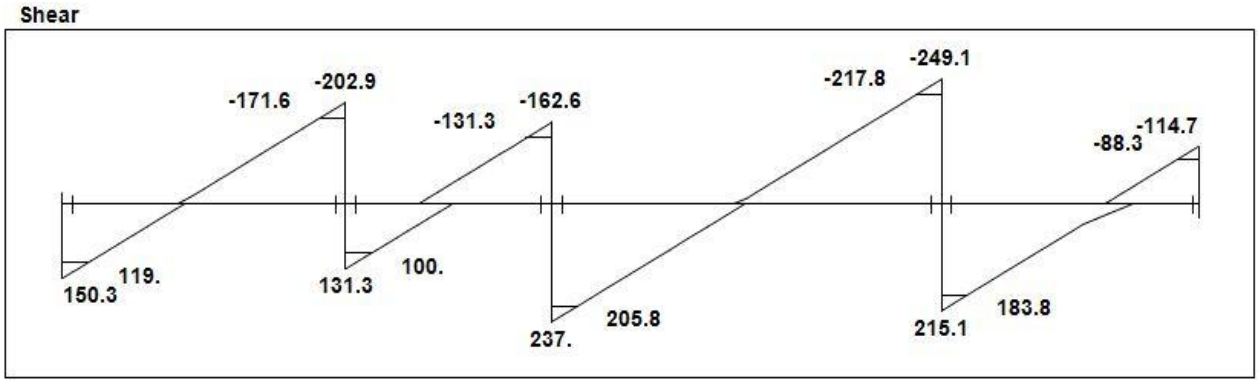


Fig. (4-10) Moment envelope of Beam (37).



Reactions

Factored

DeadR	98.07	204.62	250.31	307.25	67.18
LiveR	52.43	130.11	150.	157.63	47.76
Max R	150.51	334.73	400.31	464.88	114.94
Min R	94.96	222.89	270.41	367.96	53.21
Service					
DeadR	81.73	170.52	208.59	256.04	55.99
LiveR	32.77	81.32	93.75	98.52	29.85
Max R	114.5	251.84	302.34	354.56	85.83
Min R	79.78	181.94	221.15	293.98	47.25

Fig. (4-11) Shear envelope and Reaction of Beam (37).

4.8.3 Flexural Design: -

4.8.3.1 Design for positive Moment for Beam (37) :

1- Span (1)

Mu Positive for span **Mu= 177 KN.m**

Assume Ø=0.9

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 40–10 – 18/2 = 291 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 291 = 124.7$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 124.7 = 106$ mm.

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

$= 0.85 * 24 * 500 * 106 * (291 - \frac{106}{2}) * 10^{-6}$

$= 257.3$ KN.m .

→ Ø $Mn_{max} = 0.9 * 257.3 = 231.57$ KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.005 \rightarrow Ø = 0.9$

→ Ø $Mn_{max} = 231.57 > 177$ KN.m

Design as singly

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{177 * 10^6 / 0.9}{800 * (291)^2} = 2.9 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 2.9}{420}}\right) = 0.00748$$

$A_s = \rho.b.d = (0.00748) * (800) * (291) = 1741.344\ mm^2$.

Then use 7 Φ 18,As=254.47 mm^2

As prov = 1781.3 mm^2 > As req = 1741.344 mm^2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 678.8 mm^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(291) = 776 mm^2 \quad \text{(control)}$$

For 7Φ18,As=1781.3 mm^2 >678.8 mm^2 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1781.3*420 = 0.85*24*800*a$

$a = 26.2mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.2}{0.85} = 30.82mm$

β=0.85….. f_c = 24MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{291-30.82}{30.82} \times 0.003 = 0.025$

$\varepsilon_s = 0.025 > 0.005$

Ok

2- Span (3) :

Mu Positive for span **Mu= 211.2 KN.m**

Assume Ø=0.9

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 40–10 – 18/2 = 291 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 291 = 124.7$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 124.7 = 106$ mm.

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

$= 0.85 * 24*800* 106* (291 - \frac{106}{2}) * 10^{-6}$

= 411.7 KN.m .

→ Ø Mn_{max} = 0.9 * 411.7 = 370.53 KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.005 \rightarrow \phi = 0.9$

→ Ø Mn_{max} = 370.53> 211.2 KN.m

Design as singly

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

$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{211.2*10^6/0.9}{800*(291)^2} = 3.46$ Mpa

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*3.46}{420}}\right) = 0.0091.$$

A_s = ρ.b .d = (0.0091)* (800)* (291) = 2118.5 mm^2 .

