

بسم الله الرحمن الرحيم



جامعة بوليتكنيك فلسطين
كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة ثانوية في مدينة الخليل

فريق العمل

إسلام غسان حموري

إبراهيم محمد ادعيس

أمير طلال ناصر الدين

إشراف :

د.ماهر عمرو.

فلسطين – الخليل

2016-2015

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتيكنك فلسطين

الخليل – فلسطين



التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة ثانوية في مدينة الخليل

فريق العمل

إسلام غسان حموري

إبراهيم محمد ادعيس

أمير طلال ناصر الدين

بناء على توجيهات الدكتور 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 رئيس الدائرة

د. هيثم عياد

.....

توقيع مشرف المشروع

د. ماهر عمرو

.....

2016-2015

الإهداء

إلى الذين قال الله تعالى فيهما : "وقل ربي ارحمهما كما ربياني صغيرا " صدق الله العظيم
إلى من رعاني بنور قلبه ... وحماني بحكمته ... إلى من سقاني واطعمني ورباني وادبني ... إلى من
استقيت منه دروس الحياة ... إلى والدي العزيز .

إلى الزهرة التي لا تذبل ... إلى نبع الحنان ... إلى من تعجز الكلمات عن وصفها ... وتسكن امواج
البحر لسماع اسمها... إلى من اختص الله الجنة تحت قدميها ... إلى امي .

إلى القلوب الطاهرة والنفوس البريئة ... ملائكة الارض ... شقائق النعمان... إلى من اظهروا لي ما
هو جميل بالحياة ... إلى اخوتي واخواتي .

إلى من رفعت رأسي عاليا افتخارا بصحبتهم ... رفاق دربي ... إلى اصدقائي الاعزاء.

إلى من رفعوا رايات العلم والمعرفة وخدموا رايات الجهل والتجهيل ... إلى من كان لهم الفضل
في ارشادنا الى طريق العلم... إلى أساتذتي الافاضل .

إلى من علمونا معنى الحرية... وتحذوا العالم بصمودهم... إلى اسرى الحرية .

إلى من رووا فلسطين بدمائهم الطاهرة... إلى شهدائنا الابرار .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا العمل المتواضع .

الشكر والتقدير

قال تعالى : "فوق كل ذي علم عليم " صدق الله العظيم .
إن الشكر والمنة لا تليق إلا لواهب العقول و منير الدروب لله عز وجل .

كما و يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والتقدير والامتنان لكل من:

بيتنا الثاني جامعة بوليتيكنك فلسطين الموقرة, وكلية الهندسة والتكنولوجيا, ودائرة
الهندسة المدنية والمعمارية بكافة طاقمها العامل على تخريج أجيال الغد .

جميع الأساتذة في الجامعة ونخص بالذكر مشرف المشروع الدكتور ماهر
عمرو والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق .

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم لنا .

لكل من قدم يد المساعدة بأي شيء ولو كان بسيطاً .

فريق العمل

ملخص المشروع

التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة ثانوية في مدينة الخليل

فريق العمل:

إسلام غسان حموري

إبراهيم محمد ادعيس

أمير طلال ناصر الدين

إشراف:

د. ماهر عمرو.

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة ثانوية في مدينة الخليل , المشروع عبارة عن مبنى مكون من طابقين بمساحة كلية تساوي 4486 مترا مربعا , تتوفر فيه كافة المتطلبات التي تعمل على توفير الراحة للطلاب والمعلمين وكافة فئات المجتمع التي تستفيد من هذا الصرح التعليمي , كما تتوفر فيها ملعب وصالات رياضية وكافيتيريا لضمان تقديم الخدمات بشكل جيد.

وسيتم بعون الله الاعتماد في التصميم على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI-318), وسيتم استخدام بعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل : ATIR / أوتوكاد / وغيرها من البرامج. ومن الجدير بالذكر أنه سيتم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية. وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة- وسيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد وتحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر وإعداد المخططات التنفيذية بناء على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكون الهياكل الإنشائية للمبنى.

انتهى .

Abstract

Structural Design of a secondary school in Hebron .

Project Team:

Islam Ghassan Hammoury

Ibrahim Mohammad Idies

Ameer Talal Nasereddin

Supervisor:

Dr. Maher Amro.

The idea of this project is the structural design of a secondary school intended to be established in Hebron.

This school composed of two different floors with a total area equals 4486 m², distributed over many rooms that serve students, teachers and any person visits this school. It also consists of Playground and cafeteria.

The project design will provide optimal solutions for both sides of architectural and structural, so that it is taking into account the aesthetic , functional purposes and to provide comfort and ease and speed of use, the project will include the construction of the well-known elements of nodes, bridges, columns, foundations ... etc.

The project will be designed based on ACI 318 - 14 code, will be used for several engineering programs, such as: AutoCAD 2015, Office 2013, ETABS 2015, SAFE 12, BEAMD, and we will refer to the references used, and in the end will be to provide detailed structural study, calculation and analysis of the loads design and construction plans for the units.

Table of Contents

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	الصفحات التمهيدية
i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج
iii	صفحة الإهداء
iv	صفحة الشكر والتقدير
v	صفحة الملخص باللغة العربية
vi	صفحة الملخص باللغة الانجليزية
vii	فهرس المحتويات
xii	المصطلحات

1	المقدمة	الفصل الأول
2	المقدمة	1-1
2	أهداف المشروع	2-1
3	مشكلة المشروع	3-1
3	حدود مشكلة المشروع	4-1
3	المسلمات	5-1
3	فصول المشروع	6-1
4	إجراءات المشروع	7-1
5	الوصف المعماري	الفصل الثاني
6	مقدمة	1-2
6	لمحة عن المشروع	2-2
7	موقع المشروع	3-2
8	أهمية موقع المشروع	4-2
9	وصف المساقط الأفقية للمبنى	5-2
9	الطابق الارضي	1-5-2
10	الطابق الاول	2-5-2
11	وصف الواجهات	6-2
11	الواجهة الشرقية	1-6-2

11	الواجهة الجنوبية الغربية	2-6-2
12	الواجهة الشمالية	3-6-2
13	الواجهة الجنوبية	4-6-2
14	وصف الحركة	5-6-2
16	الوصف الإنشائي	الفصل الثالث:
17	مقدمة	1-3
17	هدف التصميم الإنشائي	2-3
18	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	3-3
18	الأحمال	1-3-3
18	الأحمال الميتة	2-3-3
19	الأحمال الحية	3-3-3
20	الأحمال البيئية	4-3-3
20	الرياح	1
20	الثلوج	2
21	الزلازل	3
22	العناصر الإنشائية	4-3
22	العقدات	1-4-3
23	العقدات المصمتة	
25	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	
25	عقدات العصب ذات الاتجاهين	
26	الجسور	2-4-3
27	الأعمدة	3-4-3
28	الجدران الحاملة (جدران القص)	4-4-3
29	الأساسات	5-4-3
30	الأدراج	6-4-3
31	فواصل التمدد	7-4-3

32	Structural Analysis & Design	Ch4
33	Introduction	4.1
33	Factored load	4.2
34	Determine of thickness for one way ribbed slab	4.3
34	Topping Design	4.4
34	Design of Topping for Ribbed Slab	4.4.1
36	Load Calculation for Rib R004	4.5

36	One - way ribbed slab	4.5.1
37	Design of Rib (R004)	4.6
39	Design of Rib (R004) Positive Moment	4.6.1
40	Design of Negative Moment for (Rib 004)	4.6.2
41	Design of shear for rib (R004)	4.6.3
42	Design Of beam (0B13)	4.7
42	Load calculation of beam (0B13)	4.7.1
45	Design of positive moment for beam(0B13)	4.7.2
47	Design of negative moments for beam (0B13)	4.7.3
48	Design of shear for Beam (0B13)	4.7.4
50	Design of Two way ribbed slab (R126)	4.8
50	Moment Calculations	4.8.1
51	Design of flexure	4.8.2
51	Design of positive moment	4.8.2.1
53	Negative moment at discontinuous edge	4.8.2.2
54	Design shear for two – way ribbed slab	4.8.3
55	Design of stairs	4.9
61	Design of column (C21)	4.10
61	Load Calculation	4.10.1
61	Check slenderness effect	4.10.2
64	Design of the tie reinforcement	4.10.3
65	Design of footing (F1)	4.11
71	Design of shear wall (SW2)	4.12
75	النتائج والتوصيات	CH5
76	النتائج	5.1
76	التوصيات	5.2
الملاحق		
المصادر والمراجع		

رقم الصفحة	فهرس الجداول	
4	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2015-2016	جدول (1-1)
19	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	جدول (1-3)
21	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	جدول (2-3)
34	Calculation of the total dead load for topping	جدول (1-4)
37	Calculation of the total dead load for one way rib slab	جدول (2-4)
42	Dead load calculation for Beam (0B12)	جدول (3-4)
56	Loading of Flight	جدول (4-4)
56	Loading of Landing	جدول (5-4)
67	Information about combined footing (F3)	جدول (6-4)

فهرس الأشكال		
7	موقع قطعة الأرض الخاصة بالمشروع	شكل (1-2)
8	مخطط موقع العام للمشروع	شكل (2-2)
9	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	شكل (3-2)
10	المسقط الأفقي للطابق الأول	شكل (4-2)
11	الواجهة الشرقية	شكل (5-2)
11	الواجهة الجنوبية الغربية	شكل (6-2)
12	الواجهة الشمالية	شكل (7-2)
13	الواجهة الجنوبية	شكل (8-2)
14	مقطع A-A	شكل (9-2)
14	مقطع B-B	شكل (10-2)
15	مقطع C-C	شكل (11-2)
22	بعض العناصر الإنشائية	شكل (1-3)
23	البلاطات المصمتة	شكل (2-3)
23	العقدات المصمتة ذات الاتجاه	شكل (3-3)
24	العقدات المصمتة ذات الاتجاهين	شكل (4-3)
25	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	شكل (5-3)
25	عقدات العصب ذات الاتجاهين	شكل (6-3)
26	الجسور المسحورة	شكل (7-3)
26	الجسور المدلاة	شكل (8-3)
27	احدى أشكال الأعمدة	شكل (9-3)
28	جدار القص	شكل (10-3)
29	الأساس المنفرد	شكل (11-3)
30	الدرج	شكل (12-3)
31	فاصل التمدد رقم 1 بالمبنى	شكل (13-3)
35	Topping of slab	شكل (1-4)
36	One way ribbed slab	شكل (2-4)
36	Typical section in rib slab	شكل (3-4)
37	Rib location	شكل (4-4)
38	spans diagram for rib (R004)	شكل (5-4)
38	Moment diagram for rib (R004)	شكل (6-4)
39	Shear diagram for rib (R004)	شكل (7-4)

42	location of beam (0B13)	شكل (8-4)
43	Geometry of Beam (0B13)	شكل (9-4)
43	Moments envelope factored values for Beam (0B13)	شكل (10-4)
44	Shear envelope factored values for beam(0B13)	شكل (11-4)
50	Two – way Ribbed Slab (R126)	شكل (12-4)
55	Stair Layout	شكل (13-4)
57	Flight system	شكل (14-4)
59	Landing system	شكل (15-4)
60	Stair reinforcement	شكل (16-4)
65	One – way shear (beam shear for isolated footing)	شكل (17-4)
66	Two way shear (punching shear)	شكل (18-4)
71	Shear force and moment on the wall from ETABS	شكل (19-4)

List of Abbreviations

- **A_c** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A_s** = area of non- prestressed tension reinforcement.
- **A_s** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **A_g** = gross area of section.
- **A_v** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **A_t** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **b_w** = 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.
- **E_c** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c** = compression strength of concrete .
- **F_y** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **L_n** = 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.
- **L_w** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **M_u** = factored moment at section.
- **M_n** = nominal moment.
- **P_n** = nominal axial load.
- **P_u** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **V_c** = nominal shear strength provided by concrete.
- **V_n** = nominal shear stress.

- V_s = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- V_u = factored shear force at section.
- W_c = weight of concrete. (Kg/m^3).
- W = width of beam or rib.
- W_u = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm .
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الفصل الأول

المقدمة

1

1.1 المقدمة.

2.1 أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1 إجراءات المشروع.

1.1 المقدمة

العلم ضرورة من ضرورات الحياة , فالمجتمع لا ينمو ولا ينهض ولا يتطور اذا افتقر للتعليم وهنا نحن نتكلم عن التعليم الثانوي الذي يعدّ ويهيئ الطلبة لدخول الحياة الجامعية، من هنا جاءت فكرة هذا المشروع الذي يعنى بدراسة مبنى مدرسة ثانوية كمشروع يمكن تصميمه وتطبيقه معمارياً وإنشائياً .

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

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى مدرسة ثانوية يتكون من طابقين , حيث سيتم اختيار النظام الإنشائي المناسب وذلك بتوزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقود وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

2.1 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. إتقان استخدام برامج التصميم الإنشائي.

3.1 مشكلة المشروع

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

4.1 حدود مشكلة المشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول من السنة الدراسية 2015- 2016 و الثاني من السنة الدراسية 2015-2016 على إتمام مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول ومشروع التخرج في الفصل الثاني إن شاء الله.

5.1 المسلمات

- 1) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14) .
- 2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, safe, Etabs , Sap 2000).
- 3) برامج أخرى مثل (Autocad 2015 , Microsoft office Word , Power Point) .

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على اربعة فصول وهي:

- 1- الفصل الأول: يشمل المقدمة العامة ومشكلة البحث و أهدافه.
- 2- الفصل الثاني: يشمل الوصف المعماري للمشروع.
- 3- الفصل الثالث: يشمل وصف العناصر الإنشائية للمبنى.
- 4- الفصل الرابع: التحليل والتصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.

7.1 إجراءات المشروع

- 1) دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع واختيار النظام الإنشائي الملائم.
 - 2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
 - 3) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .
 - 4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
 - 5) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل وال قابل للتنفيذ.
- والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2015- 2016)

المرحلة / الزمن (بالأسبوع)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32		
اختيار المشروع																																		
دراسة الموقع																																		
جمع المعلومات حول المشروع																																		
دراسة المبنى معمارياً																																		
دراسة المبنى إنشائياً																																		
إعداد مقامة المشروع																																		
عرض مقامة المشروع																																		
التحليل الإنشائي																																		
التصميم الإنشائي																																		
إعداد مخططات المشروع																																		
كتابة المشروع																																		
عرض المشروع																																		

الفصل الثاني

الوصف المعماري

2

1.2 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 أهمية الموقع.

5.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

6.2 وصف الواجهات.

1.2 مقدمة .

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وأفكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح ما بين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصرامة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبي لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ أولاً بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضاً دراسة الإنارة والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

وبعد الانتهاء من مرحلة التصميم المعماري وإخراجها بصورتها النهائية تبدأ عملية التصميم الإنشائي التي تهدف إلى تحديد أبعاد العناصر الإنشائية وخصائصها اعتماداً على الأحمال المختلفة الواقعة عليها والتي يتم نقلها عبر هذه العناصر إلى الأساسات ومن ثم إلى التربة.

2.2 لمحة عن المشروع.

المشروع عبارة مبنى مدرسة ثانوية يحتوي مكاتب إدارية ومكاتب مدرسين وقاعات تدريس بالإضافة الى ملعب وكافتيريا وبعض المخازن والمختبرات , ويقوم المشروع على فكرة استغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة المستخدمين بشكل جيد.

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

يتكون المبنى من طابق ارضي وطابق أول على جزء من قطعة أرض مساحتها 14.5 دونم، حيث تبلغ مساحة الطابق الأرضي 2095 متراً مربعاً، والطابق الأول 2391 متراً مربعاً، أي أن المساحة الكلية للبناء هي 4486 متراً مربعاً .

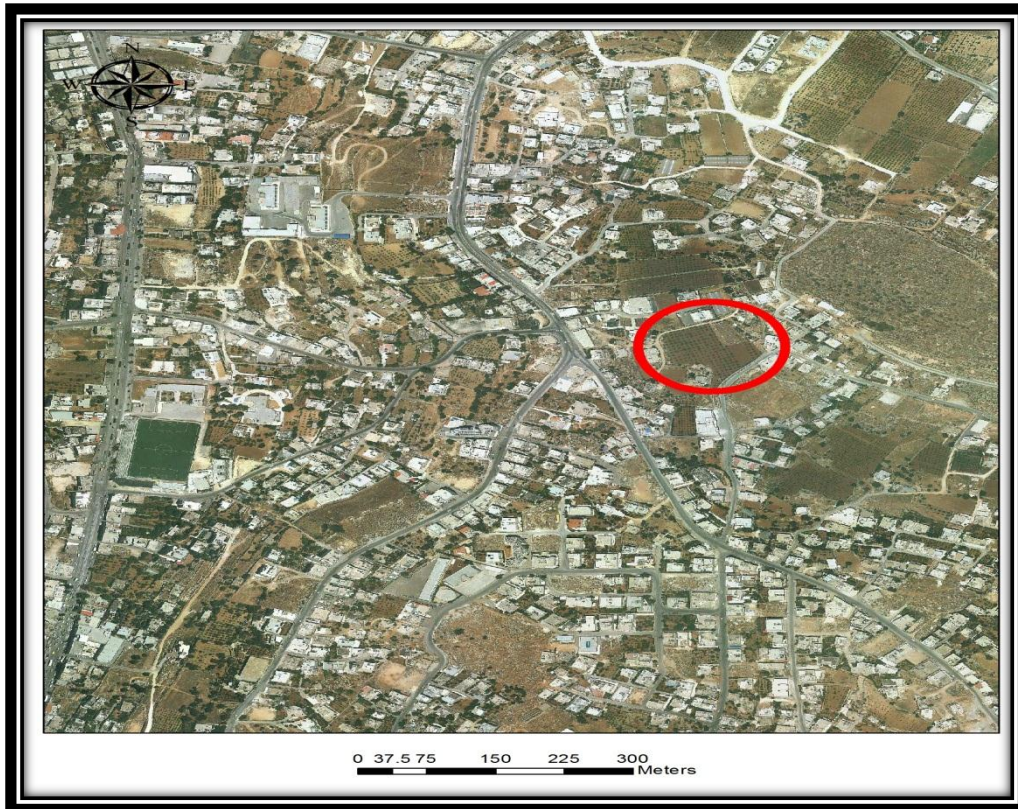
3.2 موقع المشروع.

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد تشييد المبنى فيه بعناية فائقة سواء تتعلق بذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة.

بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، فذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح للأرض المقترحة للبناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، وارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس.

وقد تم اختيار منطقة نمره -حبايل رباح لتنفيذ هذا المشروع، حيث تمتاز هذه المنطقة بسهولة الوصول إليها وتوفر شارع رئيسي الى قطعة الأرض بالإضافة إلى العديد من الشوارع الفرعية، ووجود كافة الخدمات الرئيسية والبنية التحتية اللازمة لتنفيذ المشروع، وتقدر قطعة الأرض المخصصة للمشروع بحوالي 14.5 دونم.

