

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى سكني في مدينة الخليل

فريق العمل
مجدي أسامة أحمر
محمد نعمان الزرو
"محمد الياس" العويوي

إشراف
د.نصر عبوشي

الخليل- فلسطين

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لمبنى سكني في مدينة الخليل

فريق العمل
"محمد الياس" العويوي محمد نعمان الزرو مجدي أسامة أحمر

إشراف
د.نصر عبوشي

الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع
التصميم الإنشائي لمبنى سكني في مدينة الخليل

أسماء الطلبة
مجدي أسامة أحمر
محمد نعمان الزرو
"محمد الياس" العويوي

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

توقيع المشرف

.....

توقيع اللجنة الممتحنة

.....

توقيع رئيس الدائرة

.....

الإهداء

إلى كل من رضي بالله ربا...وبالإسلام ديننا...ومحمد صلى الله عليه وسلم نبيا
ورسولا.....

إلى شهدائنا الغوالي.....شهداء فلسطين و خليل الرحمن....

إلى الآباء والأمهات الذين ربوا أبناءهم على مائدة القرآن الكريم....

إلى الباحثين عن المعرفة.....التواقين للحقيقة.....

إلى كل من ساهم في رقي مستوانا ورفع مدخراتنا المعرفية.....إلى كل أساتذتنا ومعلمينا

إلى كل من سألت من عينيه دمة حسرة وألم مما يعانيه شعبنا من آلام وجراح....إلى كل
هؤلاء....وإلى كل أبناء

فلسطين نهدي جهدنا

الشكر و التقدير

شكرنا وتقديرنا عام وخاص....

عام إلى كل من شار علينا ونصحننا وساعدنا.....

خاص إلى آبائنا وأمهاتنا.....

خاص إلى أساتذتنا ومعلمينا.....

خاص إلى مشرفنا.....

خاص إلى كل من أحب الخير لنا ولأمتنا.....

خاص إلى كل من ساعدنا ولو بجهد بسيط.....

التصميم الإنشائي لمبنى سكني في مدينة الخليل

فريق العمل:

"محمد الياس" العويوي

محمد نعمان الزرو

مجدي أسامة أحمر

جامعة بوليتكنك فلسطين - 2010م

إشراف:

د.نصر عبوشي

ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لأحد المباني السكنية والمقترح بناؤه على أرض في ضاحية الرامة - مدينة الخليل بحيث يشمل المشروع تصميم كافة التفاصيل الإنشائية اللازمة.

يتكون المبنى من خمسة طوابق مع طابق التسوية، ويتميز التصميم المعماري للمشروع بأنه تم بأسلوب يقوم على تعدد الكتل الفراغية وتوزيعها بشكل متناسق من الناحية الجمالية والوظيفية، إضافة إلى أنه تم الاهتمام من قبل المصمم المعماري عند توزيع الكتل بتوفير الراحة وسهولة وسرعة الوصول للمستخدمين، يتميز المبنى أيضا بوجود محال تجارية ومخازن وتكمن أهمية المشروع في تنوع العناصر الإنشائية في المبنى مثل الجسور والأعمدة و الجدران الإستنادية والبلاطات الخرسانية وغيرها.

سيتم التصميم - إن شاء الله - بناء على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI) وستتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائي مثل Atir و Staad Pro وسيتم الاطلاع على بعض مشاريع التخرج السابقة، وسيضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

The Structural Design of a Residential Building in Hebron

WORKING TEAM:

Mohammed Zaro

Mohammed Elias Ewaiwi

Majdi Ahmaro

Palestine Polytechnic University - 2010

SUPERVISOR:

DR.NASIR ABOUSHY.

Project Abstract

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

This building consists of 6 floors with basement floor and it contains unlimited activities. This building is reinforced concrete structure, and it will be designed according to ACI code.