Then use 9 Φ 18,As=254.47 mm^2

As prov = 2290.23 mm^2 > As req = 2118.5 mm^2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s\,min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 679mm^2$$

$$A_s\ min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(291) = 776mm^2 \text{ (control)}$$

For 9Φ18,As=2290.23 mm^2 >2118.5 mm^2 , OK

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2290.23*420 = 0.85*24*800*a$$

$$a = 58.94mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{58.94}{0.85} = 69.34mm$$

β=0.85….. f_c = 24MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{291-69.34}{69.34} \times 0.003 = 0.00959$$

$$\varepsilon_s = 0.00959 > 0.005$$

Ok

3- Span (4) :

Mu Positive for span **Mu= 103.2 KN.m**

Assume Ø=0.9

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 40–10 – 18/2 = 291 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 291 = 124.7$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 124.7 = 106$ mm.

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

$= 0.85 * 24*800* 106* (291 - \frac{106}{2}) * 10^{-6}$

=411.7 KN.m .

→ Ø Mn_{max} = 0.9 * 411.7 = 370.53 KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.005 \rightarrow \phi = 0.9$

→ Ø Mn_{max} = 370.53 > 103.2 KN.m

Design as singly

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{103.2*10^6/0.9}{800*(291)^2} = 1.69 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*1.69}{420}}\right) = 0.00421$$

A_s = ρ.b .d = (0.00421)* (800)* (291) = 980 mm^2 .

Then use 4Φ 18,As=254.47 mm^2

As prov = 1017.88 mm^2 > As req = 980 mm^2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 679 mm^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(291) = 776 mm^2 \text{ (control)}$$

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$1017.88*420 = 0.85*24*800*a$

$a = 26.2mm$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.2}{0.85} = 30.82mm$$

β=0.85….. f_c = 24MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{291-30.82}{30.82} \times 0.003 = 0.0253$$

$\varepsilon_s = 0.0253 > 0.005$

Ok

4.8.3.2 Design for Negative Moment for Beam (37) :

1- Support (2) :

Mu negative for span **Mu= -206 KN.m**

Assume Ø=0.9

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 40–10 – 18/2 = 291 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 291 = 124.7$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 124.7 = 106$ mm.

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

$= 0.85 * 24 * 800 * 106 * (287.5 - \frac{106}{2}) * 10^{-6}$

= 411.7 KN.m .

→ Ø Mn_{max} = 0.9 * 411.7 = 370.53 KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.005 \rightarrow \phi = 0.9$

→ Ø Mn_{max} = 370.53 > 206 KN.m

Design as singly

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

$$Rn = \frac{Mu/\phi}{b * d^2} = \frac{206 * 10^6 / 0.9}{800 * (291)^2} = 3.38 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 3.38}{420}}\right) = 0.00885$$

$A_s = \rho.b.d = (0.00885) * (800) * (291) = 2060.28\ mm^2$.

Then use 10 Φ 18,As=254.47 mm^2

As prov = 2544.7 mm^2 > As req = 2060.28 mm^2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 679 mm^2 \quad \text{(control)}$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(291) = 776 mm^2$$

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$2544.7*420 = 0.85*24*800*a$

$a = 65.5mm$

$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{65.5}{0.85} = 77mm$

β=0.85….. f_c = 24MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

d = 350-40-10-18/2 = 291 mm

$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{291-77}{77} \times 0.003 = 0.0083$

$\varepsilon_s = 0.0083 > 0.005$

Ok

2- Support (3) :

Mu negative for span **Mu= -236 KN.m**

Assume Ø=0.9

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 40–10 – 18/2 = 291 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 291 = 124.7$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 124.7 = 106$ mm.

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

$= 0.85 * 24*800* 106* (287.5 - \frac{106}{2}) * 10^{-6}$

= 411.7 KN.m .

→ Ø Mn_{max} = 0.9 * 411.7 = 370.53 KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.005 \rightarrow \phi = 0.9$

→ Ø Mn_{max} = 370.53 > 236 KN.m

Design as singly

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

$Rn = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{236*10^6/0.9}{800*(291)^2} = 3.87$ Mpa

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*3.87}{420}}\right) = 0.01.$$

$A_s = \rho.b.d = (0.01)* (800)* (291) = 2328\, mm^2$.

Then use 10 Φ 18,As=254.47 mm^2

As prov = 2544.7 mm^2 > As req = 2328 mm^2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 679 mm^2$$

$$A_s \min = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(291) = 776 mm^2 \quad \text{(control)}$$

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2544.7 * 420 = 0.85 * 24 * 800 * a$$

$$a = 65.5 mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{65.5}{0.85} = 77.06 mm$$

β=0.85….. f_c = 24MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d - c)/c \times 0.003 = \frac{291 - 77.06}{77.06} \times 0.003 = 0.00833$$

$$\varepsilon_s = 0.00833 > 0.005$$

Ok

3- Support (4) :

Mu negative for span **Mu= -242.8 KN.m**

Assume Ø=0.9

d = h – cover–dia. of stirrups – db/2 = 350 – 40–10 – 18/2 = 291 mm.

$C_{max} = \frac{3}{7} * d = \frac{3}{7} * 291 = 124.7$ mm.

$a_{max} = \beta_1 * C_{max} = 0.85 * 124.7 = 106$ mm.