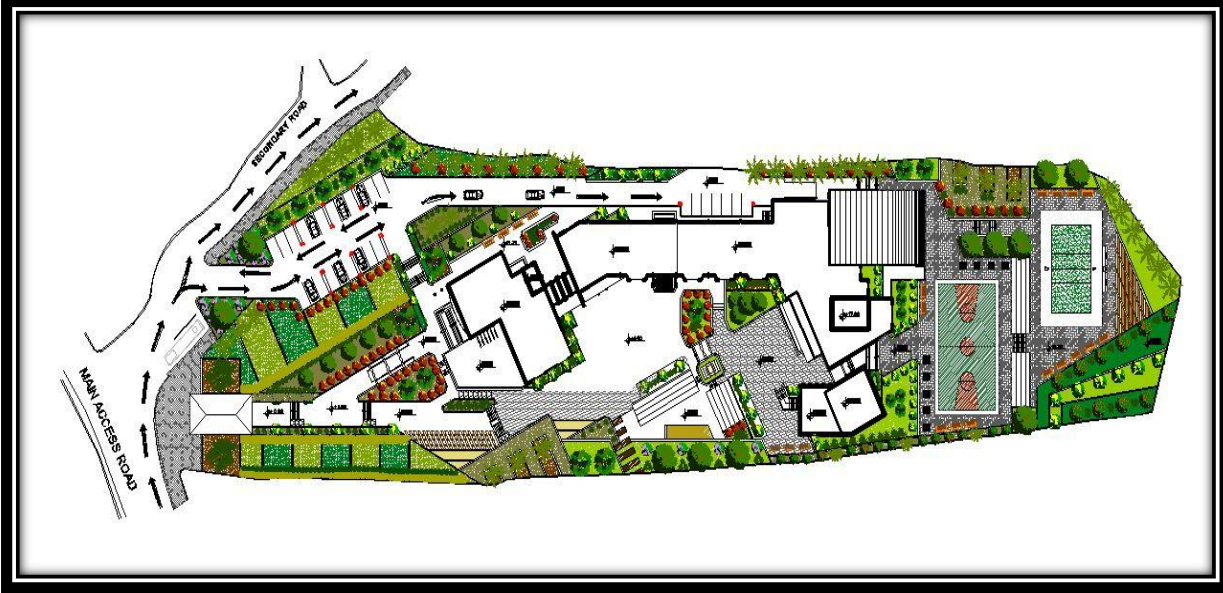
وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، الشكل (1-2) والشكل (2-2)، وكذلك تم مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية وحركة الشمس والرياح.



الشكل (1-2): موقع قطعة الارض الخاصة بالمشروع .

4.2 أهمية الموقع .

تكمن أهمية هذا الموقع الكائن في منطقة نمرّة_ الخليل في سهولة الوصول اليه فهناك اكثر من شارع رئيسي وفرعي يخدم ذلك الموقع, كما أن المنطقة بحاجة لوجود مثل هذا المشروع , إضافة إلى احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية وقطعة أرض تستوعب إقامة المشروع عليها



الشكل (2-2) مخطط الموقع العام للمشروع

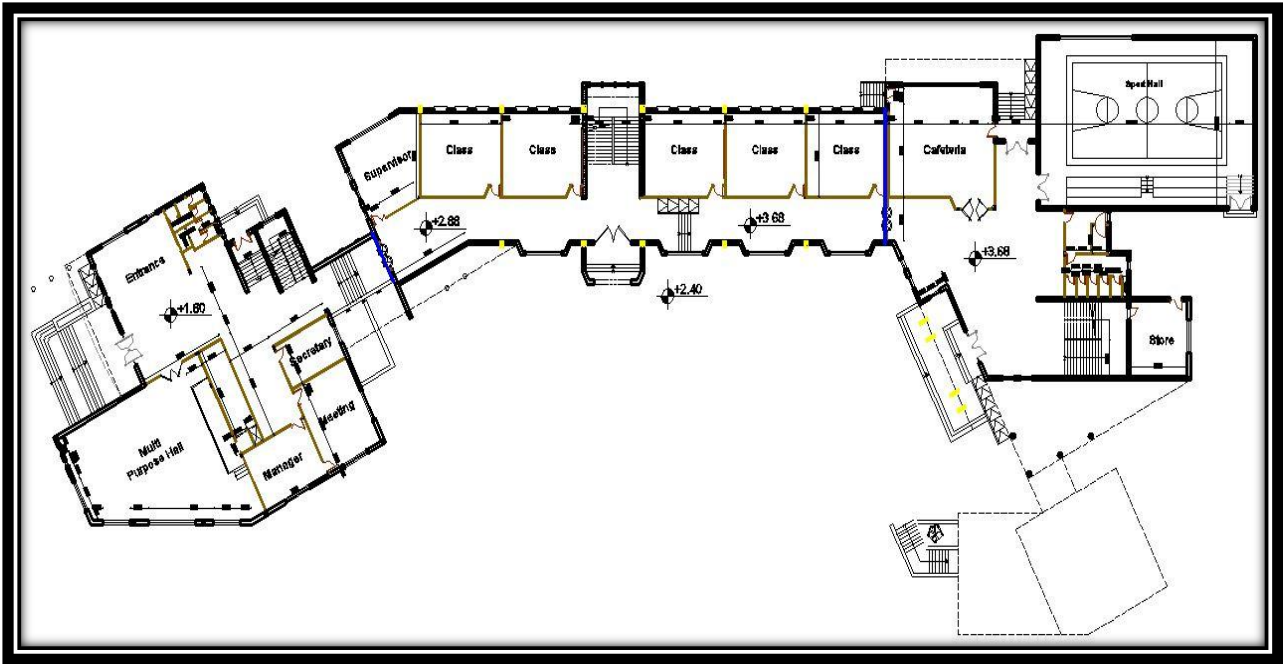
وإن من أهم الأمور التي تميز موقع هذا المشروع وتم مراعاتها في اختيار هذا الموقع هي النقاط التالية :-

- (1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع.
- (2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
- (3) حيوية المنطقة .
- (4) سهولة الوصول إلى الموقع.
- (5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

5.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

1.5.2 الطابق الأرضي:

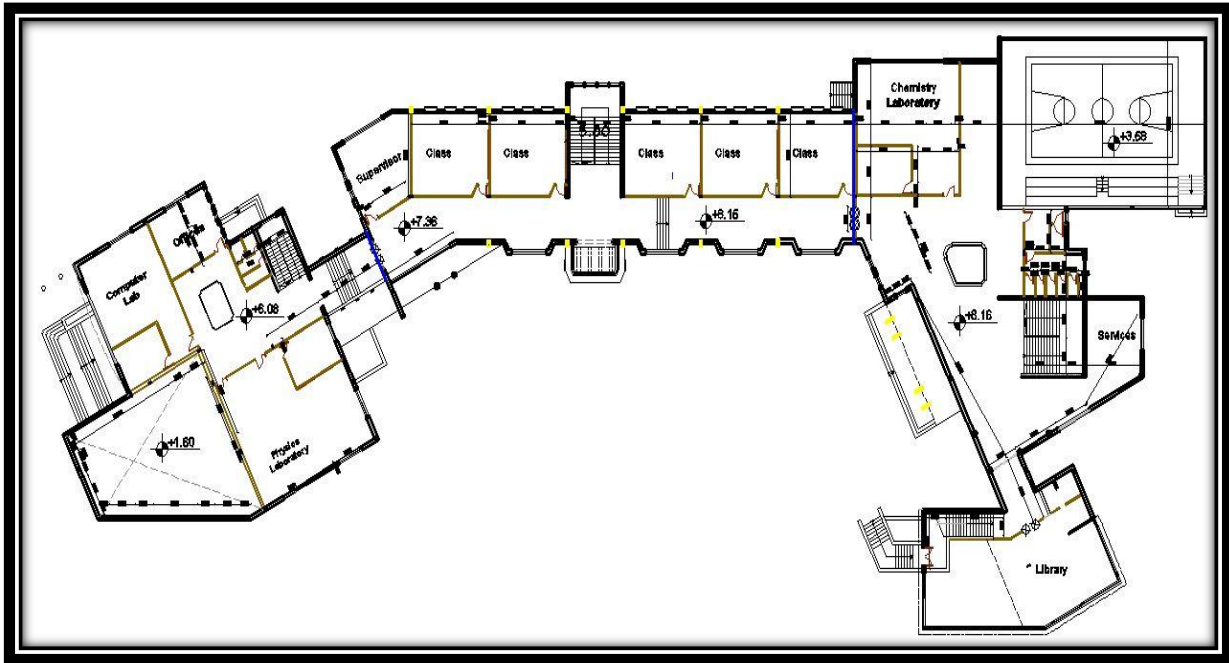
تبلغ مساحة هذا الطابق 2095 متر مربع الشكل (2-3) , ويحتوي قاعة متعددة الاستخدامات, مكاتب إدارية وغرفة اجتماعات, قاعات تدريس, كافيتيريا , مخزن وملعب, كما يحتوي على مطبخ وحمامات. يتوزع الطابق على ثلاثة مناسيب مختلفة (+1.6 , +2.88 , +3.86) عن سطح الارض (0,0), وله 7 مداخل من الطابق الارضي نفسه , منها مدخلين رئيسيين أحدهما في الواجهة الغربية للمبنى, والآخر في الواجهة الجنوبية الغربية للمبنى.



الشكل (2-3) المسقط الأفقي للطابق الأرضي .

2.5.2 الطابق الاول :

تبلغ مساحة الطابق الاول 2391 متر مربع، يتوزع على 5 مناسيب مختلفة (+1.60 قاعة متعددة الاستخدام ، +6.08 ، +7.36 ، +8.16 ، +3.68 للملعب) عن منسوب 0.00 ، وهو يحتوي على العديد من الخدمات التي تخدم الطلاب والتي تحقق الهدف من المشروع كقاعات التدريس والمختبرات ومكاتب المدرسين والحمامات بالإضافة إلى المكتبة، وتوجد الادراج والمصاعد الكهربائية للربط بين الطوابق وسهولة التنقل والحركة بين الطوابق (الشكل 4-2).

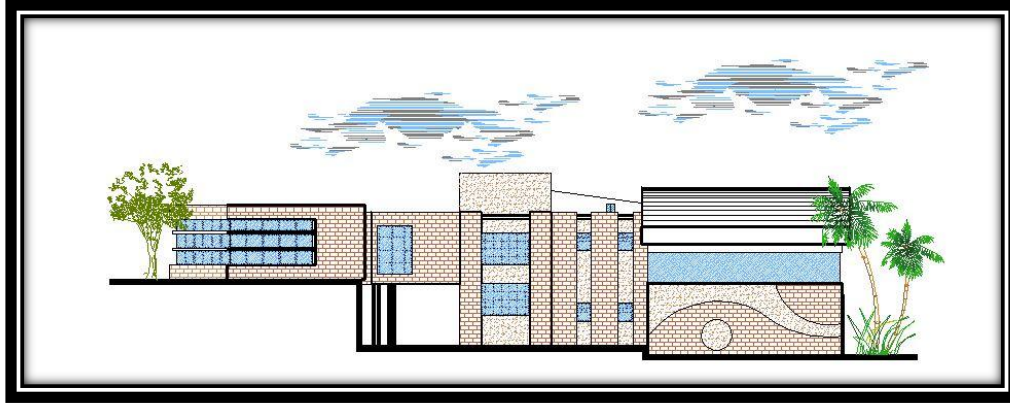


الشكل (4-2) المسقط الافقي للطابق الاول .

6.2 وصف الواجهات .

لا شك في أن الواجهات المنبثقة من أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى ومدى علاقته مع البيئة المحيطة بل إنها تظهر اختلاف الوظيفة التي تؤديها الفراغات والتي تعكسها الواجهة؛ وهذا يتأتى من خلال نظام الفتحات التي تظهرها الواجهة والتي لا بد وأن تتناسب مع وظيفة هذا الفراغ، أو من خلال المناسيب وتفاوتها .

1,6,2: الواجهة الشرقية:



الشكل (2- 5) :الواجهة الشرقية.

ان الناظر لهذه الواجهة يلاحظ استخدام أنواع مختلفة من الحجر , إضافة إلى أسلوب تنفيذه الجذاب كما يظهر على جدار الملعب وهو ما اضىف عليها جمالا. كما يلاحظ اختلاف اشكال الفتحات الذي بدوره يقضي على الملل, كما يظهر بالواجهة وجود النباتات والتي تعطي ارتياحا نفسيا لمستخدمي المبنى .

2,6,2 : الواجهة الجنوبية الغربية :



الشكل رقم (2- 6) الواجهة الجنوبية الغربية

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وفيها يظهر المدخلين الرئيسيين للمبنى الشكل (2-6). والناظر لهذه الواجهة يرى التصميم المعماري للواجهات من حيث وجود التداخل في الكتل الأفقية والرأسية، كما يلاحظ تعدد أنواع القطع الحجرية ووجود الديكور في المدخل مما يميز الواجهة الرئيسية من جهة وقطع الملل من جهة أخرى.. ومما يزيد في حداثة المبنى استخدام الكتل الزجاجية المكونة من الزجاج والألمنيوم حيث أضفى على هذه الواجهة جمالاً من جهة ومن جهة أخرى فإن مثل هذه الفتحات تسهم في توفير إضاءة طبيعية لهذا الجانب من المبنى كونه يتعرض لأشعة الشمس فترة قصيرة .

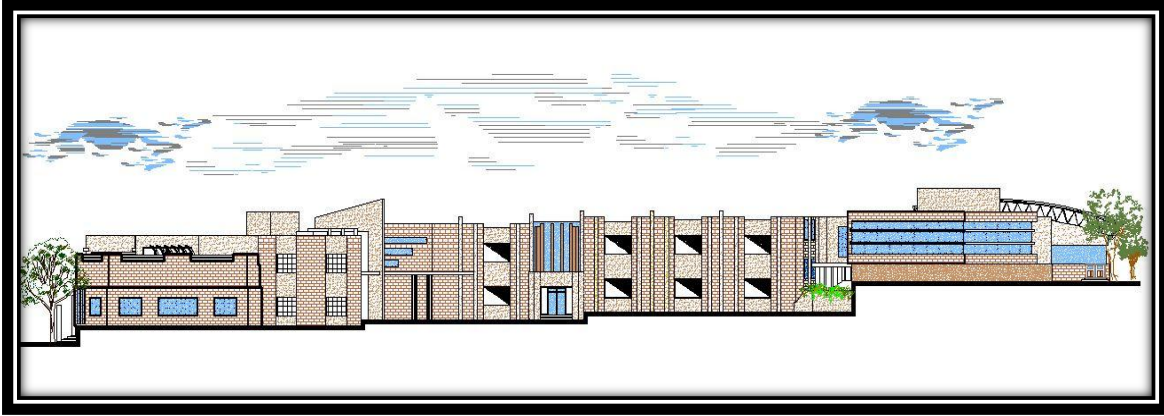
3,6,2 : الواجهة الشمالية :



الشكل رقم (2-7) الواجهة الشمالية

يظهر بهذه الواجهة مداخل ثانوية للمبنى و يلاحظ الناظر لهذه الواجهة اختلاف المناسيب تبعاً للوظيفة التي تؤديها . كما يظهر تداخل الكتل الأفقية والرأسية، والذي يعطي المبنى المنظر الجمالي الرائع فضلاً عن تعدد أنظمة الفتحات المستخدمة و استخدام عدة أنواع من الحجر . واستخدام الزجاج بشكل كبير وبأشكال مختلفة.

4,6,2 : الواجهة الجنوبية :



الشكل (8-2) الواجهة الجنوبية

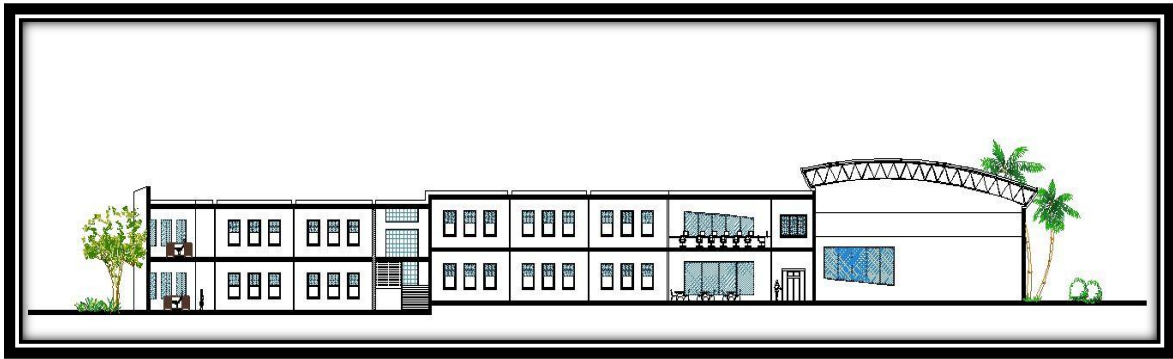
ان الناظر لهذه الواجهة يلاحظ بعض المداخل الثانوية للمبنى , إضافة إلى التداخل في الكتل الأفقية والرأسية , واستخدام الحجر والزجاج بأشكال وألوان مختلفة أضفت جانبا جماليا للبناء , كما يظهر واضحا في هذه الواجهة تنوع واختلاف المناسيب.

5,6,2 وصف الحركة:

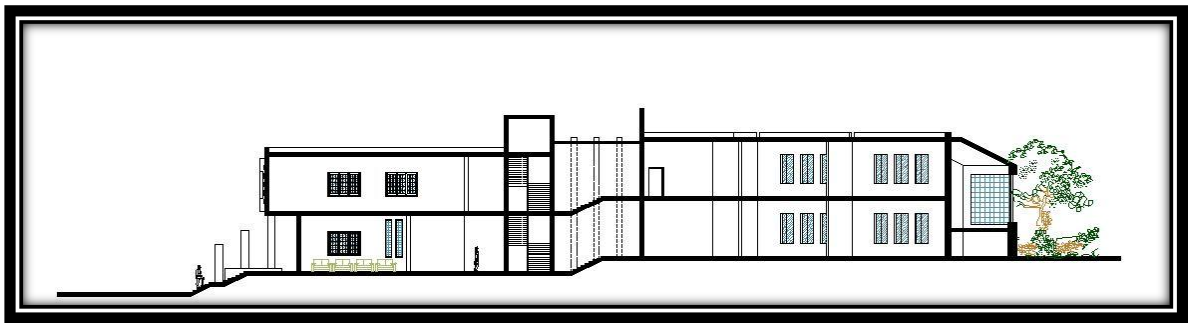
تأخذ الحركة أشكالاً عدة سواءً من خارج المبنى باتجاه الداخل، أو الحركة داخل المبنى نفسها؛ فالحركة من خارج المدرسة إلى داخلها تتم بشكل سلس نظراً لعدم وجود فرق كبير في المنسوب الخارجي للمبنى ومنسوبه الداخلي بالإضافة إلى وجود الأدراج الخارجية، أما بالنسبة للحركة داخل المبنى فتقسم إلى حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة رأسية ما بين الطوابق المختلفة.