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

فهرس المحتويات

رقم الصفحة	
i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	نسخة عن صفحة العنوان
iii	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج
iv	الإهداء
v	الشكر و التقدير
vi	ملخص المشروع باللغة العربية
vii	ملخص المشروع باللغة الإنجليزية
viii	فهرس المحتويات
	الفصل الأول : المقدمة
1	1.1 المقدمة
2	2.1 أهداف المشروع
2	3.1 مشكلة المشروع
3	4.1 حدود مشكلة المشروع
3	5.1 المسلمات
3	6.1 فصول المشروع
4	7.1 اجراءات المشروع
	الفصل الثاني : الوصف المعماري
5	1.2 مقدمة
6	2.2 لمحة عن المشروع
6	3.2 موقع المشروع
6	4.2 وصف المساقط الأفقية
8	1. طابق التسوية
8	2. الطابق الأرضي
9	3. الطوابق الأول والثاني والثالث و الرابع
10	5.2 وصف الواجهات
11	1. الواجهة الغربية الرئيسية
11	2. الواجهة الشمالية
12	3. الواجهة الجنوبية
13	4. الواجهة الشرقية
14	الفصل الثالث : الوصف الإنشائي
15	1.3 مقدمة
16	2.3 هدف التصميم الإنشائي
16	3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى
17	1.3.3 الأحمال
17	2.3.3 الأحمال الميتة
17	3.3.3 الأحمال الحية
18	4.3.3 الأحمال البيئية
18	1. الرياح

19	.2 الثلوج
19	.3 الزلازل
19	4.3 العناصر الإنشائية
19	1.4.3 العقدات
20	1.1.4.3 العقدات المصمتة
20	2.1.4.3 عقدات العصب ذاتالاتجاه الواحد
21	3.1.4.3 عقدات العصب ذات الإتجاهين
21	2.4.3 الجسور
22	3.4.3 الأعمدة
23	4.4.3 الجدران الحاملة (جدران القص)
24	5.4.3 الأساسات
25	6.4.3 الأدراج
26	7.4.3 الجدران الاستنادية.

Chapter 4 : Structural Design & Analysis

29

30	4.1 Introduction
30	4.2 Determination of Slab thickness
31	4.3 Determination of factored load
31	4.3.1 Determination of dead load
32	4.3.2 Determination of factored dead & live loads
32	4.4 Design of topping
33	4.5 Design of rib 1
35	4.5.1 Design of negative moment of rib 1
36	4.5.2 Design of positive moment of rib 1
37	4.5.3 Design of shear of rib 1
39	4.6 Design of beam 3
40	4.6.1 Design of Span 1
40	4.6.1.1 Design of positive moment
41	4.6.1.2 Design of negative moment
42	4.6.1.3 Design of shear
43	4.6.2 Design of Span 2
43	4.6.2.1 Design of positive moment
44	4.6.2.2 Design of negative moment
45	4.6.2.3 Design of shear
46	4.6.3 Design of Span 3
46	4.6.3.1 Design of positive moment
47	4.6.3.2 Design of negative moment
48	4.6.3.3 Design of shear
49	4.6.4 Design of Span 4
49	4.6.4.1 Design of positive moment
50	4.6.4.2 Design of negative moment
51	4.6.4.3 Design of shear
52	4.6.5 Design of Span 5
52	4.6.5.1 Design of positive moment
53	4.6.5.2 Design of shear
55	4.7 Design of Column