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

$= 0.85 * 24 * 800 * 106 * (287.5 - \frac{106}{2}) * 10^{-6}$

$= 411.7$ KN.m .

→ Ø Mn_{max} = 0.9 * 411.7 = 370.53 KN.m . * Note: $\epsilon_s = 0.005 \rightarrow \phi = 0.9$

→ Ø Mn_{max} = 370.53 > 242.8 KN.m

Design as singly

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

$$\text{Rn} = \frac{Mu/\phi}{b*d^2} = \frac{242.8*10^6/0.9}{800*(291)^2} = 3.98 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2mRn}{fy}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2*20.58*3.98}{420}}\right) = 0.011.$$

$A_s = \rho.b.d = (0.011)*(800)*(291) = 2560.8\ mm^2$.

Then use 11Φ 18,As=254.47 mm^2

As prov = 2799.17 mm^2 > As req = 2560.8 mm^2

Check Minimum Reinforcement A_s min...(ACI- 318M-08 – (10.5.1))

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(800)(291) = 679 mm^2 \text{ (control)}$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}(800)(291) = 776 mm^2$$

Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

As * fy = 0.85 * f_c * b * a

$$2799.17*420 = 0.85*24*800*a$$

$$a = 72.04mm$$

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

β=0.85….. f_c = 24MPa ……. ACI-318M-08(10.2.7.3)

$$\varepsilon_s = (d-c)/c \times 0.003 = \frac{291-84.75}{84.75} \times 0.003 = 0.0073$$

$$\varepsilon_s = 0.0073 > 0.005$$

Ok

4.8.4 Design shear for Beam (37) :

1- Span (1) :

Vu = 171.6 KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 291 * 10^{-3} = 142.56$ KN.

→ **Check For dimensions:-**

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d) = 142.56 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 291 * 10^{-3})$

$= 142.56 + 570.24 = 712.8$ KN> Vu = **171.6** KN.

∴ Dimension is enough.

→ **Check For Cases:-**

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$171.6 \leq \frac{142.56}{2} = 71.28$ KN …....Not satisfy.

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$71.28 < 171.6 \leq 142.56$ …….Not satisfy.

3- Case3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

$\phi Vs_{min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 800 * 291 * 10^{-3} = 53.46$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 0.8 * 0.291 * 10^3 = 58.2$ KN…….Control.

$\therefore \phi Vs_{min} = 58.2$ KN.

$\phi V_c + \phi Vs_{min} = 142.56 + 58.2 = 200.76$ KN.

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi Vs_{min}$

142.56 KN < 171.6 KN ≤ 200.76 KN ……. satisfy.

→ $\left(\frac{Av}{S}\right) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$

Use 2leg Φ10 with As = 157.1

Vs = Vu/ Φ – Vc

Vs = 171.6/0.75 – 190.08

Vs = 38.72 KN

S = 496 mm

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{291}{2}$ =146 mm.

≤ 600 mm.

∴ s = 120 mm < 146 mm

take S= 12 cm

∴ Use Φ10 2legs @ 12 cm C/C.

2- Span (2) :

Vu_{max} = 131.3 KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 291 * 10^{-3} = 142.56$ KN.

→ Check For dimensions:-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d) = 142.56 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 291 * 10^{-3})$

$= 142.56 + 573.1 = 715.66$ KN> Vu = **131.3** KN.

∴ Dimension is enough.

→ Check For Cases:-

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$131.3 \leq \frac{142.56}{2} = 71.28$ KN …....Not satisfy.

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

$71.28 < 131.3 \leq 142.56$ …….Not satisfy.

→ $\left(\frac{Av,min}{S} \right) \geq \frac{bw}{3 fy_t} \geq \frac{\sqrt{fc} * bw}{16 fyt}$

$\left(\frac{Av,min}{S} \right) \geq 0.635 \geq 0.583$

Use 2leg Φ10 with As = 157.1

S = 247.4 mm

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{291}{2} = 146$ mm.

≤ 600 mm.

∴ s = 120 mm < 146 mm

take S= 12 cm

∴ Use Φ10 2legs @ 12 cm C/C.

3- Span (3) :

Vu = 217.8KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 291 * 10^{-3} = 142.56$ KN.

→ Check For dimensions:-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d) = 142.56 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 291 * 10^{-3})$

$= 142.56 + 570.24 = 712.8$ KN> Vu = **217.8**KN.

∴ Dimension is enough.

→ Check For Cases:-

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

217.8$\leq \frac{142.56}{2}$= 71.28 KN …....Not satisfy.

2- Case 2 :$\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

71.28 < 217.8 $\leq$ 142.56 …….Not satisfy.

3- Case3 :$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$\phi V_{s\,min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 800 * 291 * 10^{-3} = 53.46$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 800 * 291 * 10^{-3} = 58.2$ KN…….Control.

$\therefore \phi V_{s\,min} = 58.2$ KN.