فالحركة في الطوابق تأخذ شكلين : حركة خطية وحركة رأسية فالحركة الخطية تكون في الممرات في الطوابق على عكس الحركة الرأسية بين الطوابق فتتم من خلال الأدراج والمصاعد الكهربائية حيث تأخذ أماكن متعددة في المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها .

وهذا ما يوضحه الشكل (9-2 , 10-2 , 11-2) .



الشكل (9-2) مقطع A-A



الشكل (10-2) مقطع B-B



الشكل (11-2) مقطع C-C

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

4.3 العناصر الإنشائية.

1.3 مقدمة

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

2.3 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال مينة وحية وأيضاً 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 و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (settlement) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي 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 والأمن وطريقة العمل المناسبة.

1.3.3 الأحمال

إن الأحمال هي المؤثر الذي يتلقاه أي منشأ من داخله أو من الوسط المحيط به ؛ وكل منشأ حسب طبيعته يخضع لأنواع وأشكال مختلفة من الأحمال التي تكون مختلفة تبعا لمصدرها . يتعرض المنشأ خلال حياته إلى أحمال مختلفة, وتكون وظيفة الجملة الإنشائية للمنشأ هي نقل جميع الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها المنشأ إلى الأرض بأمان.

إن أهم الأحمال التي يجب أخذها بالحسبان أثناء التصميم هي الأوزان الميتة والحية بالدرجة الأولى ويليهما الأحمال غير الوزنية مثل الرياح والزلازل ثم التأثيرات الأخرى.

لابد للعناصر الإنشائية التي يتم تصميمها أن تكون قادرة على تحمل الأحمال الواقعة عليها دون حدوث انهيار للمنشأة 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 و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m ³)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة المسلحة	25
4	الطوب	15
5	القضارة	22
6	الرمل	16

3.3.3 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالها 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 و الأثاث والأجهزة والمعدات.

وقد تم اعتماد قيمة للأحمال الحية تساوي (5 KN/m²).

4.3.3 الأحمال البيئية

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

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 أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع (KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

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.

و الجدول في الصفحة التالية يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

الجدول (2-3): قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر.

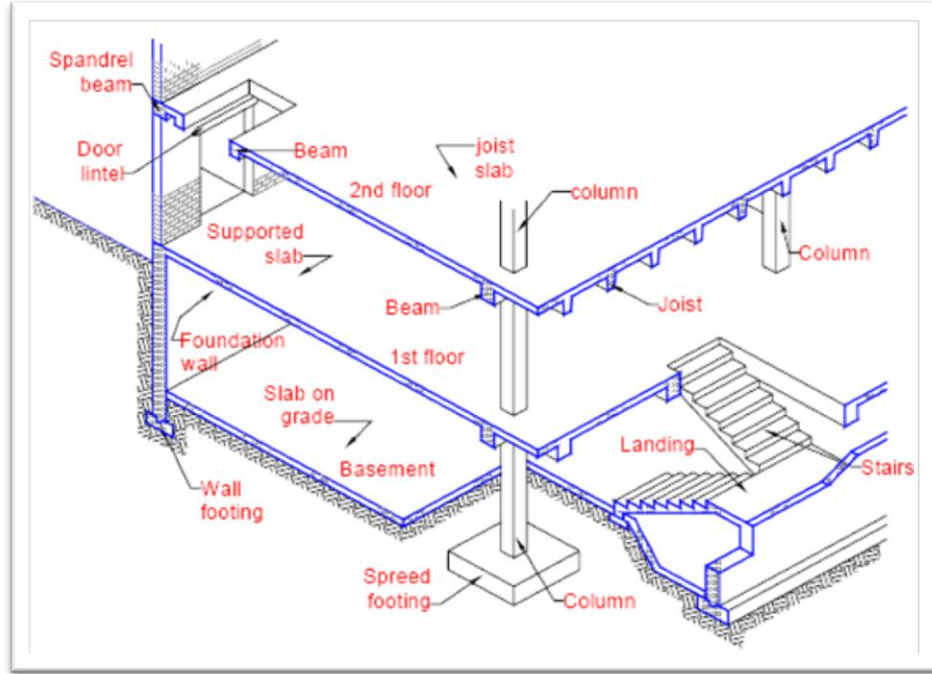
أحمال الثلوج (KN /M ²)	علو المنشأ عن سطح الأرض (H) (بالمتر)
0	$h < 250$
$(h-250) / 1000$	$500 > h > 250$
$(h-400) / 400$	$1500 > h > 500$
$(h - 812.5) / 250$	$2500 > h > 1500$

3. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بسماكات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعاً إلى الكود المستخدم(UBC97).

4.3 العناصر الإنشائية

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

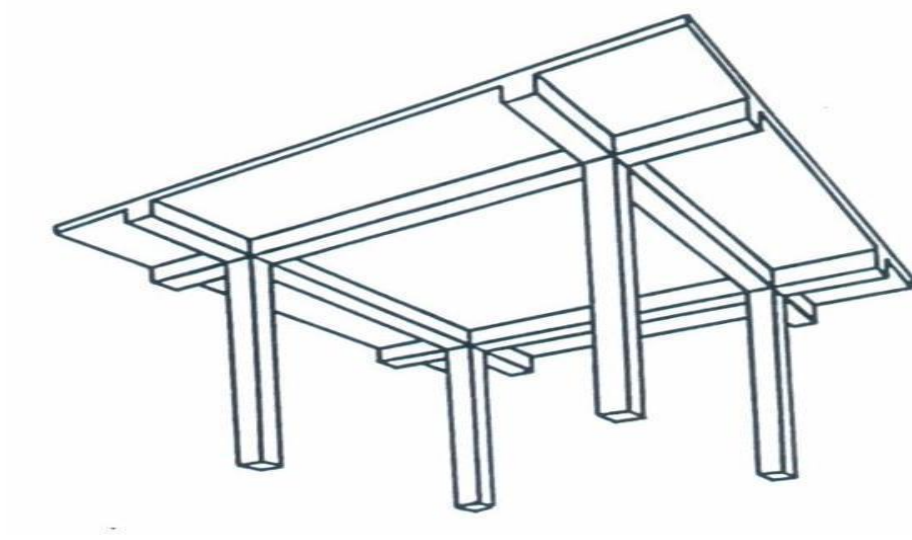


الشكل (1-3) : يوضح بعض العناصر الإنشائية في المبنى .

1.4.3 العقود

هي عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرأسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة، دون تعرضها إلى تشوهات. توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقود الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :-

1- العقدات المصمتة (Solid Slabs)

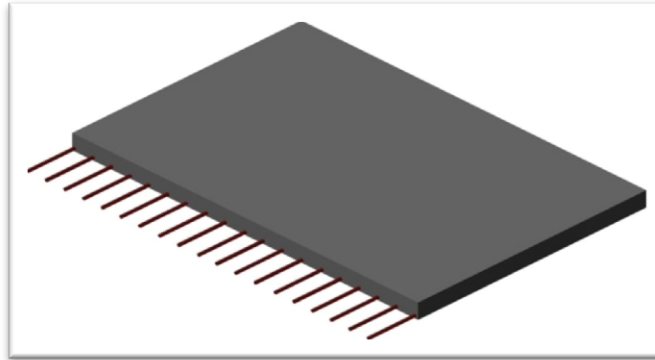


الشكل (2-3): البلاطات المصمتة.

العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (One way solid slab):

تستخدم في المناطق التي تتعرض كثيرا للأحمال الحية، وذلك تجنباً لحدوث اهتزاز نظراً للسماعة المنخفضة

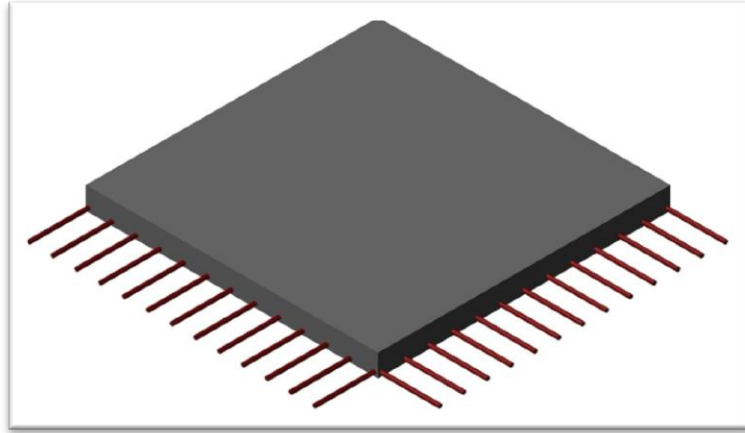
كما في الشكل (3-3)



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

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، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العقدات و ذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحة في الشكل (3-4).



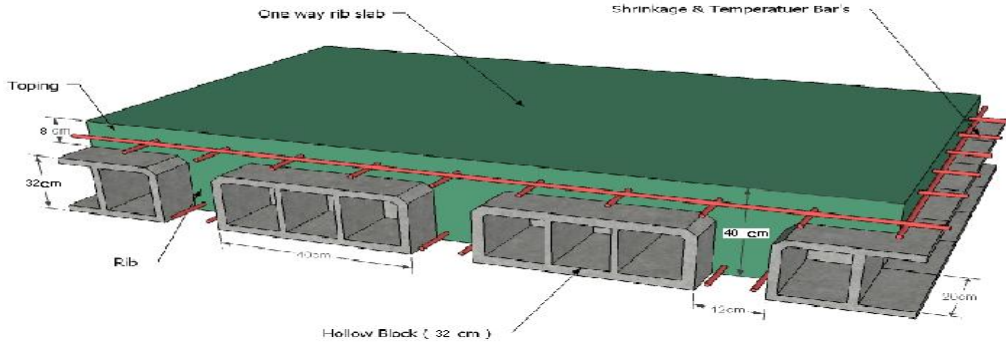
الشكل (3-4): العقدات المصمتة ذات الاتجاهين.

2- العقدات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

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

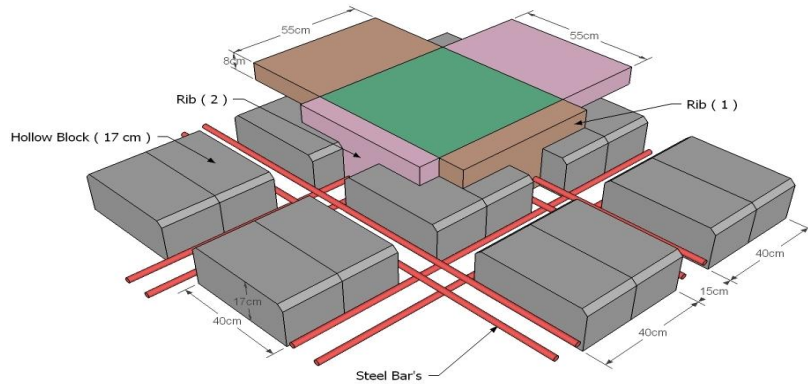
إحدى أشهر الطرق المستخدمة في تصميم العقدات في هذه البلاد وتتكون من صف من الطوب يليها العصب, ويكون التسليح باتجاه واحد وتتميز بخفة وزنها وفعاليتها كما هو مبين في الشكل (3-5).



الشكل (3-5): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد

عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab):

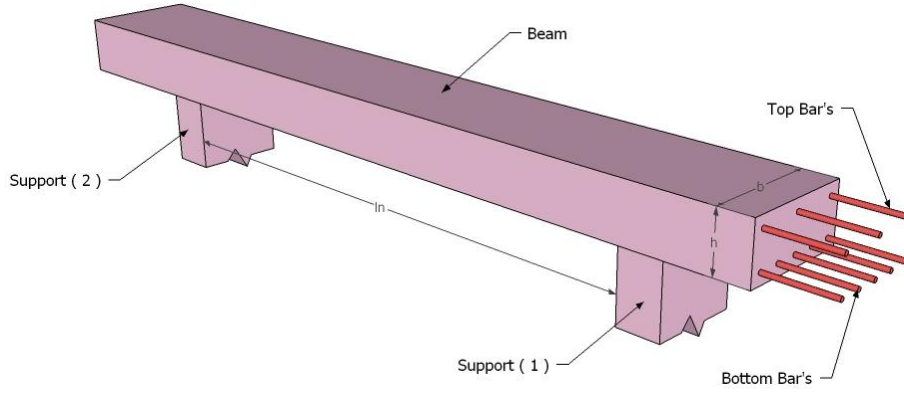
تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات, ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين, كما يظهر في الشكل (3-6).



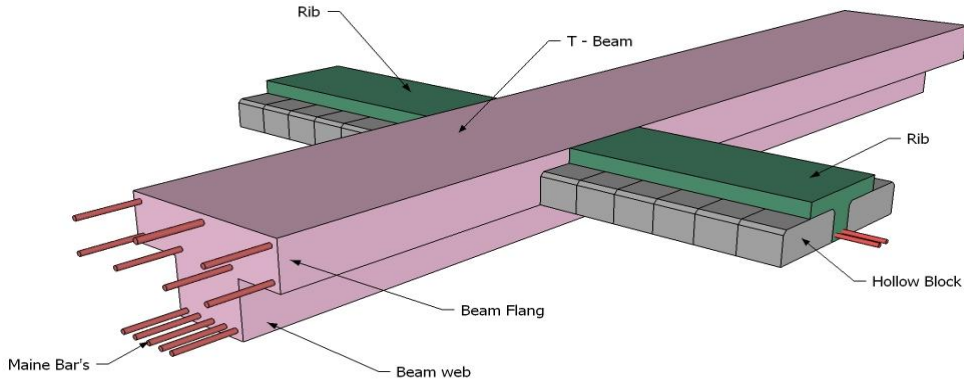
الشكل (3-6): عقدات العصب ذات الاتجاهين

2.4.3 الجسور :

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين، جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المسحورة والجسور المدلاة حسب الأحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.



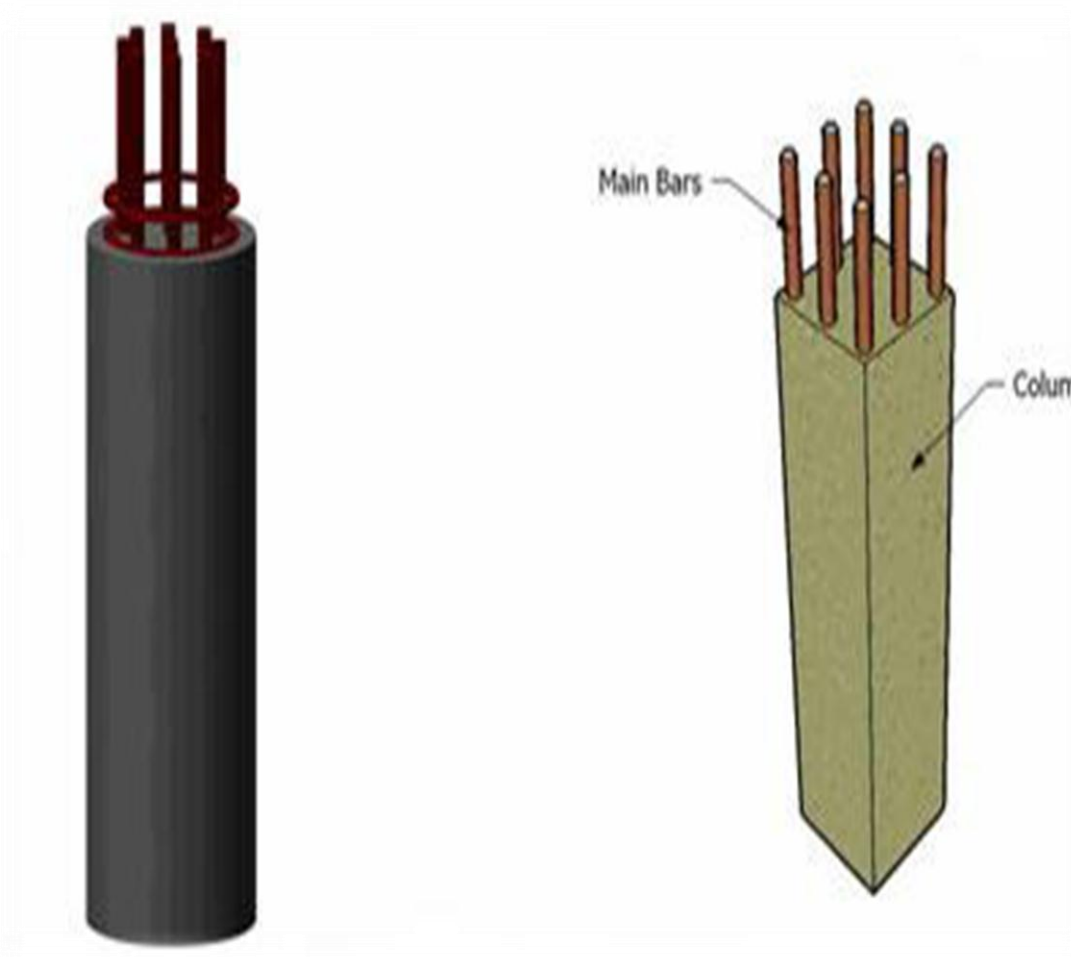
الشكل (7-3) الجسور المسحورة



الشكل (8-3) أشكال الجسور المدلاة.

3.4.3 الأعمدة:

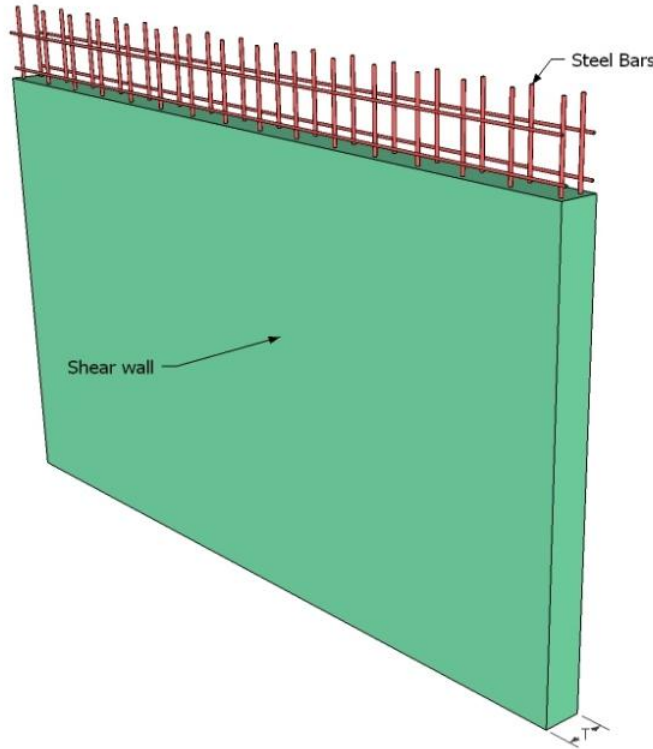
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، وهي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (3-9): احدى أشكال الأعمدة.