55	4.7.1 Design of short column (C 19)
55	4.7.1.1 Design of longitudinal Reinforcement
56	4.7.1.2 Determining of ρ_g
56	4.7.1.3 Check of $A_{s_{min}}$.
57	4.7.1.4 Design of Tie Reinforcement
58	4.8 Design of one way solid slab
58	4.8.1 Check if it's one way
58	4.8.2 Determination of thickness
59	4.8.3 Load Calculation
59	4.8.4 Design for positive moment
60	4.8.5 Check of Strain
60	4.8.6 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer
61	4.8.7 Development length of the bars
62	4.9 Design of Stairs
62	4.9.1 Determination of slab thickness
62	4.9.2 Load calculation
63	4.9.2.2 Total Load
63	4.9.2.3 Factored load
64	4.9.3 Design of shear
64	4.9.4 Design of Bending Moment
66	4.9.5 Check of yielding
66	4.9.6 Development length of the bars
66	4.9.7 Secondary reinforcement
68	4.10 Design of Basement wall
68	4.10.1 Load Calculation
68	4.10.2 Thickness Calculation
69	4.10.3 Wall Design
70	4.10.4 Design of Secondary Reinforcement
70	4.10.5 Check for Shear
71	4.11 Design of Isolated footing (F 08).
71	4.11.1 Load Calculation

71	4.11.2 Design of Footing Area
72	4.11.3 Determine the depth of footing based on shear strength
72	4.11.4 Check for one way shear strength
73	4.11.5 Check for two way shear action punching
74	4.11.6 Check transfer of load at base of column
74	4.11.7 Design of Bending Moment
76	4.11.8 Check for Strain
78	4.12 Design of combined footing
78	4.12.1 Load Calculation
78	4.12.2 Determination of the footing dimensions
78	4.12.3 Determination of the foundation depth
79	4.12.4 Check for one way shear action
80	4.12.5 Check for two way shear action
82	4.12.6 Design for Bending Moment
84	4.12.7 Check for Strain
84	4.12.8 Check transfer of load at base of column
86	4.13 Design of Strip Footing
86	4.13.1 Load Calculation
86	4.13.2 Determine the Footing Width
86	4.13.3 Determine of footing depth
86	4.13.4 Design of shear
86	4.13.5 Bearing pressure
87	4.13.6 Determine of Reinforcement for Moment Strength
88	4.13.7 Check of strain
89	4.13.8 Development length of main reinforcement
89	4.13.9 Design of Secondary Bottom Reinforcement
89	4.13.10 Design of dowels bars
90	4.14 Design of Mat Foundation
90	4.14.1 Load Calculation
90	4.14.2 Calculation of required area

91	4.14.3 Design of shear
91	4.14.4 Design of bending moment
92	4.14.4.1 Design in X-directions
92	4.14.4.1.1 Design of positive moment
93	4.14.4.1.2 Design of negative moment
93	4.14.4.2 Design in Y-directions:
94	4.14.4.2.1 Design of positive moment
94	4.14.4.2.2 Design of negative moment
95	4.15 Design of Shear wall
95	4.15.1 Load Calculation
96	4.15.2 Calculation of shear force on "shear walls"
99	4.15.3 Shear Wall Design Parameters
99	4.15.4 Design of Horizontal Reinforcement
101	4.15.5 Design of Vertical reinforcement
	102 الفصل الخامس : النتائج و التوصيات
103	1.5 النتائج
103	2.5 التوصيات
	104 الفصل السادس : الملحقات
105	Appendix A : Architectural Drawings 1.6
106	Appendix B :Structural Drawings 2.6
107	3.6 المصادر والمراجع
	فهرس الجداول
4	جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2009\2010
17	جدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة
18	جدول (2-3) الأحمال الحية
97	Table (4-1) : Shear Wall Loads.
	فهرس الأشكال
7	شكل (1-2) مخطط قطعة الأرض والبناء
7	شكل (2-2) صورة جوية للموقع
8	شكل (3-2) مخطط طابق التسوية
9	شكل (4-2) مخطط الطابق الأرضي
10	شكل (5-2) المخطط المتكرر للطوابق من الأول إلى الرابع
11	شكل (6-2) الواجهة الغربية
12	شكل (7-2) الواجهة الشمالية
13	شكل (8-2) الواجهة الجنوبية
14	شكل (9-2) الواجهة الشرقية
20	شكل (1-3) عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد
21	شكل (2-3) عقدة العصب ذات الاتجاهين
22	شكل (3-3) أشكال الجسور المدلاة والمسحورة
23	شكل (4-3) احد أشكال الأعمدة