$\phi V_c + \phi V_{s\,min} = 142.56 + 58.2 = 200.76$ KN.

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

142.56 KN < 217.8 KN $\leq$ 200.76 KN ……. Not satisfy.

4-Case4 :$\phi V_c + \phi V_{s\,min} < V_u \leq \phi V_c + (\frac{\phi}{3} * \sqrt{f_c'} * b_w * d)$

$= 142.56 + 58.2 < 217.8 \leq 142.56 + (\frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 800 * 291 * 10^{-3})$

200.76 KN < 217.8 KN $\leq$ 427.7 KN …… Satisfy.

$\rightarrow \left(\frac{Av}{S}\right) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$

Use 2leg Φ10 with As = 157.1

Vs = Vu/ Φ – Vc

Vs = 217.8/0.75 – 190.08

Vs = 100.32 KN

S = 191.4 mm

s $\leq \frac{d}{2} = \frac{291}{2}$ =146 mm.

$\leq$ 600 mm.

$\therefore$ s = 100 mm < 146 mm

take S= 10 cm

$\therefore$ Use Φ10 2legs @ 10 Cm C/C.

4- Span (4) :

Vu = 183.8 KN .

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

$= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 800 * 291 * 10^{-3} = 142.56$ KN.

→ Check For dimensions:-

$\phi Vc + (\frac{2}{3} * \phi * \sqrt{f_c'} * b_w * d) = 142.56 + (\frac{2}{3} * 0.75 * \sqrt{24} * 800 * 291 * 10^{-3})$

$= 142.56 + 570.24 = 712.8$ KN> Vu = **183.8** KN.

$\therefore$ Dimension is enough.

→ **Check For Cases:-**

1- Case 1 : $V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$.

$183.8 \leq \frac{142.56}{2}$= 71.28 KN …....Not satisfy.

2- Case 2 : $\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$

71.28 < 183.8 ≤ 142.56 …….Not satisfy.

3- Case3 : $\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

$\phi V_{s\,min} \geq \frac{\phi}{16}\sqrt{f_c'} * b_w * d = \frac{0.75}{16}\sqrt{24} * 800 * 291 * 10^{-3} = 53.46$ KN.

$\geq \frac{\phi}{3} * b_w * d = \frac{0.75}{3} * 800 * 291 * 10^{-3} = 58.2$ KN…….Control.

$\therefore \phi V_{s\,min} = 58.2$ KN.

$\phi V_c + \phi V_{s\,min} = 142.56 + 58.2 = 200.76$ KN.

$\phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s\,min}$

142.56 KN < 183.8 KN ≤ 200.76 KN ……. satisfy.

→ $\left(\frac{Av}{S}\right) = \frac{Vs}{(fy_t * d)}$

Use 2leg Φ10 with As = 157.1

Vs = Vu/ Φ – Vc

Vs = 183.8/0.75 – 190.08

Vs = 55 KN

S = 149.1 mm

$s \leq \frac{d}{2} = \frac{291}{2}$ =146 mm.

≤ 600 mm.

∴ s = 130 mm < 146 mm

take S= 13 cm

∴ Use Φ10 2legs @ 13 Cm C/C.

4.9 Design of long column (C68):

For one Floor (servies)

D_u = 272.2 KN

L_u = 82.445 KN

For two Floor (servies)

D_u = 544.4 KN

L_u = 164.89 KN

P_{uTotal} = 1.2(544.4) +1.6(164.89) = 917.104 KN

4.9.1 Check the slenderness effect:

(Non-sway system)

$$\frac{kL_u}{r} < 34 - 12\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \qquad ACI(10.12.2)$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.40 = 0.12.$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \approx 0.3h = 0.3 \times 0.4 = 0.12.$$

L_u = 5.11 M

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1 \times 5.11}{0.12} = 42.6 > 34 - 12 = 22$$

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{1 \times 5.11}{0.12} = 42.6 > 34 - 12 = 22$$

So the column is long at x and y directions.

4.9.2 Calculate e min ,M min:

e_{min} =15 +0.03h =15+0.03×400 =27 mm.
M_{min}= P_u × e_{min}=917.104 ×0.027 =24.76 KN.m

E_c =4700$\sqrt{f_c'}$ = 4700$\sqrt{24}$ =23025.2 Mpa.
I_g =$\frac{b.h^3}{12}$ = 2.13 ×$10^9$$mm^4$.

$\beta_{dns} = \frac{D_u}{P_u} = \frac{544.4}{917.104}$ =0.6<1.

$E.I = \frac{0.4E_c I_g}{1+\beta dns} = \frac{0.4\times23025.2\times2.13}{1.6} = 12260.9\ KN.m^2$

4.9.3 Determine of Euler buckling load:

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2\times12260.9}{(5.11)^2} = 4634.26\ KN$

4.9.4 Calculate the moment magnifier factor:

$C_m = 0.6 + 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) = 1$

$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} = \frac{1}{1-\frac{917.104}{0.75\times4634.26}} = 1.36 > 1 \qquad ok$

The magnified (e) and (M):

$e = \delta_{ns} e_{min}$ =1.36×27 =36.72 mm

$M = \delta_{ns} M_{min}$ =1.36 ×24.76 = 33.67 KN.m.

e/h = 36.72/400=0.092

d-d'/h=(400-80-20-20)/400 =0.7.