4.4.3 الجدران الحاملة (جدران القص):

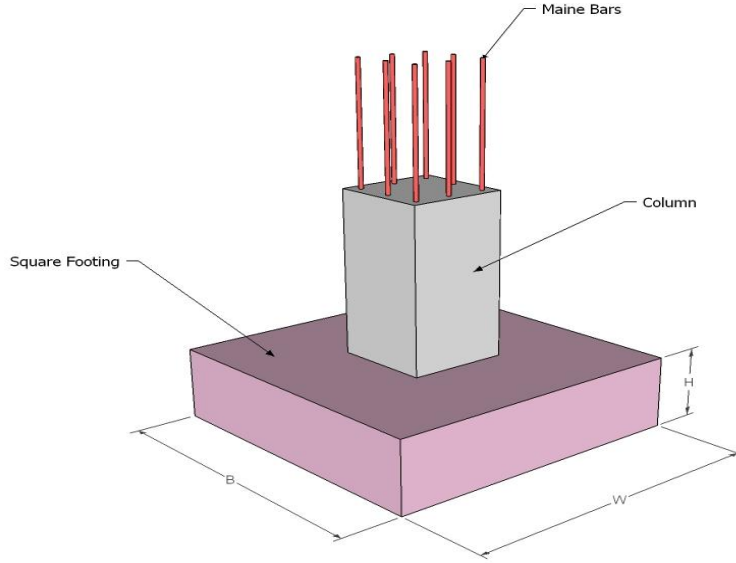
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى،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



الشكل (10-3): جدار القص.

5.4.3 الأساسات:

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

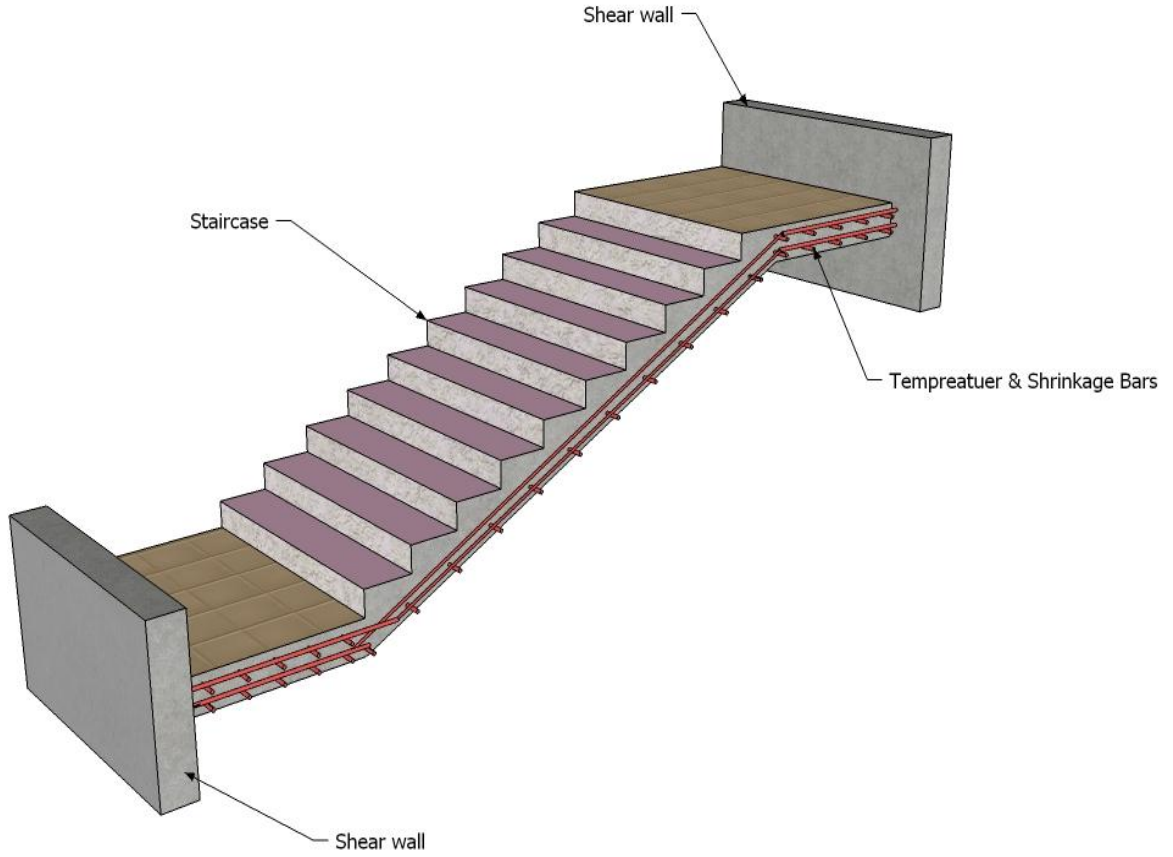


الشكل (3-11) : الأساس المنفرد

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

6.4.3 الأدرج:

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (12-3) يبين مقطع عام للدرج.



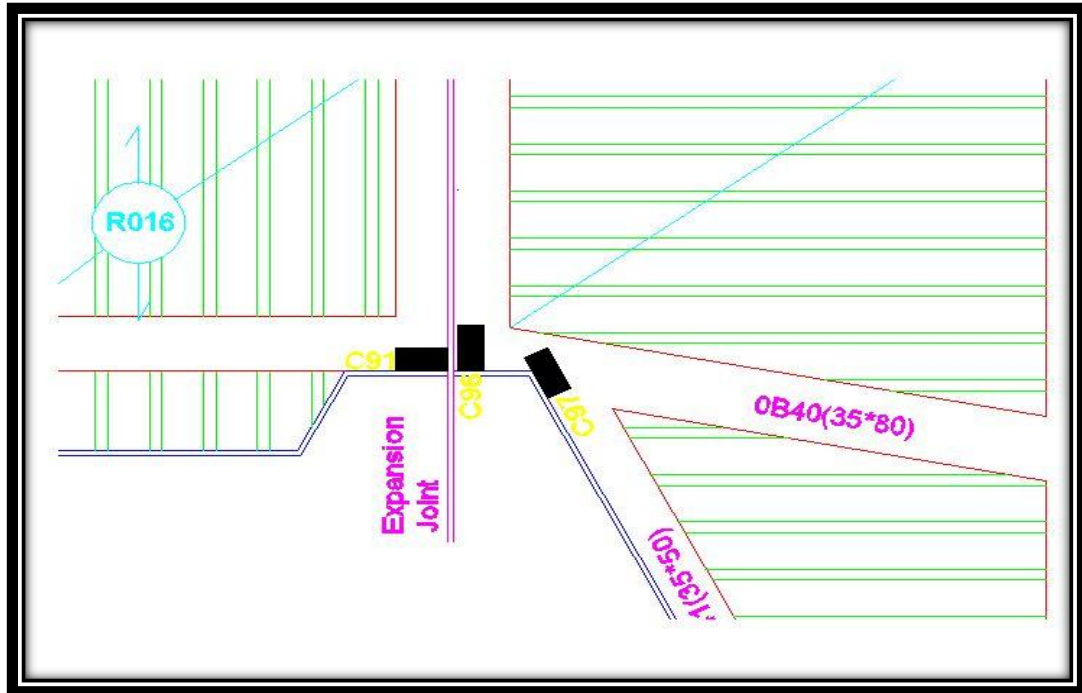
الشكل (12-3): الدرج .

7.4.3 فواصل التمدد (Expansions Joints):

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

- من 40 إلى 65 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إلى 35 م في المناطق الحارة .
- ويمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- وفي حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الإسنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام فاصلي تمدد في المشروع كما توضح الصورة التالية :



الشكل (3-13) : فاصل التمدد رقم 1 بالمبنى

Chapter Four (4)
Structural Analysis and Design

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 - 3 Determination of thickness of one way rib slab.

4 – 4 Topping Design.

4 – 5 Load Calculation for Rib (R004).

4 – 6 Design of rib (R004) in the Ground floor slab.

4 – 7 Design of Beam (0B13) in the Ground floor.

4 – 8 Design of Two way Ribbed Slab (R126).

4 – 9 Design of Stair.

4 – 10 Design of Column (C21).

4 – 11 Design of Footing (F1).

4 – 12 Design of Shear wall (SW2).

4.1: Introduction

In This Project, there are three types of slabs: one-way solid slabs, one-way ribbed slabs and two way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using finite element method of design, with aid of a computer Program called " ATIR- Software" to find the internal forces, deflections and moments for ribbed slabs, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

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

NOTE:

*Concrete B300 { $f_c' = 24 \text{ N/mm}^2$ (MPa)}.

*The specified yield strength of the reinforcement { $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$ (MPa)}.

4 .2: Factored Loads.

The factored loads on which the structural analysis and design is based for our project members, is determined as follows:

$$q_u = 1.2 DL + 1.6 LL \quad \text{ACI} - 318 - 14$$

4.3 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:

The structure may be exposed to different loads such as dead and live loads. The value of the load depends on the structure type and the intended use.

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

-The maximum span length for one- end continuous (for ribs):

$$h_{\min} = \frac{L}{18.5} = \frac{5190}{18.5} = 280.54mm$$

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

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{2700}{21} = 322.38mm$$

-The maximum span length for one- end continuous (for beams):

$$h_{\min} = \frac{L}{18.5} = \frac{6270}{18.5} = 338.92mm$$

-The maximum span length for both -end continuous (for beams):

$$h_{\min} = \frac{L}{21} = \frac{4110}{21} = 195.71mm$$

Take slab thickness $h=350 \text{ mm} > 338.92mm$.

$h = 35 \text{ cm}$ (27cm Hollow block + 8cm Topping).

4.4 Topping Design:

4.4.1 Design of Topping for Ribbed Slab:

Topping in one way ribbed slab can be considered as a strip of **1 meterwidth** and span of hollow block length with both end fixed in the ribs.

Table 4.1 (Dead load calculation for topping)

Dead load from:	H * O* 1	KN/m
Tiles	0.03*23*1	0.69
mortar	0.02*22*1	0.44
Coarse sand	0.07*16*1	1.12
topping	0.08*25*1	2
partitions	2.3*1	2.3
Σ		6.55

Live load calculation=5*1=5 KN/m

Total factor load:

$$W_u = (1.2 * 6.55) + (1.6 * 5) = 15.86 \text{ KN/m}$$

→ For a one meter strip $W_u = 15.86 \text{ KN/m}$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{15.86 * 0.4^2}{12} = 0.211 \text{ KN.m/m of strip width}$$

$\Phi M_n \geq M_u$ —strength condition,

Where $\Phi=0.55$ —for plain concrete.

$$M_n = 0.42 * \sqrt{f'_c} * S_m \text{ ACI-318-14}$$

Where S_m for rectangular section of the slab:

$$S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 * 80^2}{6} = 1066666.67 \text{ mm}^3.$$

$$M_n = 0.42 * \sqrt{24} * 1066666.67 * 10^{-6} = 2.195 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 0.55 * 2.195 = 1.207 \text{ KN.m}$$

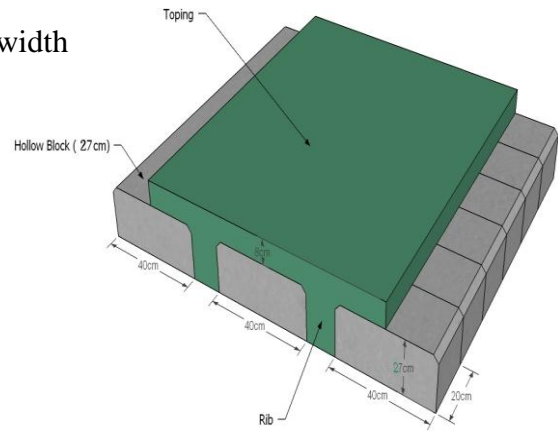


Fig. (4-1) Topping of slab

$$\Phi M_n = 1.207 \text{ KN.m} \gg M_u = 0.211 \text{ KN.m}$$

*No reinforcement is required by analysis. Provide $A_{s, \min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$$\rho_{\text{shrinkage}} = 0.0018 \quad \text{ACI-318-14}$$

$$A_s = \rho * b * t = 0.0018 * 1000 * 80 = 144 \text{ mm}^2/\text{m strip}$$

Try $\Phi 8$ with $A_s = 50.27 \text{ mm}^2$.

$$\text{Bar numbers } n = \frac{A_s}{A_{s\Phi 8}} = \frac{144}{50.27} = 2.87$$

Use $3\Phi 8/\text{m}$ with $A_s = 150.8 \text{ mm}^2/\text{m strip}$ or $\Phi 8 @ 300 \text{ mm}$ in both direction.

Step(s) is the smallest of:

1. $3h = 3 * 80 = 240 \text{ mm}$ – control.
2. 450 mm .
3. $S = 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2.5 C_c = 380 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) - 2.5 * 20 = 330 \text{ mm}$.
4. $S \leq 380 \left(\frac{280}{f_s} \right) = 300 \left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420} \right) = 300 \text{ mm}$.

Take $\Phi 8 @ 200 \text{ mm}$ in both directions. $S = 200 \text{ mm}$.

4.5: Load Calculation for RibR004:

4.5.1: One - way ribbed slab.

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

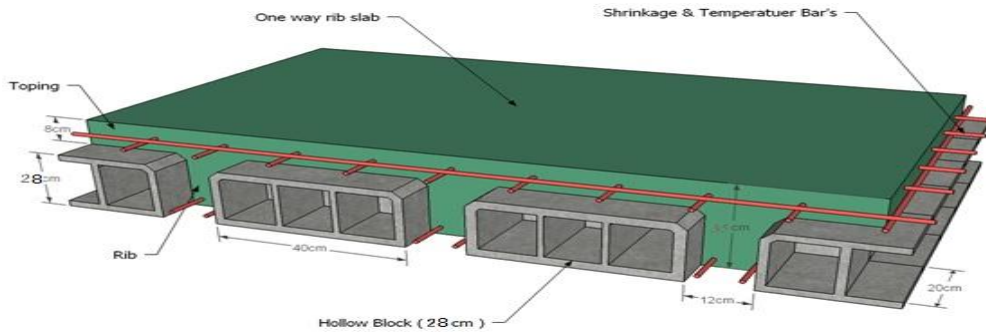


Fig. (4-2) One way rib slab

The effective Flange width (b_e) is the smallest of:

$$(a) \quad b_e \leq \frac{l_n}{4} = \frac{(5190-800)}{4} = 1097.5 \text{ mm.}$$

Where l_n is taken here as the smallest clear span of the rib.

$$(b) \quad b_e \leq b_w + 16 * h_f = 120 + 16 * 80 = 1400 .$$

$$(c) \quad b_e \leq \text{center to center spacing between adjacent beams} \\ = 400 + 120 = 520 \text{ *** control .}$$

Take $b_e = 520 \text{ mm.}$

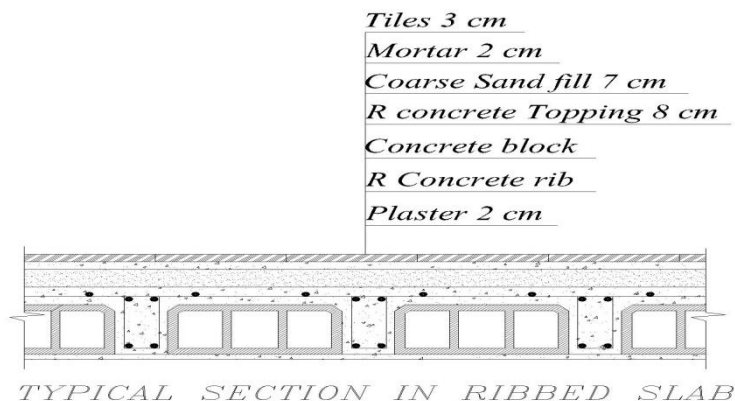


Fig. 4-3 (Typical section in rib slab)

Table 4.2: Dead load calculation for Rib (R004)

No.	material	H*σ	Kn/m
1	Tile	0.03*23*0.52	0.359
2	Mortar	0.03*22*0.52	0.343
3	Sand	0.07*17*0.52	0.619
4	Topping	0.08*25*0.52	1.04
5	Rib	0.12*0.27*25	0.81
6	Block	0.27*0.4*15	1.62
7	Plaster	0.03*22*0.52	0.343
8	partition	2.3*0.52	1.19
		Σ =	6.33 KN/m

Live load calculations:

$$LL = 5 * 0.52 = 2.6 \text{ KN/m.}$$

Dead load / rib: DL= 6.33 KN/m.

Live Load /rib: LL = 2.6 KN/m.

4.6 Design of Rib (R004):

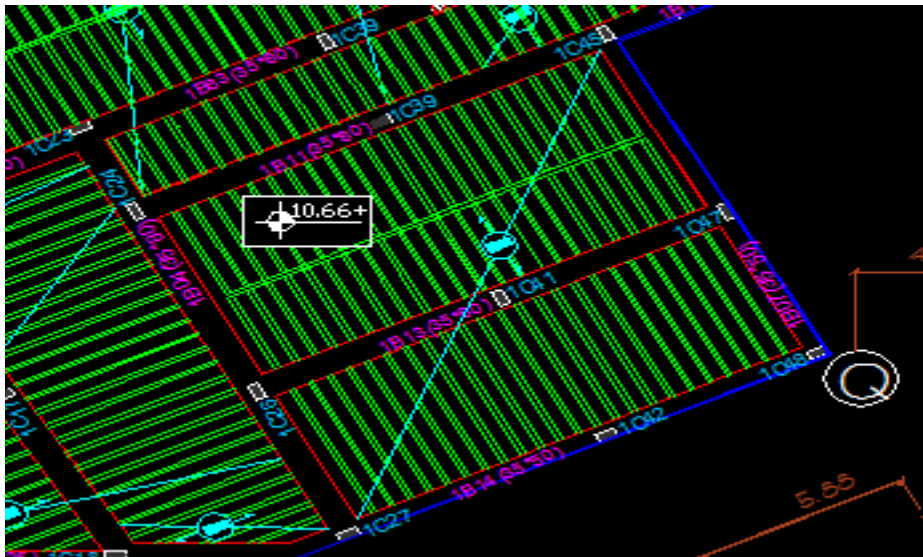


Fig.(4-4) Rib location.