$\phi Pn / Ag$ = 917.104/(400*400)

=1.33

From the interaction diagram constructed in PCA _ COLUMN program:

ρ= 0.015.

$A_s = \rho \times A_g$ = 0.015 *(400*400) =2400 mm^2

$n_{\phi 16} = \frac{2400}{201.06} = 12\phi 16$

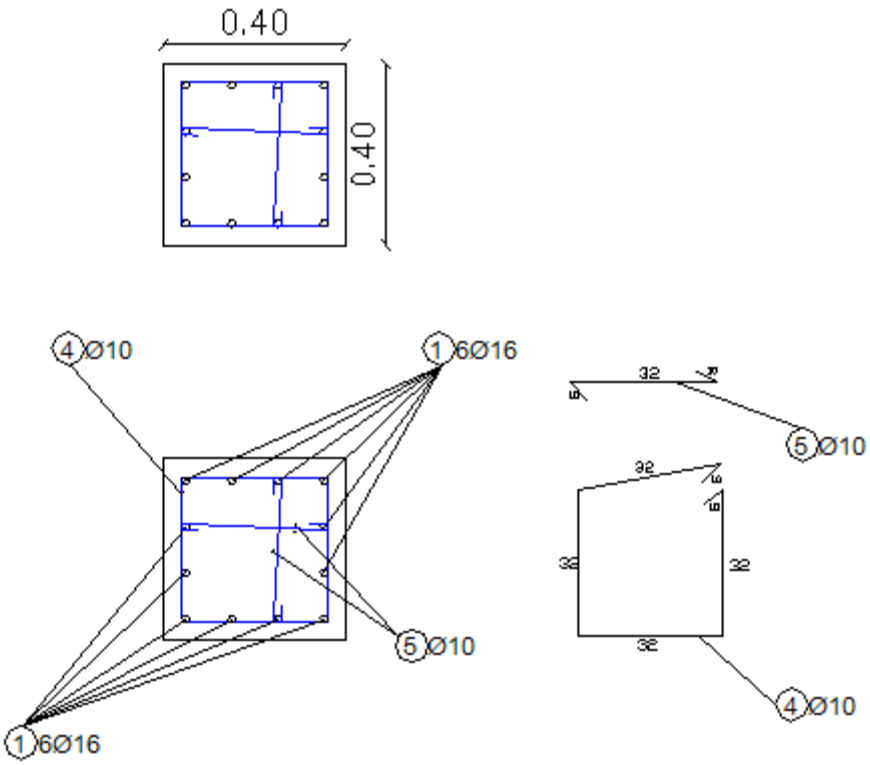
Use $12\phi 16$

4.9.5 Design the stirrups:

The spacing of ties shall not exceed the smallest of:

- $16\times d_b = 16\times 16 = 256$ mm control.
- $48\times d_s = 48 \times 10 = 480$ mm
- Least diminution of the column = 400 mm

Use $\phi 10@250$mm.



Section A-A

Fig. (4-12) section of column (68).

4.9.6 Check for code requirements:

- clear spacing between longitudinal bars = $\frac{400-40\times2-10\times2-3\times16}{2} = 101mm$

101 mm > 40mm

>1.5 d_b= 24 mm . ok

- gross reinforcement ratio = 0.0308 , $0.01 \leq 0.01<0.08$ ok
- NO of bars = 10> 4 bars for square columns.
- min ties diameter : ϕ10 for ϕ32 longitudinal bars and smaller.

4.10 Design of Isolated Footing (F6):-

4.10.1 Determination of Loads:

Total factored load = 3500 KN.

Total services load = 2484 KN

Column Dimensions = 50*50 cm.

Soil density = 18 KN/m3.

Service surcharge= 5Kn/m2.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m2.

Assume footing to be about (70 cm) thick.

Footing weight = 25×0.7 = 17.5 KN/m2.

Soil weight above the footing = 0.7 ×18 = 12.6 KN/m2.

q_{allow} =400 – 17.5 – 12.6 = 370 KN/m^2

4.10.2 Determination of Footing Area:

$$A = \frac{2484}{370} = 6.71\ m^2$$

Try 2.55*2.55 m with area = 6.7 m2 ≥ Areq = 6.7 m2

Determinate q_u = 3500 / 6.7 = 522.38 KN/m^2

4.10.3 Determination the depth of footing based on shear strength:-

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

4.10.4 Check for one-way shear strength:-

$$Vu = 522.38*(\frac{2.55}{2} - 0.5/2 - 0.605)*2.55 = 559.5KN$$

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

$$\phi.Vc = 0.75*\frac{1}{6}*\sqrt{24}*2550*605 = 944.74KN$$

$$\phi.Vc = 944.74KN > Vu = 559.5KN$$

$$\therefore \ Safe$$

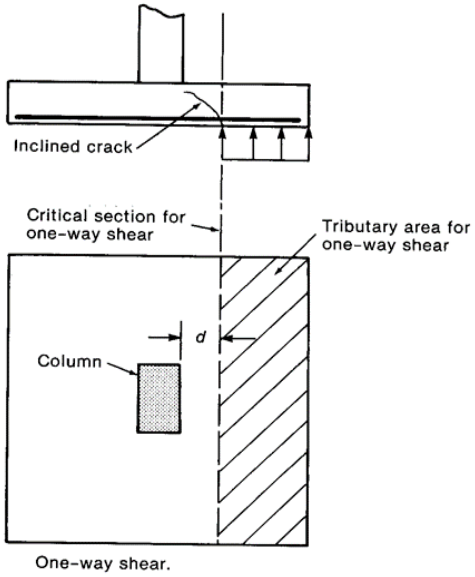


Fig (4-13): One way shear.

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

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

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

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

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

Where:

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{50}{50} = 1.0$$

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

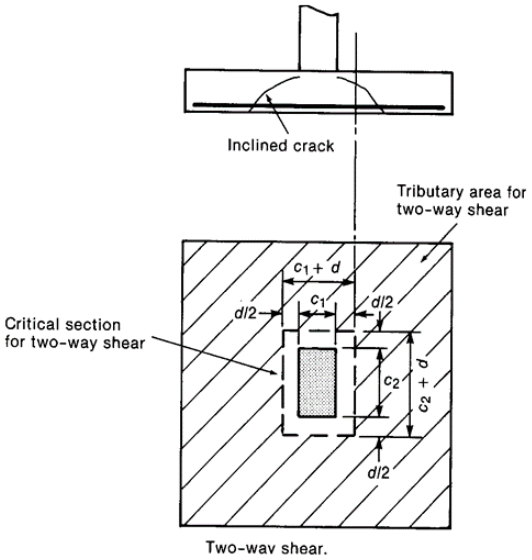


Fig (4-14): Two-way shear.

$b_o = 2(d + a1) + 2(d + a2) = 2(0.605 + 0.5) + 2(0.605 + 0.5) = 4.42m$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$\beta = 400/250 = 1.6.$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1+\frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{6}*(1+2/1.0)*\sqrt{24}*4420*605 = 4912.6Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s * d}{b_o}+2\right)\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{12}*\left(\frac{40*605}{4420}+2\right)*\sqrt{24}*4420*605 = 6120.4Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\,b_o d = \frac{0.75}{3}*\sqrt{24}*4420*605 = 3275.1Kn$$

$\phi.V_C = 3275\ Kn$ .... *Control*

$Vu = 522.38*\{(2.55*2.55)-(0.5+0.605)*(0.5+0.605)\} = 2242.3kN$

$\phi.Vc > Vu_C$ ..... *..satisfied*

4.10.6 Design of Bending Moment:

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

$$= \left(522.38\times 2.55\times\left(\frac{2.55}{2}-\frac{0.5}{2}\right)\right)\times 0.5\left(\frac{2.55}{2}-\frac{0.5}{2}\right) = 699.75 \text{ Kn.m}$$

Mn = 699.75/0.9 = 777.5 KN.m

$d = 700 - 75 - 20 = 605\ mm$

$$Kn = \frac{Mn}{b*d^2} = \frac{777.5\times 10^6}{2550\times 605^2} = 0.833\,Mpa$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.58}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times 20.58\times 0.833}{420}}\right) = 0.0020255$$