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

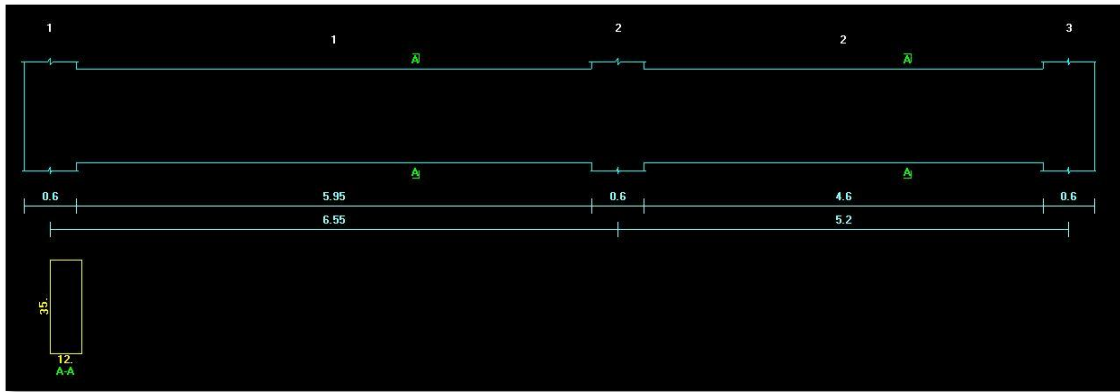
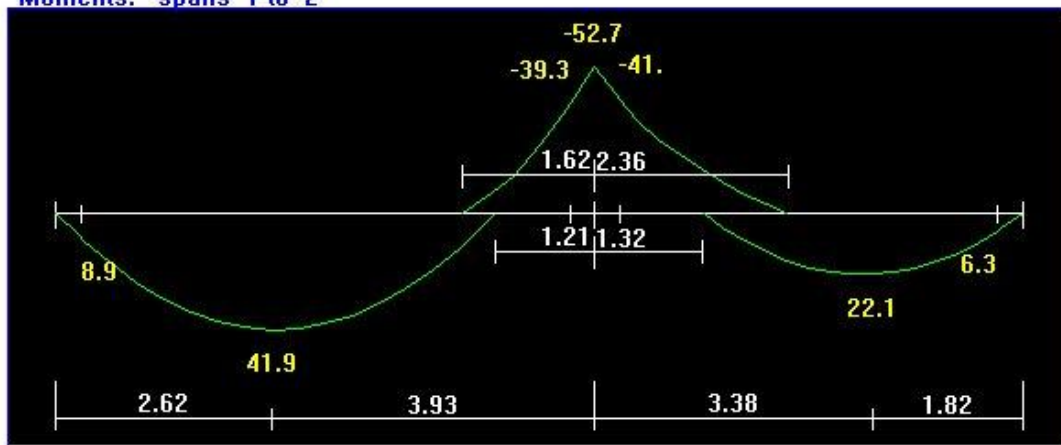


Fig. (4 - 5) Spans length and section of rib (R004).

Moments: spans 1 to 2



Shear

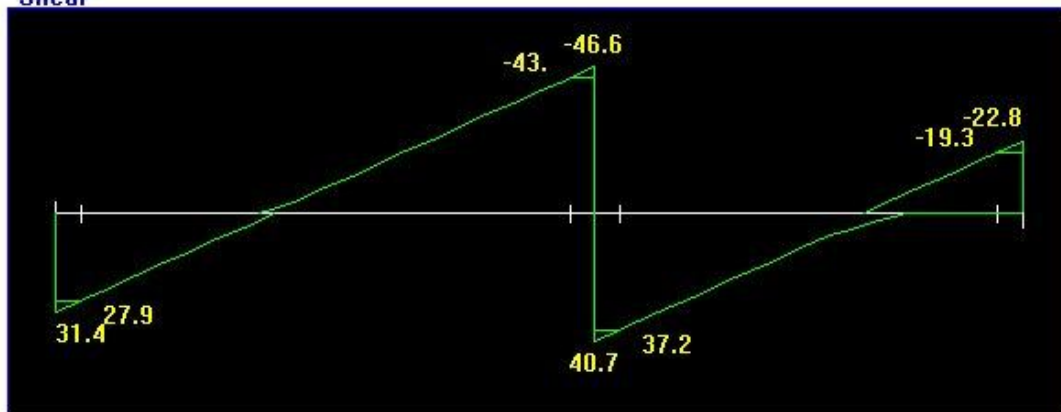


Fig. (4 - 6) Moment diagram for rib (R004)-(KN.m).

Reactions		
Factored		
Dead R	19.68	56.38
Live R	11.73	30.88
Max R	31.4	87.26
Min R	18.73	69.34
Service		
Dead R	16.4	46.98
Live R	7.33	19.3
Max R	23.72	66.28
Min R	15.8	55.09

Fig. (4 - 7) Shear and reaction diagram for rib (R004)-(KN).

4.6.1 Design of Rib (R004) Positive Moment:

$$M_n = 0.85 * f'_c * b * h_f * (d - h_f/2)$$

$$M_n = 0.85 * 24 * 520 * 80 * (314 - 40) = 232.53 \text{ kN.m}$$

$$M_n >> M_u / \phi = 41.9 / 0.9 = 46.55 \text{ kN.m}$$

Design section as rectangular

Assume bar diameter $\Phi 12$ for main positive moment reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - 6 = 314 \text{ mm.}$$

» **Mu max positive for span = +41.9 kN.m**

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{41.9 * 10^6}{0.9 * 520 * 314^2} = 0.908 \text{ MPa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f'_c} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.908 * 20.588}{420}} \right)$$

$$= 0.00212$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00212 * (520) * (314) = 346.15 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \text{min}}$:

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * (b_w) * (d) \text{ ACI-318-14}$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * (120) * (314) = 109.88 \text{ mm}^2.$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{(f_y)}(b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420}(120) (314) = 125.6 \text{ mm}^2. \quad \text{- Control}$$

$$A_s = 346.15 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 125.6 \text{ mm}^2$$

Use 2Φ16 with $A_s = 402.12 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 346.15 \text{ mm}^2$. -OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{402.12 * 420}{0.85 * 24 * 520} = 15.92 \text{ mm}$$

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

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{314-18.73}{18.73}\right) = 0.047 > 0.005$$

Ok...

4.6.2 Design of Negative Moment for (Rib004):

The maximum negative moment at the face of support $M_u = -41 \text{ kN.m}$

Assume bar diameter Φ12 for main negative moment reinforcement.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - 6 = 314 \text{ mm.}$$

$$m = 20.588$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{41 * 10^6}{0.9 * 120 * 314^2} = 3.850 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.850 * 20.588}{420}}\right)$$

$$= 0.0102$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.0102 * (120) * (314) = 386.17 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \min}$:

$$A_{smin} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} * (b_w) * (d) \text{ ACI-318-14}$$

$$A_{s \min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * (120) * (314) = 109.88 \text{ mm}^2.$$

$$A_{smin} = \frac{1.4}{(f_y)}(b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 \text{ mm}^2. \quad - \text{Control}$$

$$A_s = 386.17 \text{ mm}^2 > A_{s, min} = 125.6 \text{ mm}^2$$

Use 2Φ16 with $A_s = 402.12 \text{ mm}^2 > A_{s req} = 386.17 \text{ mm}^2$. -OK

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{402.12 * 420}{0.85 * 24 * 120} = 68.99 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{0.85} = \frac{68.99}{0.85} = 81.16 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{313-81.16}{81.16}\right) = 0.0085 > 0.005 \text{ Ok...}$$

4.6.3 Design of shear for rib (004):

ACI – 318 – Categories for shear design:

The maximum shear force at the distance d from the face of support

$$V_{u \max} = 43 \text{ kN}$$

Use Φ8 with two legs

$$V_c = (1.1) * \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = (1.1) * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 120 * 314 * 10^{-3} = 33.842 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * 33.84 = 25.38 \text{ KN.}$$

$$V_{s \min} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 120 * 314 * 10^{-3} = 11.53 \text{ KN}$$

$$V_{s \min} = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 120 * 314 * 10^{-3} = 12.56 \text{ KN ... control.}$$

$$1- \frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} * 25.38 = 12.69 \text{ KN} < V_{u \max} = 43 \text{ kN}$$

$$2- \Phi V_c = 25.38 \text{ KN} < V_{u \max} = 43 \text{ kN ... control}$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = 12.69 \text{ KN} < V_{u \max} = 43 \text{ kN}$$

No shear reinforcement is provided.

But used Minimum shear reinforcement.

$$\text{Use 2 legs } \Phi 8 : A_{v \text{ provided}} = 2 * 50 = 100 \text{ mm}^2.$$

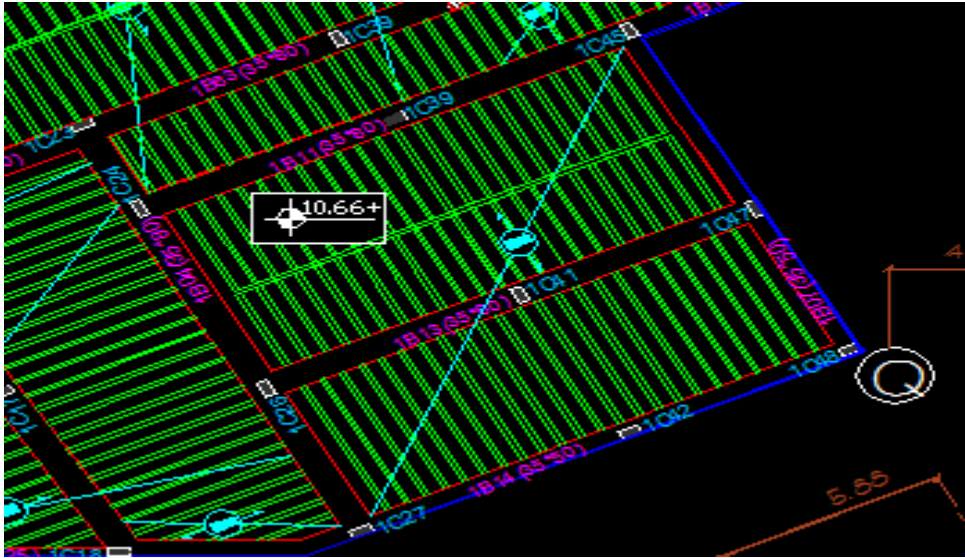
$$S_{\text{req}} = \frac{3A_v * f_y t}{b_w} = \frac{3 * 100 * 420}{120} = 1050 \text{ mm.}$$

$$S_{\text{req}} = \frac{16A_v * f_y t}{b_w * \sqrt{f'_c}} = \frac{16 * 100 * 420}{120 * \sqrt{24}} = 1143 \text{ mm.}$$

$$S_{\max} \leq \frac{d}{2} = \frac{314}{2} = 157 \quad \dots \text{control} \dots S_{\max} \leq 600 \text{ mm.}$$

Select 2 legs $\Phi 8 @ 150 \text{ mm.} < S_{\max} = 157 \text{ mm}$

4.7: Design Of beam (0B13) :-



Fig(4 -8) location of beam (0B13).

4.7.1 Load calculation of beam (0B13) :

The distribution Dead load and live loads acting upon the Beam 13 can be defined from the support reactions of the rib R004.

Dead load calculation :

From R004 :

$$W_{DL \text{ from rib R004}} = \frac{56.38}{0.52} = 108.42 \text{ KN/m.} \quad \text{on all span}$$

b= 1m -- then the own weight of the beam and the weight of the layer

Dead load from:	$\rho * b * h$	KN/m
Tiles	$0.03 * 23 * 1 =$	0.69
Mortar	$0.03 * 22 * 1 =$	0.66
Coarse sand	$0.07 * 17 * 1 =$	1.19
RC Beam	$0.45 * 25 * 1 =$	11.25
Plaster	$0.03 * 22 * 1 =$	0.66
Interior Partitions	$2.3 * 1 =$	2.3
Σ		16.75

So total factor dead load for all spans = $108.42 + 1.2 * 16.75 = 128.52 \text{ KN/m}$

Live load calculation :

From R004 :

$$W_{LL \text{ from rib R004}} = \frac{30.88}{0.52} = 59.38 \text{ KN/m. on all span}$$

So total factor live load for all spans = $59.38 + 1.6 * 5 = 67.38 \text{ KN/m}$

From use atir program we find the envelop moment and shear diagram .

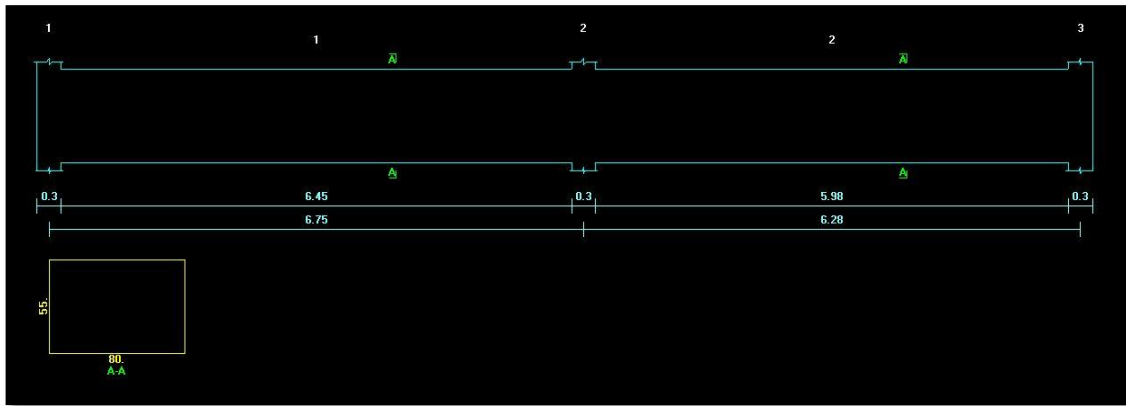
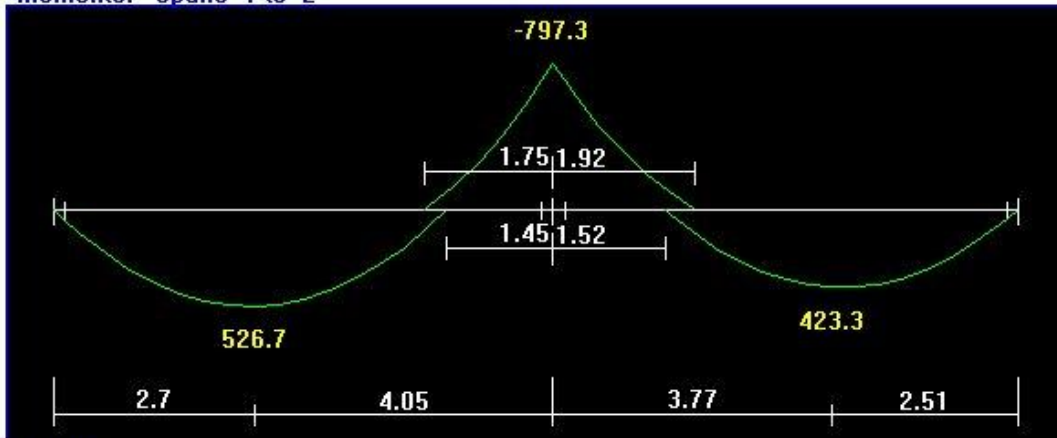


Fig.(4 – 9) spans and section of beam (0B13)

Moments: spans 1 to 2



Shear

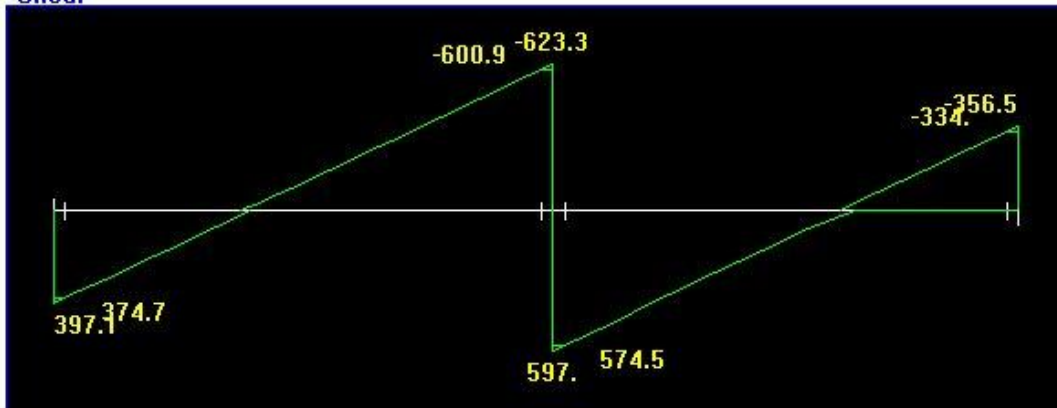


Fig. (4 - 10) Moment diagram for Beam (0B13)-(KN.m).

Reactions		
Factored		
Dead R	313.1	277.5
Live R	84.05	79.01
Max R	397.15	356.5
Min R	303.03	264.06
Service		
Dead R	60.92	231.25
Live R	52.53	49.38
Max R	113.45	280.63
Min R	254.62	222.85

Fig. (4 - 11) Shear and reaction diagram for Beam (OB13)- (KN.m).

b =100cm h = 45 cm

Use $\Phi 20$ with area $A_s = 314.15 \text{ mm}^2$,

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 450 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 392 \text{ mm.}$$

Check singly section or doubly section:

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

$$c = 3/7 * d = (3/7) * 392 = 168 \text{ mm}$$

$$a = 0.85 * c = 0.85 * 168 = 142.8 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.65 * \frac{250}{3} * (0.004 - 0.002) = 0.82 Mn_{\max}$$

$$= 0.85 * 24 * 1000 * 142.8 * (392 - 14.8/2) * 10^{-6} = 933.95 \text{ KN .m}$$

$$\phi Mn_{\max} = 0.82 * 933.95 = 765.84 \text{ KN .m} > Mu_{\max} = 526.7 \text{ KN .m}$$

The section must be designed as singly section.

4.7.2: Design of positive moment for beam(0B13) :Mu= 526.7KN.m for span 1.

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{d_b}{2} = 450 - 40 - 8 - \frac{20}{2} = 392 \text{ mm.}$$

$$m = 20.588$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{526.7 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1000 \cdot 392^2} = 3.808 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n \cdot m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 3.808 \cdot 20.588}{420}} \right)$$

$$= 0.0101$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0101 \cdot (1000) \cdot (392) = 3968.03 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \min}$:

$$A_{s \min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot (b_w) \cdot (d) \text{ ACI-318-14}$$

$$A_{s \min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot (1000) \cdot (392) = 1143.09 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} (b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} (1000) (392) = 1306.67 \text{ mm}^2. \quad \text{- Control}$$

$$A_s = 3968.03 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 1306.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{Then } A_s = 3968.03$$

$$\text{No. of bar} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\text{bar}} \phi 20} = \frac{1306.67}{314.2} = 12.62$$

Use 13 ϕ 20 in one layer with $A = 4084.07 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 3968.03 \text{ mm}^2$. -OK

*Check for spacing between bars:

$$s = \frac{1000 - 40 \cdot 2 - 2 \cdot 8 - 13 \cdot 20}{12} = 53.66 \text{ mm}$$

$$S = 53.66 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \text{.....OK}$$

$$S > d_b = 20 \text{ mm} \quad \text{.....OK}$$

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{4084.07 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 1000} = 84.08 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{84.08}{0.85} = 98.92 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{392-98.92}{98.92}\right) = 0.0088 > 0.005 > 0.004 \text{ Ok...}$$

Positive moment Mu= 432.3KN.m for span 2 .