$$As_{req} = 0.0020255\times 2550\times 605 = 3125mm^2/m$$

$$As_{\min} = 0.0018 * 2550 * 700 = 3213\, mm^2 / m$$

$$As_{\min} = 3213 mm^2 / m \geq As_{req} = 3125 mm^2 / m$$

$$\#of\ bar\ \ in\ on\ meter = \frac{3213}{153.94} = 21$$

Use 24Ø14 with As =3694.56 mm2 ≥As req =3213
In two direction

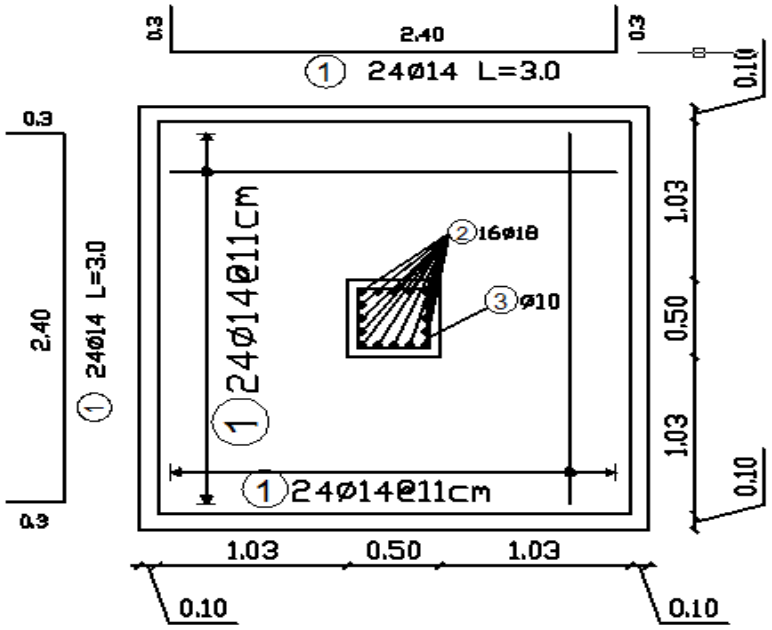


Fig (4-15): Reinforcment of F6.

4.11 Design of stair.

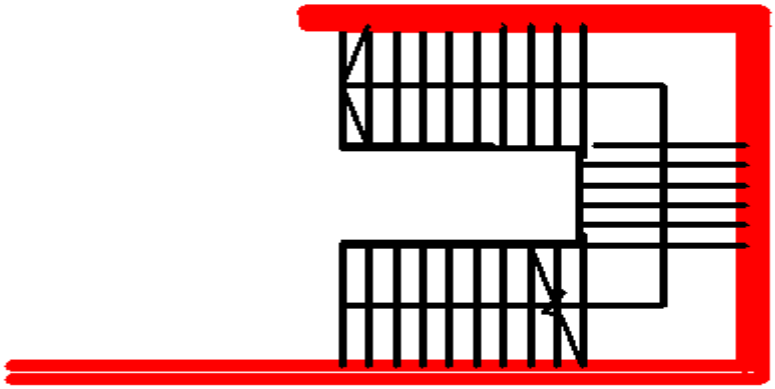


Figure (4-16): stair plane

4.11.1 Determination of Slab Thickness:

For Flight:

L = 4.00m.

h_{req} = L/ 20.

h_{req} = 4.70 / 20 = 0.235 cm.

Use h= 25 cm.

The stair slope by θ =$\tan^{-1}\left(\frac{150}{300}\right) = 26.56$.

4.11.2 Load Calculations:

For Flight :

Dead Load for flight:

$$Tiles = 27\left(\frac{0.15+0.35}{0.3}\right) * 0.03 * 1 = 1.35\ KN/m$$

$$Mortar = 22\left(\frac{0.15+0.3}{0.3}\right) * 0.02 * 1 = 0.66\ KN/m$$

$$stair\ stips = \frac{25}{0.3}\left(\frac{0.15*0.3}{2}\right) * 1 = 1.875\ KN/m$$

$$slab = \left(\frac{25*0.25*1}{\cos 26.56}\right) = 6.98\ KN/m$$

$$Plaster = 22\left(\frac{0.03*1}{\cos 26.56}\right) = 0.738\ KN/m$$

Dead load sum=11.61

Live load for flight:

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

For landing:-

Dead Load for landing:

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

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

Slab = 25*0.25*1=6.25KN/m

Plaster = 22*0.02*1=0.66KN/m

Total dead load= 8.26 KN/m.

Live load:

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

4.11.3 Design of Shear for flight:

- Assume Ø16 for main reinforcement:-

So, d = 250-20-6 = 224mm.

Take d= 224 mm

- Vu = 33.3 KN.
- $\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$
- $\phi Vc = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 224 * 10^{-3}}{6} = 137\,KN$
- Vu = 33.3 KN <ØVc = 137 KN.
- Vu = 33.3 KN <0.5ØVc = 68.6 KN

Depth is ok since there is no shear Reinforcement.

4.11.4 Design of Bending Moment for Flight:

Mu = 46.0KN.m.

Mnreq = Mu / 0.9 = 46.0 / 0.9 = 51.1 KN.m.

d = 224 mm.

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

$$R_n = \frac{51.1 * 10^6}{1000 * 224^2} = 1.02\,MPa \ .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2*20.58*1.02}{420}}\right) = 0.002488$$

As req = 0.002488*1000*224= 557.4 mm^{2}...control

$A_s$min=0.0018*250*1000=450mm^2

Use 6 Φ 12/m.

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$678 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 13.95mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13.95}{0.85} = 16.411mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{224 - 16.411}{16.411} * 0.003$$

$$\varepsilon_s .0311 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.11.5 Design of landing:-

Same thickness =25 cm

Dead load = 8.26 KN/ $m^{.}$

Live load = 5.0 KN/ $m^{.}$

Load from flight =33.3/2.7=12.33KN/m

Load =12.33+ (8.26) =20.59 KN/m.

- Assume Ø12 for main reinforcement:-

So, d = 250-20-6 = 224 mm.