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{432.3 * 10^6}{0.9 * 1000 * 392^2} = 3.125 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 3.125 * 20.588}{420}}\right) = 0.008$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.008 * (1000) * (392) = 3179.12 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \min}$:

$$A_{s \min} = 0.25 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * (b_w) * (d) \text{ ACI-318-14}$$

$$A_{s \min} = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * (1000) * (392) = 1143.1 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{f_y} (b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} (1000) (392) = 1306.7 \text{ mm}^2. \quad \text{- Control}$$

$$A_s = 3179.12 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 1306.7 \text{ mm}^2 \quad \text{OK.}$$

$$\text{No. of bar} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\text{bar}} \phi} = \frac{3179.12}{314.2} = 10.11$$

Use 11 $\Phi 20$ in one layer with $A = 3455.75 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 3179.12 \text{ mm}^2$. -OK

*Check for spacing between bars:

$$s = \frac{1000 - 40 * 2 - 2 * 8 - 11 * 20}{10} = 68.4 \text{ mm}$$

$$S = 68.4 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \text{.....OK}$$

$$S > d_b = 20 \text{ mm} \quad \text{.....OK}$$

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3455.75 * 420}{0.85 * 24 * 1000} = 71.14 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{71.14}{0.85} = 83.70 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003 * \left(\frac{392-83.70}{83.70}\right) = 0.011 > 0.005 > 0.004 \text{ Ok...}$$

4.7.3 : Design of negative moments for beam (0B13) Mu= (-797.3) KN.m for support 3.

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi b d^2} = \frac{797.3 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 1000 \cdot 392^2} = 5.765 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n \cdot m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5.765 \cdot 20.588}{420}} \right)$$

$$= 0.0165$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0165 \cdot (1000) \cdot (392) = 6485.21 \text{ mm}^2$$

*Check for $A_{s, \min}$:

$$A_{s \min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot (b_w) \cdot (d) \text{ ACI-318-14}$$

$$A_{s \min} = 0.25 \cdot \frac{\sqrt{24}}{420} \cdot (1000) \cdot (392) = 1143.1 \text{ mm}^2.$$

$$A_{s \min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w) (d)$$

$$A_s = \frac{1.4}{420} (1000) (392) = 1306.7 \text{ mm}^2. \quad \text{- Control}$$

$$A_s = 6485.21 \text{ mm}^2 > A_{s, \min} = 136.7 \text{ mm}^2 \quad \text{OK..}$$

$$\text{No. of bar} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{\text{bar}} \Phi 18} = \frac{6485.21}{314.2} = 20.6$$

Use 21Φ20 in tow layer with $A = 6597.34 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 6485.21 \text{ mm}^2$. -OK

*Check for spacing between bars:

$$s = \frac{1000 - 40 \cdot 2 - 2 \cdot 8 - 11 \cdot 20}{10} = 68.4 \text{ mm}$$

$$S = 68.4 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \text{.....OK}$$

$$S > d_b = 20 \text{ mm} \quad \text{.....OK}$$

* Check for Strain:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{6597.34 \cdot 420}{0.85 \cdot 24 \cdot 1000} = 135.82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{135.82}{0.85} = 159.79 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \cdot \left(\frac{d-c}{c} \right) = 0.003 \cdot \left(\frac{392-159.79}{159.79} \right) = 0.00435 > 0.005 > 0.004 \text{ Ok...}$$

4.7.4 Design of shear for Beam (0B13) :

ACI – 318 – Categories for shear design: critical section of distance $d = 392\text{mm}$ from the face of support.

$$V_u \text{ critical} = 600.9\text{kN} \quad \text{at support 2.}$$

Use $\Phi 8$ with 2 legs

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 392 * 10^{-3} = 320.07 \text{ KN}$$

Check for section dimension:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{600.9}{0.75} - 320.07 = 481.13 \text{ KN}$$

$$V_{s \text{ max}} = \frac{3}{2} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 392 * 10^{-3} = 1280.30 \text{ KN}$$

$V_s < V_{s \text{ max}}$ --- the section is large enough.

Find the maximum stirrups spacing:

$$V'_s = \frac{1}{3} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 392 * 10^{-3} = 640.13 \text{ KN}$$

$V_s < V'_s$ then

$$S_{\text{max}} \leq 600\text{mm} \quad \text{or} \quad S_{\text{max}} \leq \frac{d}{2} = \frac{392}{2} = 196 \text{ mm}$$

Check for $V_{s \text{ min}}$:

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 1000 * 392 * 10^{-3} = 120.02 \text{ KN} \dots \text{control} \dots$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 1000 * 392 * 10^{-3} = 130.7 \text{ KN}$$

$$\Phi(V_c + V_{s \text{ min}}) = 0.75 (320.07 + 130.7) = 338.1 \text{ KN}$$

$$\Phi(V_c + V'_s) = 0.75 (320.07 + 640.13) = 720.15 \text{ KN}$$

$$\Phi(V_c + V_{s \text{ min}}) = 338.1 \leq V_u = 600.9 \leq \Phi(V_c + V'_s) = 720.13$$

$$\text{Or} \quad V_{s \text{ min}} = 120.02 \leq V_s = 345.13 \leq V'_s = 640.13$$

Then it **case IV**

Use stirrups (2 legs stirrups) $\Phi 8$

With $A_v = 2 * 50.27 = 100.54 \text{ mm}^2$.

$$\rho S_{\text{req}} = \frac{A_v f_{yt} * d}{V_s} = \frac{100.54 * 420 * 392 * 10^{-3}}{345.13} = 47.96 \text{ mm}$$

$$S_{req} < S_{max} = 196 \text{ mm}$$

Take (2 legs stirrups) $\Phi 8$ @ 50 mm $< S_{req} < S_{max}$ for 0.75 m from support then used (2 legs stirrups) $\Phi 8$ @ 100 mm $< S_{max}$

$$V_u \text{ critical} = 374.7 \text{ kN at support 1.}$$

Use $\Phi 8$ with 2 legs

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 392 * 10^{-3} = 320.07 \text{ KN}$$

Check for section dimension:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{374.7}{0.75} - 320.07 = 179.53 \text{ KN}$$

$$V_{s \text{ max}} = \frac{3}{2} * \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{2}{3} * \sqrt{24} * 1000 * 392 * 10^{-3} = 1280.30 \text{ KN}$$

$V_s < V_{s \text{ max}}$ --- the section is large enough.

Then it **case II**

$$\frac{A_v, \text{min}}{s} = \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * \frac{b_w}{f_{yt}} \geq \frac{1}{3} * \frac{b_w S}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_v, \text{min}}{s} = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * \frac{120}{420} \geq \frac{1}{3} * \frac{120}{420}$$

$$0.087 < 0.095$$

$$\frac{A_v, \text{min}}{s} = 0.095$$

Use stirrups (2 legs stirrups) $\Phi 8$

$$\text{With } A_v = 2 * 50.27 = 100.54 \text{ mm}^2.$$

$$S = 1055.65 \text{ mm}$$

$$S \leq 600 \quad \text{or} \quad S \leq \frac{d}{2} = \frac{392}{2} = 196 \text{ mm}$$

Take (2 legs stirrups) $\Phi 8$ @ 150 mm $< S_{req} < S_{max}$ for 0.75 m from support then used (2 legs stirrups) $\Phi 8$ @ 150 mm $< S_{max}$

4.8 Design of two way- ribbed slab (R126):-

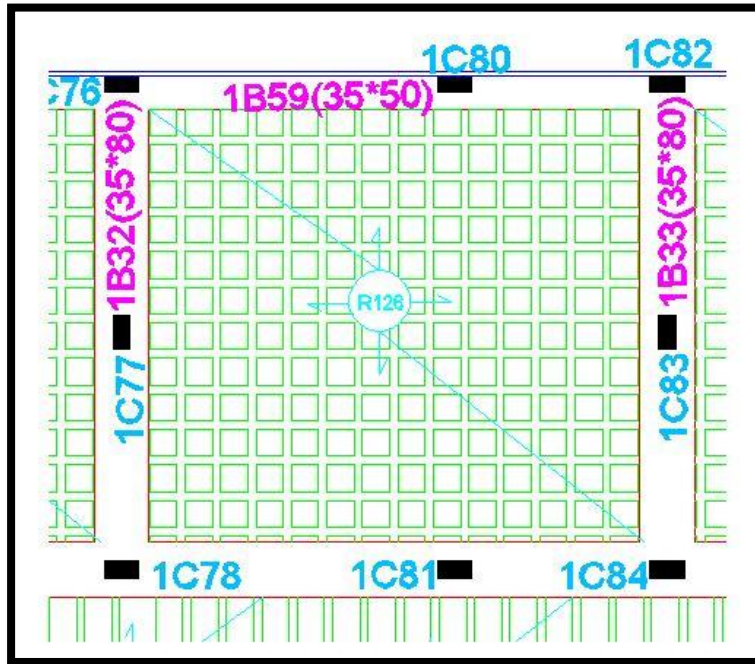


Fig. (4-12): Two – way Ribbed Slab R126

Material :-

concrete B300 $F_c' = 24 \text{ N/mm}^2$
 Reinforcement Steel $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

$$W_D = 1.2 \times 8.1 = 9.72 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_L = 1.6 \times 5 = 8 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{\text{total}} = 9.72 + 8 = 17.72 \text{ KN/m}^2.$$

4.8.1 Moments calculations:

$$M_a = C_a \times W \times L_a^2 \times b_f, \quad b_f = 52 \text{ cm}$$

$$M_b = C_b \times W \times L_b^2 \times b_f, \quad b_f = 62 \text{ cm}$$

$$\frac{l_a}{l_b} = \frac{6.9}{7.7} = 0.90 \quad \text{Case (1)}$$

» Positive moments : (Table2+ Table 3) :

$$C_{a,D} \left(\frac{l_a}{l_b} = 0.9 \right) = 0.045$$

$$M_{a, \text{pos}, D} = 0.045 \times 9.72 \times 6.9^2 \times 0.52 = 10.83 \text{ KN.m}$$

$$C_{a, L} \left(\frac{l_a}{l_b} = 0.9 \right) = 0.045$$

$$M_{a, \text{pos}, L} = 0.045 \times 8 \times 6.9^2 \times 0.52 = 8.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{a, \text{pos}} = M_{a, \text{pos}, D} + M_{a, \text{pos}, L} = 10.83 + 8.91 = 19.74 \text{ kN.m}$$

$$C_{b, D} \left(\frac{l_a}{l_b} = 0.9 \right) = 0.029$$

$$M_{b, \text{pos}, D} = 0.029 \times 9.72 \times 7.7^2 \times 0.62 = 10.36 \text{ KN.m}$$

$$C_{b, L} \left(\frac{l_a}{l_b} = 0.9 \right) = 0.029$$

$$M_{b, \text{pos}, L} = 0.029 \times 8 \times 7.7^2 \times 0.62 = 8.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{b, \text{pos}} = M_{b, \text{pos}, D} + M_{b, \text{pos}, L} = 10.36 + 8.53 = 18.89 \text{ kN.m}$$

» Negative moment at Discontinuous edges = $\left(\frac{1}{3} \times \text{positive moment}\right)$

$$M_{a, \text{neg}} = \frac{1}{3} \times 19.74 = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{b, \text{neg}} = \frac{1}{3} \times 18.89 = 6.3 \text{ KN.m}$$

4.8.2 Design of flexure:-

4.8.2.1 Design of positive moment :-

» Short direction

$$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - (\text{diameter of bar} / 2) \\ = 350 - 20 - 8 - 12/2 = 316 \text{ mm.}$$

$$b_E \leq \frac{1}{2} * \text{clear span} + b_w = 0.5 \times 400 + 120 = 520 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$$

$$\leq \text{Span} / 4 = 6900 / 4 = 1725 \text{ mm.}$$

$$\leq (16 \times t_f) + b_w = (16 \times 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow b_E = 520 \text{ mm.}$$

Maximum positive moment $M_u^{(+)} = 19.74 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow M_{nf} = 0.85 f'_c * b_E * t_f * \left(d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 * 24 * 0.52 * 0.08 * \left(0.316 - \frac{0.08}{2} \right) * 10^3 = 234.22 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 \times 234.22 = 210.8 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \phi M_{nf} = 210.8 \text{ KN.m} > M_{u \text{ max}} = 19.74 \text{ KN.m.}$$

∴ Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 19.74 / 0.9 = 21.9 \text{ KN.m.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{21.9 \cdot 10^6}{520 \cdot 316^2} = 0.422 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.422 \cdot 20.59}{420}} \right) = 0.00102 .$$

$$\rightarrow A_{s_{req}} = \rho \times b_E \times d = 0.00102 \times 520 \times 316 = 166.85 \text{ mm}^2 .$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 (f_y)} \times b_w \times d \geq \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{\sqrt{24}}{4 \cdot 420} \times 120 \times 316 \geq \frac{1.4}{420} \times 120 \times 316$$

$$= 110.58 \text{ mm}^2 < 126.4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Larger value is control.}$$

$$\rightarrow A_{s_{min}} = 126.4 \text{ mm}^2 < A_{s_{req}} = 166.85 \text{ mm}^2 .$$

$$\therefore A_s = 166.85 \text{ mm}^2 .$$

$$2 \text{ } \phi 12 \text{ with } A_s = 226.1 \text{ mm}^2 > A_{s_{req}} = 166.85 \text{ mm}^2 \dots \text{OK.}$$

∴ Use 2 ϕ12

→ Check for strain:-($\epsilon_s \geq 0.005$)

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$226.1 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 8.95 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{8.95}{0.85} = 10.53 \text{ mm}$$

× Note: $f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$

$$\epsilon_s = \frac{d \cdot 0.003}{c} - 0.003$$

$$= \frac{316 \cdot 0.003}{10.53} - 0.003 = 0.087 > 0.005$$

$$\therefore \phi = 0.9 \dots \text{OK.}$$

»Long direction

$d = \text{depth} - \text{cover} - \text{diameter of stirrups} - \text{diameter of bar} - (\text{diameter of bar} / 2)$

$$= 350 - 20 - 8 - 12 - 12/2 = 304 \text{ mm.}$$

$$b_E \leq \frac{1}{2} \times \text{clear span} + b_w = 0.5 \times 500 + 120 = 620 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Controlled.}$$

$$\leq \text{Span} / 4 = 7700 / 4 = 1925 \text{ mm.}$$

$$\leq (16 \times t_f) + b_w = (16 \times 80) + 120 = 1400 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow b_E = 620 \text{ mm.}$$

Maximum moment $M_u^{(+)} = 18.89 \text{ KN.m}$

$$\rightarrow M_{nf} = 0.85 f'_c \times b_E \times t_f \times \left(d - \frac{t_f}{2} \right)$$

$$= 0.85 \times 24 \times 0.62 \times 0.08 \times \left(0.304 - \frac{0.08}{2} \right) \times 10^3 = 267.13 \text{ KN.m}$$

$$\phi M_{nf} = 0.9 \times 267.13 = 240.42 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \phi M_{nf} = 240.42 \text{ KN.m} > M_{u \max} = 18.89 \text{ KN.m.}$$

∴ Design as rectangular section.

$$M_n = M_u / \phi = 18.89 / 0.9 = 20.99 \text{ KN.m.}$$

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

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{20.99 * 10^6}{620 * (304)^2} = 0.366 \text{ MPa}$$

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

$$= \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.366 * 20.59}{420}} \right) = 0.000879$$

$$\rightarrow A_s = \rho \times b_E \times d = 0.000879 \times 620 \times 304 = 165.75 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 165.75 \text{ mm}^2 > A_{s \min} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 2 \text{ } \phi 12 \text{ with } A_s = 226.2 \text{ mm}^2 > A_s = 165.75 \text{ mm}^2$$

∴ Use 2 $\phi 12$.

→ Check for strain: $(\epsilon_s \geq 0.005)$

Tension = Compression

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f'_c \times b \times a$$

$$226.2 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 620 \times a$$

$$a = 7.51 \text{ mm.}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.51}{0.85} = 8.83 \text{ mm} \quad \times \text{ Note: } f'_c = 24 \text{ MPa} < 28 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$\epsilon_s = \frac{d * 0.0003}{c} - 0.003$$

$$= \frac{304 * 0.003}{8.83} - 0.003 = 0.100 > 0.005$$

∴ $\phi = 0.9$ OK.

4.8.2.2 Negative moment at discontinuous edges:-

$$M_u^{(-)} = \left(\frac{1}{3} \times \text{positive moment} \right)$$

$$A_s = \frac{A_{pos}}{3} = \frac{226.1}{3} \text{ mm}^2 < A_{s \min} = 126.4 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s = A_{s \min} = 126.4 \text{ mm}^2$$

∴ Use 2 $\phi 10$

4.8.3 Design shear for two way- ribbed slab :

Case (1)

$$W_a = 0.60 \quad W_b = 0.40$$

$$\text{»total load on the panel being} = 7.7 \times 6.9 \times 17.72 = 941.5 \text{ KN}$$

»Load per rib at face of long beam is

$$V_{u, \text{face}} = 941.5 \times 0.6 \times .52 / (2 \times 7.7) = 19.07 \text{ KN} \quad \dots \text{ control}$$

»Load per rib at face of short beam is

$$V_{u, \text{face}} = 941.5 \times 0.4 \times .62 / (2 \times 6.9) = 16.92 \text{ KN}$$

The shear strength of one rib in slab is

$$V_c = (1.1) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = (1.1) \times \frac{1}{6} \times \sqrt{24} \times 120 \times 316 \times 10^{-3} = 34.06 \text{ KN}.$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 34.06 = 25.54 \text{ KN} .$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 0.5 \times 25.54 = 12.77 \text{ KN} .$$

$$\phi V_c = 25.54 \text{ KN} > V_u = 19.07 \text{ KN} > \frac{1}{2} \phi V_c = 12.77 \text{ KN}$$

No need for shear reinforcement

4.9 Design of Stair :

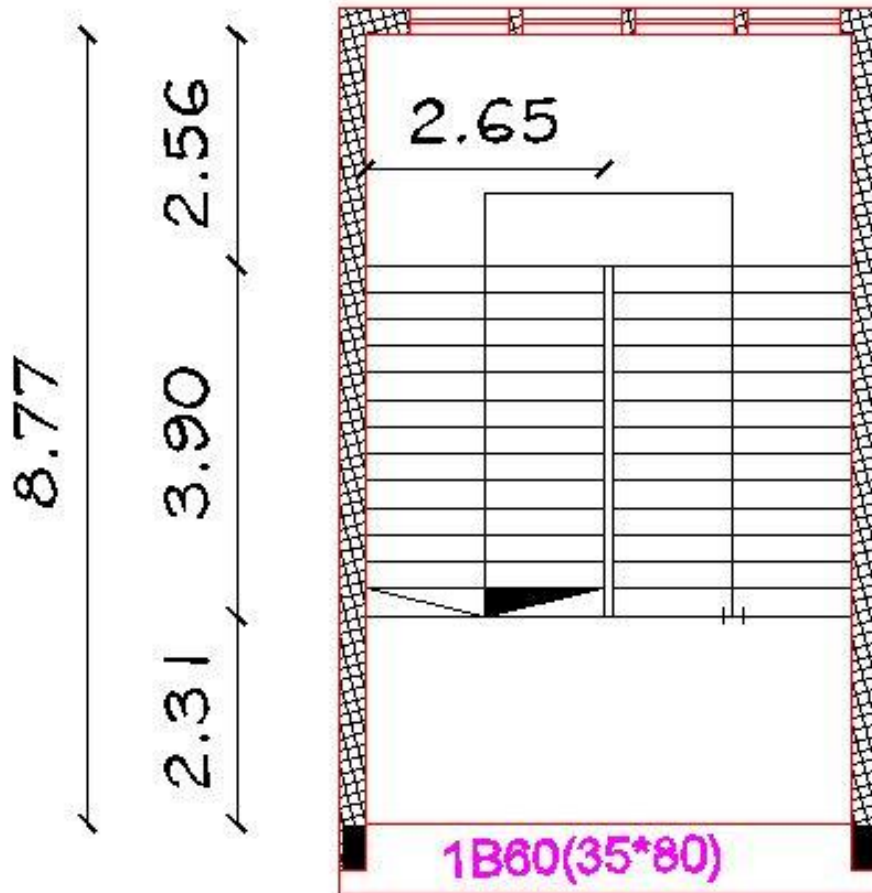


Figure (4-13) : stair layout

▲ Limitation of deflection :

$$h_{\min} = 8.77 / 28 = 31.32 \text{ cm}$$

select $h = 35 \text{ cm}$

$$\tan \phi = 15 / 30$$

$$\phi = 26.56$$

• **Design of flight :**

▲ **Flight Dead Load computation :-**

Table 4.4: Loading of Flight.

Plastering	$(0.03 * 22 * 1) / (\cos 26.56) = 0.738 \text{ KN/m}$
Concrete slab	$(0.35 * 25 * 1) / (\cos 26.56) = 9.78 \text{ KN/m}$
mortar	$22 * (0.15 + 0.3) * 1 / 0.3 * 0.02 = 0.66 \text{ KN/m}$
tiles	$27 * (0.15 + 0.35) / 0.3 * 0.03 * 1 = 1.35 \text{ KN/m}$
triangle concrete	$25 / 0.3 * (0.15 * 0.3 / 2) * 1 = 1.875 \text{ KN/m}$
$\Sigma =$	14.403 KN/m

▲ **landing Dead Load computation :-**

Table 4.5: Loading of Landing.

Plastering	$(0.03 * 22 * 1) = 0.66 \text{ KN/m}$
Concrete slab	$(0.35 * 25 * 1) = 8.75 \text{ KN/m}$
mortar	$0.02 * 22 * 1 = 0.44 \text{ KN/m}$
tiles	$0.03 * 22 * 1 = 0.66 \text{ KN/m}$
$\Sigma =$	10.51 KN/m

▲ **Flight live Load computation :**

$$\text{Live} = 5 \text{ KN/m}^2 * 1 = 5 \text{ KN/m}$$

▲ **Factored load :**

▲ **Flight Load computation :**

$$Q_u = 1.2 * DL + 1.6 * LL = 1.2 * 14.403 + 1.6 * 5 = 25.28 \text{ KN/m}$$

▲ **Landing Load computation :**

$$Q_u = 1.2 * DL + 1.6 * LL = 1.2 * 10.51 + 1.6 * 5 = 20.61 \text{ KN/m}$$

▲ Design of shear force :

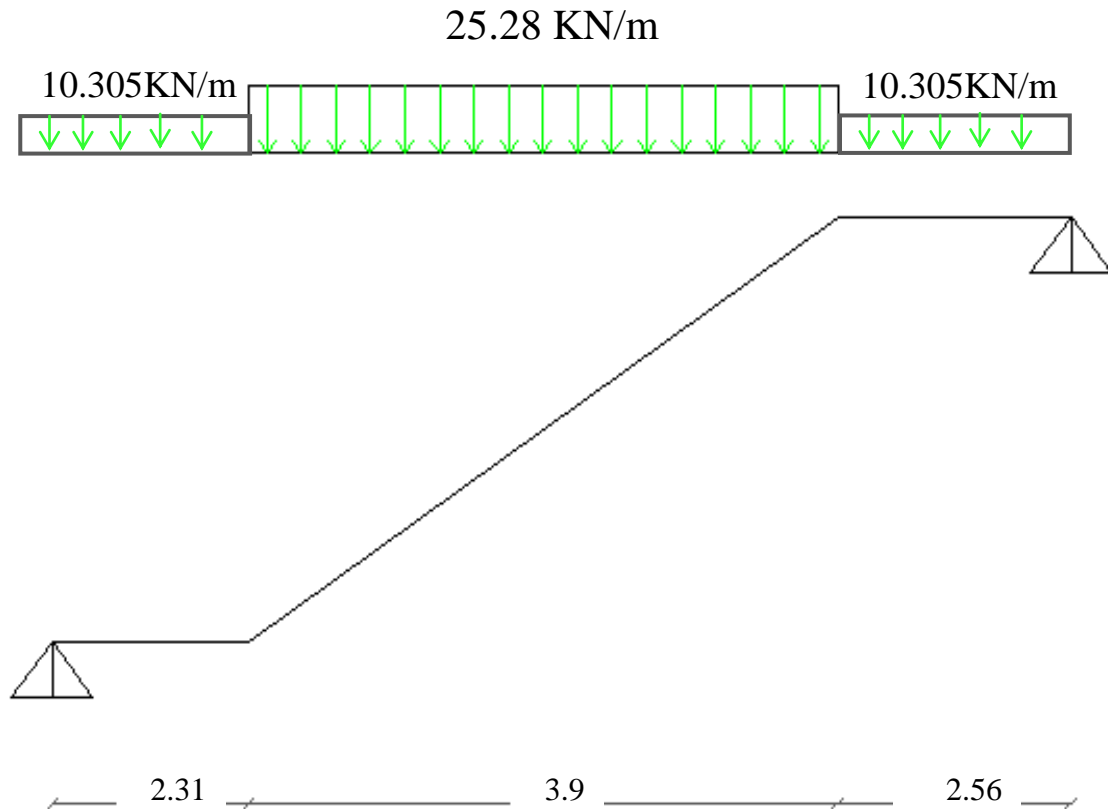


Figure (4-14) : flight system

$$\text{Max } V_u = 75.6768 \text{ KN}$$

Assume bar diameter $\varnothing 16$ for main reinforcement.

$$- d = 350 - 20 - 7 = 322 \text{ mm}$$

$$\varnothing * V_c = 0.75 * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d = 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} * 322 * 1000 =$$

$$= 197.18 \text{ KN/1m strip}$$

$$\text{Max } V_u = 75.6768 \text{ KN} < 0.5 \varnothing * V_c = 98.59 \text{ KN}$$

- The thickness is adequate enough

▲ Design of moment diagram :

$$\text{Max } M_u = 198.56 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$R_n = \frac{198.56 * 10^6 / 0.9}{1000 * (322)^2} = 2.127 \text{ MPa}, m = 20.6$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(2.127)}{420}} \right) = 0.00536$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.00536 * 100 * 32.2 = 17.25 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 35 = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$A_{s \text{ req}} > A_{s \text{ min}}$

select Ø16@10 cm

Tension = compression

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

$$2010 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 41.38 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{41.38}{0.85} = 48.68 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{322 - 48.68}{48.68} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0168 > 0.005$$

→

ok (Φ = 0.9)

• **Design of Landing :**

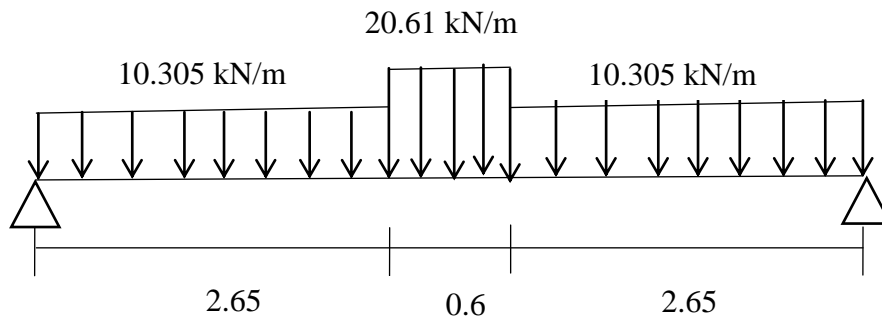


Figure (4-15): landing system

Max $M_u = 53.49 \text{ KN.m}$

$$R_n = \frac{M_n}{b * d^2}$$

$$R_n = \frac{53.49 * 10^6 / 0.9}{1000 * (322)^2} = 0.57 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.57)}{420}} \right) = 0.00137$$

$A_{s \text{ req}} = \rho * b * d = 0.00137 * 100 * 32.2 = 4.4114 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 35 = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{s \text{ req}} < A_{s \text{ min}}$

select $\text{Ø}10 @ 10 \text{ cm}$

** shrinkage and temperature reinforcement :

$$A_s = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 35 = 6.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

select Ø10@10 cm

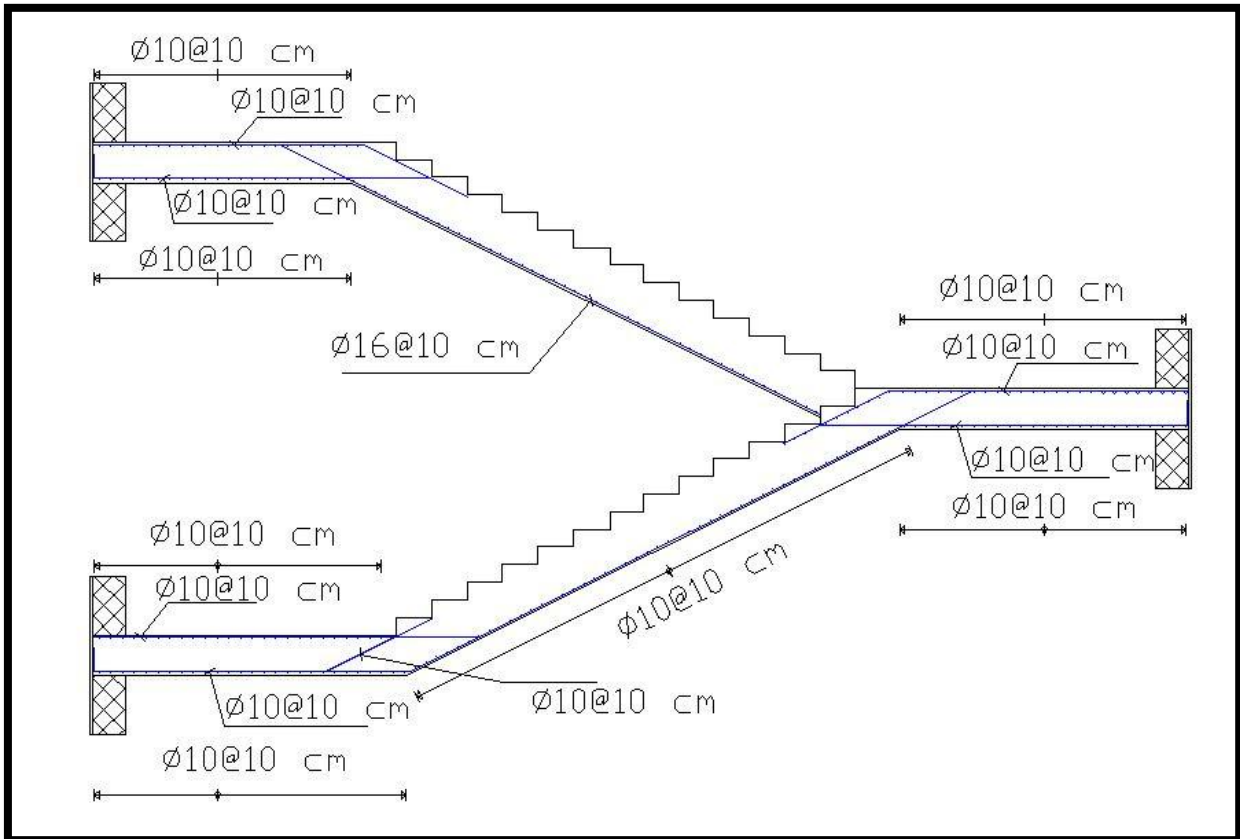


Figure (4-16) : stair reinforcement

4.10 Design of Column (C21) :

4.10.1 Load Calculation:

$$p_u = 2500 \text{KN}$$

$$p_{nreq} = \frac{2500}{0.65} = 3846.15 \text{KN}$$

$$Use \rho = \rho_g = 2\%$$

$$P_n = 0.8 * \{0.85 * f_c' * (A_g - A_s) + F_y * A_s\}$$

$$A_g = 169359.313 \text{mm}^2$$

Use $0.6 \times 0.3 \text{ m}$ with $A_g = 180000 \text{mm}^2 > A_{greq}$

4.10.2 Check Slenderness Effect:

- In 0.6m-Dirction

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$Lu = 4.18 \text{ m}$$

$$\frac{M1}{M2} = 1$$

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

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} < 40 \quad \dots\dots\dots \text{ACI} - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 4.180}{0.6 \times 0.3} = 23.22 > 22 < 40$$

\therefore long Coloumn in 0.6m:dirction

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \dots\dots\dots[ACI318 - 05]$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (1610)}{2500} = 0.77$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.6^3}{12} = 0.0054 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025 \times 0.0054}{1 + 0.77}$$

$$= 28.09 \text{ MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KLu)^2} \dots\dots\dots ACI318 - 05$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 28.09}{(1.0 \times 4.18)^2} = 15.87 \text{ MN.}$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M1}{M2} \right) \dots\dots\dots ACI318 - 14$$

$$Cm = 1 \dots\dots \text{According to ACI318 - 05}$$

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75P_c}} \geq 1.0 \dots\dots\dots ACI318 - 14$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{2.5}{0.75 \times 15.87}} = 1.26 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 600 = 33 \text{ mm}$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 33 * 1.26 = 41.77 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{41.77}{600} = 0.0696 < 0.1$$

Short(axial load by interaction diagram)

- In 0.30 m-Direction**

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

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$L_u = 4.18 \text{ m}$$

$$\frac{M_1}{M_2} = 1$$

$K=1$, According to ACI 318-02 (10.10.6.3) The effective length factor, k , shall be permitted to be taken as 1.0.

$$\frac{k l_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} < 40 \quad \dots\dots\dots ACI - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 4.18}{0.3 \times 0.6} = 23.22 > 22 < 40$$

\therefore long Column in 0.30m:direction

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad \dots\dots\dots [ACI 318 - 14]$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 DL}{P_u} = \frac{1.2 * (1610)}{2500} = 0.77$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.6 \times 0.30^3}{12} = 0.00135 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025 \times 0.00135}{1 + 0.77}$$

$$= 7.02 \text{ MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(K L_u)^2} \quad \dots\dots\dots ACI 318 - 14$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 7.02}{(1.0 \times 4.18)^2} = 3.96 \text{ MN.}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad \dots\dots\dots ACI 318 - 14$$

$$C_m = 1 \quad \dots\dots\dots \text{According to ACI 318 - 05}$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0 \quad \dots\dots\dots ACI 318 - 14$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{2.5}{0.75 \times 3.96}} = 6.3 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 300 = 24 \text{ mm}$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 24 \times 6.3 = 151.66 \text{ mm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{151.66}{300} = 0.505$$

$$\frac{\phi}{h} = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 25}{300} = 0.6$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = (1000 \times 2000 / 300 \times 600) \times 0.145 = .90 \text{ Ksi}$$

$$\rho_g = .015$$

$$A_s = \rho \times A_g = 0.015 \times 600 \times 300 = 2700 \text{ mm}^2$$

∴ use 4φ16

With $A_s = 3217 \text{ mm}^2 > 3150 \text{ ok}$.

- Check for spacing between the bar

$$S = \frac{600 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 6 \times 16}{5}$$

$$S = 80.8 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$\geq 1.5d_b = 24 \text{ mm OK}$$

4.10.3 Design of the Tie Reinforcement:

$S \leq 16 \text{ db}$ (longitudinal bar diameter).....ACI - 7.10.5.2

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

$S \leq \text{Least dimension}$.

$$\text{spacing} \leq 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6 \text{ cm}$$

$$\text{spacing} \leq 48 \times d_t = 48 \times 1.0 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{spacing} \leq \text{least.dim.} = 35 \text{ cm}$$

Use φ10 @ 20 cm

4.11 Design of Isolated footing (F1)

4.11.1 load calculation :

From column :

Service dead Load = 1610KN

Service live load = 680KN

Soil density = 18KN/m³ soil depth = 0.65m surcharge 5KN/m²

Allowable soil pressure = 450 KN/m²

Assume footing to be about (80cm) thick

$$A = \frac{\text{force service}}{q_{all,net}} = \frac{1610+680}{450-0.4*18-0.8*25-5} = 5.48 \text{ m}^2.$$

$$A = L^2 \rightarrow L = \sqrt{A} = 2.34 \text{ m} \quad \text{Take } L=2.40\text{m.}$$

***Depth of footing and shear design:

$$P_u = 1.2*1610 + 1.6*680 = 2500\text{KN}$$

$$q_u = \frac{2500}{2.4*2.4} = 434 \text{ KN/m}^2$$

4.11.2 shear Design : Check one-way shear (Beam shear)

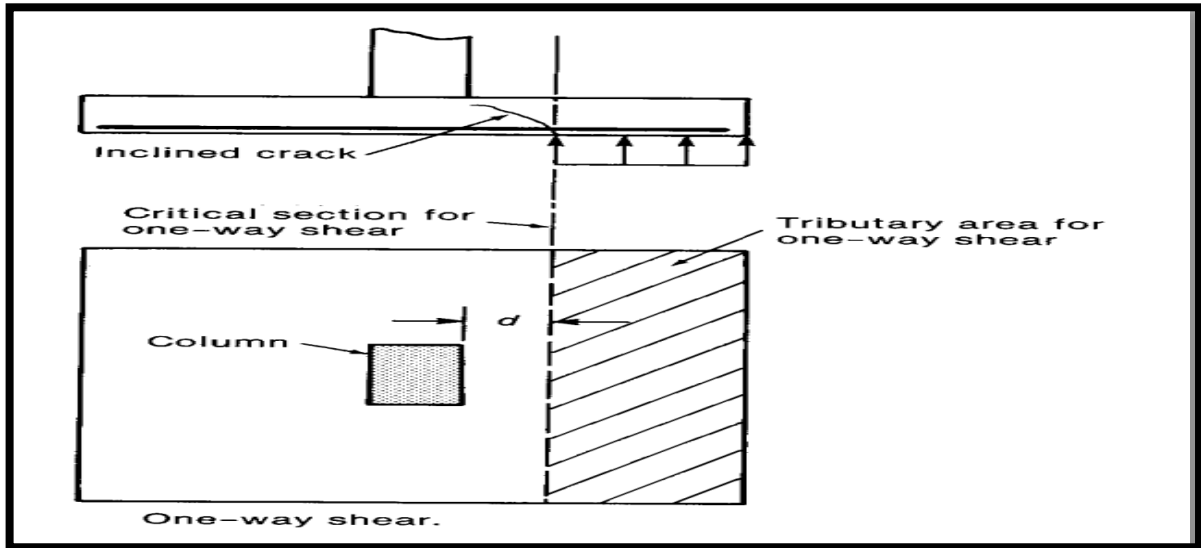


Figure (4-17): one way shear (beam shear for isolated footing)