- Vu = 74.6 KN.
- $\phi Vc = \frac{\phi\sqrt{f_c'} * b_w * d}{6}$

- $\phi Vc = \dfrac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 224 * 10^{-3}}{6} = 137.2$ KN
- Vu = 74.6 KN <ØVc = 137.2 KN.

Depth is ok since no shear reinf is required.

4.11.6 Design of flexure for landing:-

Mu = 88.13 KN.m.

Mnreq = 88.13 / 0.9 = 97.9 KN.m.

d = 224 mm.

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

$$k_n = \frac{97.9 * 10^6}{1000 * 224^2} = 1.95 .$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 1.95}{420}}\right) = 0.0049.$$

As req = 0.0049*1000*224 = 1097.6 mm^2.Cont.

A_s min = 0.0018*1000*250=450mm^2

S=254.47/1485.33=0.172 m.

Use 10Φ 12/ m. or 1 Φ12@10 cm

Check for strain:

Tension = Compression

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

$$1132.4 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 23.3mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{23.3}{0.85} = 27.41mm$$

$$\varepsilon_s = \frac{224 - 27.41}{27.41} * 0.02$$

$$\varepsilon_s = 0.02 > 0.005 \longrightarrow ok$$

4.11.7 for shrinkage and temperature reinforcement:

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

Assume Ø10 for main reinforcement:-

N=450/79=6

Take 1Ø10 @170 mm.

5

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

1-5 المقدمة.

2-5 النتائج.

3-5 التوصيات.

4-5 الملاحق.

5-1 مقدمة: -

في هذا المشروع تم الحصول على مخططات معمارية تفتقد إلى الكثير من الإمور، وبعد دراسة جميع المتطلبات تم إعداد المخططات المعمارية والمخططات الإنشائية الشاملة للمدرسة الصناعية المقترح بناءها في مدينة دورا .

وتم إعداد المخططات الإنشائية بشكل مفصل ودقيق وواضح لتسهيل عملية البناء، ويقدم هذا التقرير شرحا لجميع خطوات التصميم المعمارية والإنشائية للمبنى.

5-2 النتائج: -

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.

2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.

3. من أهم خطوات التصميم الإنشائي، كيفية الربط بين العناصر الإنشائية المختلفة من خلال النظرة الشمولية للمبنى، ومن ثم تجزئة هذه العناصر لتصميمها بشكل منفرد ومعرفة كيفية التصميم، مع أخذ الظروف المحيطة بالمبنى بعين الاعتبار.

4. برامج الحاسوب المستخدمة :

هناك عدة برامج حاسوب تم استخدمها في هذا المشروع وهي:

a) AUTOCAD 2010/2007 : و ذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
b) STAAD PRO: وذلك لإجراء التحاليل الإنشائية لبعض العناصر الإنشائية.
c) ATIR: للتصميم والتحليل الإنشائي للعناصر الإنشائية.
d) SAP2000: لتصميم بعض العناصر الإنشائية (Truss).
e) (Office XP) : تم استخدامه في أجزاء مختلفة من المشروع مثل الكتابة النصوص والتنسيق وإخراج المشروع.
f) Etabs: لتحليل وتصميم جدران القص.
g) Safe : لتصميم العناصر الإنشائية مثل العقدات ذات الإتجاهين والأساسات المشتركة.

5. الأحمال الحية المستخدمة في هذا المشروع كانت من كود الأحمال الأردني.

5-3 التوصيات : -

1. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملاً إنشائياً ومعمارياً.
2. يوصى بتنفيذ المشروع حسب المخططات المرفقة بالمشروع بأقل تغييرات ممكنة.
3. ينصح بوجود مهندس مشرف للإشراف على التنفيذ وأن يلتزم بالمخططات والشروط لضمان التنفيذ الأفضل للمشروع.
4. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

5-4 قائمة المصادر والمراجع:-

1. كودات البناء الوطني الأردني، ***كود الأحمال والقوى***، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.

2. ACI Committee 318 (2014),***ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary***, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.
3. D. Fanella, I. Alsamsam, "***The Design of Concrete Floor Systems***", PCA ProfessionalDevelopment Series, 2005.

Nawy, Edward, ***Prestressed Concrete Fifth Edition Upgrade: ACI, AASHTO, IBC Codes Version (5th Edition),***2009.

المـــلاحـــق

Attachments

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (C)

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

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

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

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR

(ONE WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

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

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

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

MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

الاحمال الحية للارضيات والعقدات

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

نوع المبنى		الاستعمال	الحمـــل المـــوزع	الحمل المركز البديل
عـــام	خاص	الاشغـــال	كن/م^2	كن
تابع المبانـــي التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب علـــى عربـــات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخـــزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركـــــة المركبـــــات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها مـــن أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممـــــرات والمـــــداخل والأدراج و بـــــسطات الأدراج الثانويـــة.	3.0	2.7

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