V_u at distance d from the face of support :

$$V_u = q_u * b \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} - d \right) = 434 * 2.4 * \left(\frac{2.4}{2} - \frac{0.3}{2} - d \right) \quad \text{let } V_u = \Phi V_c, (\Phi=0.75)$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6} \right) \sqrt{f_c'} b_w * d = \left(\frac{1}{6} \right) * \sqrt{24} * 2400 * d$$

$$625 * 2 * \left(\frac{2}{2} - \frac{0.3}{2} - d \right) = 0.75 * \left(\frac{1}{6} \right) * \sqrt{24} * 2400 * d \quad \rightarrow d_{req} = 0.435$$

$$d_{aval} = 650 - 75 - 14 = 561\text{mm} \quad 0.561 > d_{req} = 0.435 \text{ m} \quad \dots \text{Ok}$$

check Tow – way shear (punching shear) :

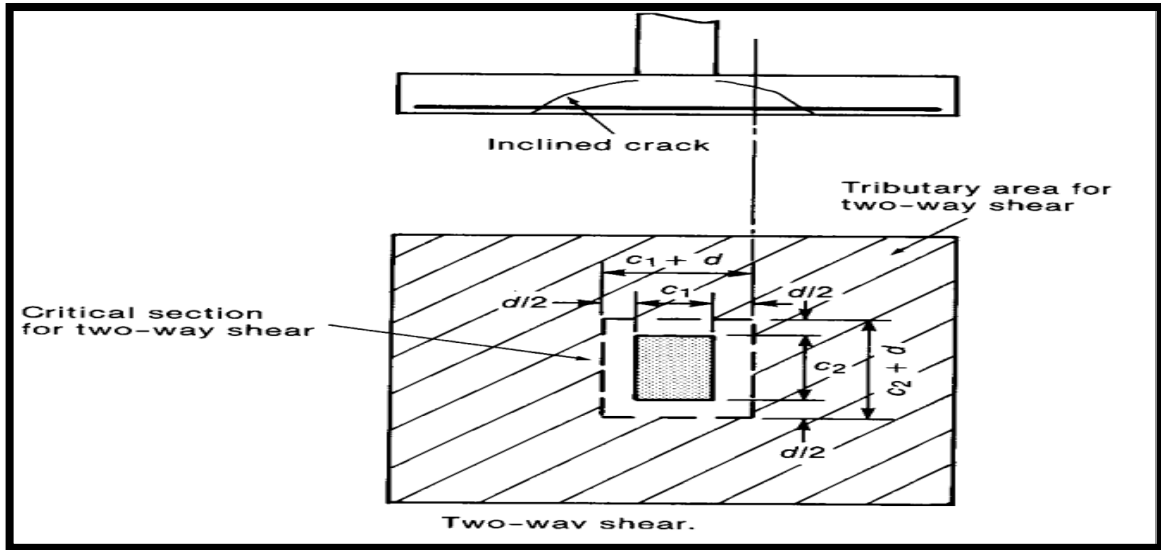


Figure (4-18): Tow- way shear (punching shear)

Let $V_u = \Phi V_c$, ($\Phi=0.75$)

$$V_u = 434 (2.40 \times 2.40 - (0.3 + 0.561)(0.6 + 0.561)) = 2068.44 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{600}{300} = 2.0, \quad b_0 = 2(0.6 + 0.561) + 2(0.3 + 0.561) = 4.044 \text{ m}$$

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right) \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f_c'} * b_0 * d \quad \text{where } \left(\frac{1}{6}\right) \left(1 + \frac{2}{2.0}\right) = 0.33$$

$$V_c = \left(\frac{1}{12}\right) * \left(\frac{a_s * d}{b_0} + 2\right) \sqrt{f_c'} * b_0 * d \quad \text{where } \left(\frac{1}{12}\right) * \left(\frac{40 * 0.561}{4.044} + 2\right) = 0.62$$

$$V_c = \left(\frac{1}{3}\right) \sqrt{f_c'} * b_0 * d \quad \text{where } \left(\frac{1}{3}\right) = 0.333 \quad \dots \text{Control}$$

$$V_c = 0.3 * \sqrt{24} * 4044 * 0.561 * 10^{-3} = 3334.27 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 3334.27 * 0.75 = 2500.70 \text{ KN} > V_u = 1875.236 \text{ KN} \dots \text{OK}$$

4.11.3 Design for flexural in both direction:

Take steel bars of $\Phi 14$

$$L = 2.40 \text{ m} \quad h = 650 \text{ mm} \quad d = 561 \text{ mm} \quad f_c' = 24 \text{ MPa} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{574.182 * 10^6}{0.9 * 2400 * 561^2} = 0.844 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}}\right) = \frac{1}{20.58} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.58 * 0.844}{420}}\right) = 0.00205$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00205 * (2400) * (561) = 2766.14 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 2000 * 650 = 2340 \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{s \text{ min}}$ not Ok

Use **18 $\Phi 14$** with $A_s = 2770.74 \text{ mm}^2$.

Step(s) is the smallest of :

$$(1) 3 * h = 3 * 650 = 1950 \text{ mm}$$

$$(2) 450 \text{ mm} \quad \dots \text{control}$$

4.11 Design of combined footing.F3

Table 4.5 : information about combined footing F3.

Col.	Dead load factor	Live Load fac.	Dead service	Live load service	Dim. Of column
C56	1932	1088	1610	680	60*30
C57	1932	1088	1610	680	60*30

$$\Sigma \text{Total}_{\text{service}} = 4580 \text{ KN}$$

4.11.1 Footing dimensions:

** Footing dim.

$$\Sigma M_{\text{col}}=0, x = \frac{(1610+680) * 1.7}{4580} = 0.85\text{m}$$

$$A = \frac{Pn}{qa_{\text{net}}} = \frac{4580}{450} = 10.17 \text{ m}^2.$$

$$A = BL \rightarrow \text{take } L = 3.2 \text{ m} \Rightarrow B = \frac{A}{L} = \frac{10.17}{3.2} = 3.2\text{m}$$

Take B=3.2 m

$$P_{1u} = 1.2 * 1610 + 1.6 * 680 = 3020 \text{ KN/m}$$

$$P_{2u} = 1.2 * 1610 + 1.6 * 680 = 3020 \text{ KN/m} \rightarrow \Sigma(P_{1u} + P_{2u}) = 6040 \text{ KN}$$

$$qu = \frac{6040}{(3.2 * 3.2)} = 589.84 \text{ KN/m}^2.$$

i. shear Design

One way shear (beam shear)

Assume h=80cm and steel bar of $\Phi 20$

$$d_{\text{avg}} = 800 - 75 - 20 = 705 \text{ mm}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * \left(\frac{1}{6}\right) * \sqrt{24} * 3200 * 705 * 10^{-3} = 1381.51 \text{ KN}$$

**At column(1) $p_{u1} = 3020 \text{ KN}$

$$V_u = 556.82 \text{ KN}$$

**At column (2) $p_{u2} = 3020 \text{ KN}$

$$V_u = 130.54 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 1381.51 \text{ KN} > V_{u\text{max}} = 556.82 \text{ KN} \quad \dots \text{OK}$$

Two – way (punshing shear)

**At colomn(1or 2) $p_{u1}=3020\text{KN}$

$$d = \frac{0.705}{2} = 0.3525\text{m} > 0.3\text{m}$$

$$\text{as edge } b_0 = 2(0.3 + 0.3 + \frac{0.705}{2}) + (0.6 + 0.705) = 3.21 \text{ m}$$

$$V_u = 3020 - 589.84(0.3 + 0.3 + \frac{0.705}{2}) * (0.6 + 0.705) = 2286.82 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{600}{300} = 2, \quad \alpha_s = 30 \quad \text{--edge column .}$$

$$\left(\frac{1}{6}\right)\left(1 + \frac{2}{1.25}\right) = 0.43$$

$$\left(\frac{1}{12}\right)\left(\left(\frac{30 * 0.755}{2.81}\right) + 2\right) = 0.83$$

$$\frac{1}{3} = 0.333 \text{---- control}$$

$$\Phi V_c = 0.75\left(\frac{1}{3}\right) * \sqrt{24} * 3210 * 705 * 10^{-3} = 2771.65 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 2771.65 \text{ KN} > V_u = 2286.82 \text{ KN} \quad \text{.....OK}$$

The thickness $h=80$ is adequate enough .

**At column (2) $p_{u2}=3020\text{KN}$

$$\frac{d}{2} = \frac{0.705}{2} = 0.3525\text{m} < 0.65 \text{ m}$$

two options punching action .

*as edge perimeter :

$$b_0 = 2(0.3 + 0.65 + \frac{0.705}{2}) + (0.6 + 0.705) = 3.91 \quad \text{.... Control}$$

*as interior perimeter

$$b_0 = 2(0.3 + 0.705) + 2(0.6 + 0.705) = 4.62 \text{ m}$$

$$V_u = 3020 - 589.84 * (0.65 + 0.3 + \frac{0.705}{2}) * (0.6 + 0.705) = 2017.41 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{600}{300} = 2.0 \quad \rightarrow \alpha_s = 30.$$

$$\frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{1}\right) = 0.5$$

$$\frac{1}{12} \left(\left(\frac{40 * 0.505}{4.015}\right) + 2\right) = 0.42$$

$$\frac{1}{3} = 0.33 \quad \text{--- control}$$

$$\Phi V_c = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) \sqrt{24} * 3910 * 705 * 10^{-3} = 3376.07 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = 3376.07 \text{ KN} > V_{\text{umax}} = 2017.4 \text{ KN}$$

OK... The thickness is adequate enough .

4.11.3 Flexural long –direction Mu=-1002.7KN.m

Take steel $\Phi 20 \rightarrow d = 800 - 20 - 75 = 705 \text{ mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{1002.7 * 10^6}{0.9 * 3200 * 705^2} = 0.700 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.700}{420}} \right) = 0.00169$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00169 * (3200) * (705) = 3812.64 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3200 * 800 = 4608 \text{ mm}^2$$

$$A_s < A_{s\text{min}} \quad \text{Ok} \quad \text{Take } A_{s\text{min}} = 4608 \text{ mm}^2.$$

Take 23 $\Phi 16$.

4.11.4 Design the flexural reinforcement in the transverse direction (transverse beams)

For column (1) under

$$2030 \setminus 3.2 = 943.75 \text{ kn} \setminus \text{m}$$

The maximum moment in this transfer beam at the face of column 1 is

$$943.7 * (3.2 \setminus 2 - .6 \setminus 2) = 797.42 \text{ kn.m}$$

$$d = 800 - 75 - 20 = 705 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{797.42 * 10^6}{0.9 * 3200 * 705^2} = 0.55 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n * m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.59 * 0.55}{420}} \right) = 0.00134$$

$$A_s = \rho * b * d = 0.00134 * (3200) * (705) = 3034.32 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 3200 * 800 = 4608 \text{ mm}^2$$

$$A_s < A_{s\text{min}} \text{ Ok} \quad \text{Take } A_s = 4608 \text{ mm}^2.$$

Take 23 $\Phi 16$.

$$S = \frac{3200 - 75 - 16 \cdot 23}{22} = 125.32 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

The factored load in column 2;

$$3020 \cdot 3.2 = 943.75 \text{ kN/m}$$

The maximum moment in this transfer beam at the face of column 2 is

$$943.7 \cdot (3.2 \cdot 2 - 0.6 \cdot 2) = 797.42 \text{ kN.m}$$

$$d = 800 - 75 - 20 = 705 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{797.42 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 3200 \cdot 705^2} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n \cdot m}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.59 \cdot 0.55}{420}} \right) = 0.00134$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.00134 \cdot (3200) \cdot (705) = 3034.32 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 3200 \cdot 800 = 4608 \text{ mm}^2$$

$$A_s < A_{smin} \text{ OK} \quad \text{Take } A_s = 4608 \text{ mm}^2.$$

Take 23Φ16.

$$S = \frac{3200 - 75 - 16 \cdot 23}{22} = 125.32 \text{ mm} < 450 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

4.11.5 Temperature :

$$A_{smin} = 0.0018 \cdot 1000 \cdot 800 = 1440 \text{ mm}^2.$$

Take 11Φ16 or Φ16@15cm < 45cmOK

4.12 Design of shear wall (SW2) :

$$h_w = 12.54 \text{ m} , L_w = 3.6 \text{ m}$$

$$d \leq 0.8 * L_w = 0.8 * 3.6 = 2.88 \text{ m} \dots \text{control}$$

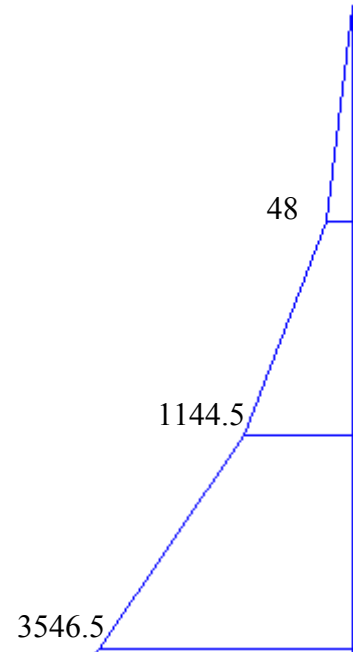
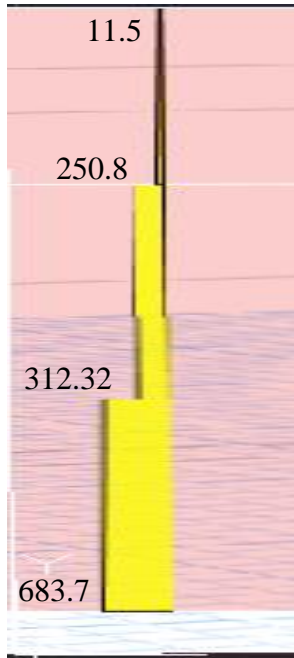


Figure (4-19) : Shear force & moment on the wall from ETABS

Control section from base

$$L_w/2 = 1.8 \text{ m} \dots \text{control}$$

- **Design horizontal reinforcement :**

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 200 \times 2880 = 470.3 \text{ KN}$$

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

$$N_u = 0.0 \text{ KN}$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 200 \times 2880}{4} + 0.0 = 705.4 \text{ KN}$$

$$Mu(1) = 3925.5 - (3925.5 - 1345.9) / 4.18 * 1.8 = 3582.65 \text{ kN.m}$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{f_c'}}{2} + \frac{l_w \left(\sqrt{f_c'} + \frac{2 \times N_u}{l_w \times h} \right)}{\left\langle \frac{Mu(1)}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{h \times d}{10}$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{3.6(\sqrt{24} + 0.0)}{\left\langle 10.88 - \frac{3.6}{2} \right\rangle} \right] \times \frac{200 \times 2880}{10} = 252.97 \text{ KN}$$

So thickness of wall is safe.

- **Design for horizontal reinforcement :**

$$A_{vh \text{ min.}} = 0.0025 * s * h$$

$$A_{vh} = 2 \Phi 10 = 158 \text{ mm}^2$$

$$\left(\frac{2 * 79}{s} \right) = 0.5$$

$$S = 316 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max}} \leq L_w / 5 = 3600 / 5 = 720 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

$$\leq 3 * h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

Take s = 300 mm < s max

Select $\Phi 12$ -30 cm

- **Design of Vertical reinforcement:-**

$$A_{vv} = \left\{ 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) * \left(\frac{A_{vh}}{S_2 * h} - 0.0025 \right) \right\} * s * h$$

$$A_{vh} = 2 \Phi 10 = 158 \text{ mm}^2$$

$$A_{vv} = \left\{ 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{12.54}{2} \right) * \left(\frac{2 * 79}{300 * 200} - 0.0025 \right) \right\} * s * 200$$

$$A_{vv} = 0.0025 * s * h$$

$$\left(\frac{A_{vv}}{s} \right) = 0.43$$

$$A_{vv} = 2 \Phi 14 = 308 \text{ mm}^2$$

$$S = 716.3 \text{ mm}$$

$$S_{\max} \leq L_w / 3 = 3600 / 3 = 1200 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

$$\leq 3 * h = 3 * 200 = 600 \text{ mm}$$

Take s = 250 mm < s max

Select $\Phi 14$ - 25 cm

• **Design of bending moment:**

$$C > \left(\frac{L_w}{0.007 * 600} \right) = \frac{3600}{4.2} = 857.1mm$$

$$\text{length of boundary element} = C - 0.1 \times L_w$$

$$\text{length of boundary element} = 857.1 - 0.1 \times 3600 = 497.1mm$$

$$C_w = \frac{C}{2.0} = \frac{857.1}{2.0} = 428.55mm$$

Select The boundary element = 500mm

$$A_{sv} = \frac{L_w}{s1} \times A_{sv} \longrightarrow = \frac{2 * 154}{250} \times 3600 = 4435mm^2$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + 0.85 * \beta * f_c * L_w * h / (A_s * F_y)}$$

$$\frac{Z}{L_w} = \frac{1}{2 + 0.85 \times 0.85 \times 24 \times 3600 \times 200 / (4435 \times 420)} = 0.115$$

$$M_{uv} = 0.9 \times F_y \times 0.5 \times A_s \times L_w \times \left(1 - \left(\frac{Z}{L_w} \right) \right)$$

$$M_{uv} = 0.9 * 420 * 0.5 * 4435 \times 3600 * (1 - (0.115)) = 824.3 KN.m$$

$$M_{uv} > M_u$$

So Boundary is not required .

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5

1.5 النتائج.

2.5 التوصيات

1.5 النتائج :-

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

- (1) إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .
- (2) إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .
- (3) التعرف على العناصر الإنشائية , وكيفية التعامل معها , ومع آلية عملها , وذلك ليتم تصميمها تصميماً جيداً يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

2.5 التوصيات :-

- (1) يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكامل 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.

الملاحق

Appendix (A)

Architectural Drawings

This appendix is an attachment with this project

Appendix (B)

Structural Drawings

This appendix is an attachment with this project

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

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

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$) 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 $1440\text{-}1920 \text{ kg/m}^3$, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

Table (5-1) 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	$l/180^*$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$l/360$
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) [†]	$l/480^{\ddagger}$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$l/240^{\S}$

* 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.

Table (5-2): MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

قائمة المصادر والمراجع

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

2. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE(ACI-318M-14).

3. Uniform Building Code (UBC-97).