24		شكل (5-3) جدار القصر
25		شكل (6-3) الأساس المنفرد
26		شكل (7-3) الدرج
27		شكل (8-3) جدار استنادي
30	Figure (4-1):	Basement Floor Slab
33	Figure (4-2):	Rib 1 geometry.
34	Figure (4-3) :	Rib Section
34	Figure (4-4) :	loading of Rib 1
34	Figure (4-5):	Moment Envelop of rib 1.
35	Figure (4-6):	Shear Envelop of rib 1.
39	Figure (4-7):	Beam 3 Geometry.
39	Figure (4-8):	Moment Envelop for Beam 3.
39	Figure (4-9):	Shear EnvelopFor Beam 3.
54	Figure (4-10) :	Detailing of Beam 3.
57	Figure (4-11) :	Detailing of Column 19.
58	Figure (4-12) :	One Way solid slab plan.
61	Figure (4-13) :	Solid Slab Details.
62	Figure (4-14) :	Stairs plan.
67	Figure (4-15) :	Detailing of Stairs.
70	Figure (4-16) :	Basement Wall & Strip footing Details.
77	Figure (4-17) :	Detailing of isolated Footing (F08).
85	Figure (4-18) :	Detailing of Combined Footing.
92	Figure (4-19) :	Bending moment in X-direction
93	Figure (4-20) :	Bending Moment in Y-direction.
95	Figure (4-21) :	Shear Wall
98	Figure (4-22) :	Shear & Moment Diagrams.
102	Figure (4-23) :	Shear wall Detail.

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.
- **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.
- **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

كل إنسان يحتاج الى مكان يعيش فيه ويكون أسرتة، وهذا المكان يجب أن يحتوي على جميع الوسائل التي تؤمن له الراحة والأمان، وعادة يكون هذا المكان عبارة عن مبنى سكني يصمم تبعاً لاحتياجات ومقدرة الإنسان الذي سيقوم فيه.

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

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى سكني يتكون من طابق تسوية و أرضي و أربعة طوابق أخرى متكررة وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقود وانتهاء بالقواعد والأساسات 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 سكني ، 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

يقصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2009-2010 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

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

5.1 المسلمات

1. اعتماد الكود الأمريكي في التصميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-05) .
2. استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atrir, STAAD pro. 2008)
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point.

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على ستة 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.
- 5 - الفصل الخامس : النتائج و التوصيات.
- 6 - الفصل السادس : الملحقات و المصادر والمراجع.

7.1 إجراءات المشروع

- (1) دراسة المخططات المعمارية وذلك للتأكد من صحتها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع مع إجراء كافة التعديلات المعمارية اللازمة عليها، وإكمال النقص الموجود فيها إن وجد.
- (2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يصطدم مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.
- (3) تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها.
- (4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- (5) التصميم عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- (6) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2009\2010)

المرحلة الزمن المقترح (أسبوعياً)	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١٣	١٤	١٥	١٦	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١	٢٢	٢٣	٢٤	٢٥	٢٦	٢٧	٢٨	٢٩	٣٠	٣١	٣٢				
اختيار المشروع																																				
دراسة الموقع																																				
جمع المعلومات حول المشروع																																				
دراسة المبنى معمارياً																																				
دراسة المبنى إنشائياً																																				
اعداد مقدمة المشروع																																				
عرض مقدمة المشروع																																				
التحليل الإنشائي																																				
التصميم الإنشائي																																				
اعداد مخططات المشروع																																				
كتابة المشروع																																				
عرض المشروع																																				

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2

1.2	مقدمة.
2.2	لمحة عن المشروع.
3.2	الموقع العام.
4.2	وصف المساقط الأفقية للمبنى.
5.2	وصف الواجهات.

1.2 مقدمة

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

2.2 لمحة عن المشروع

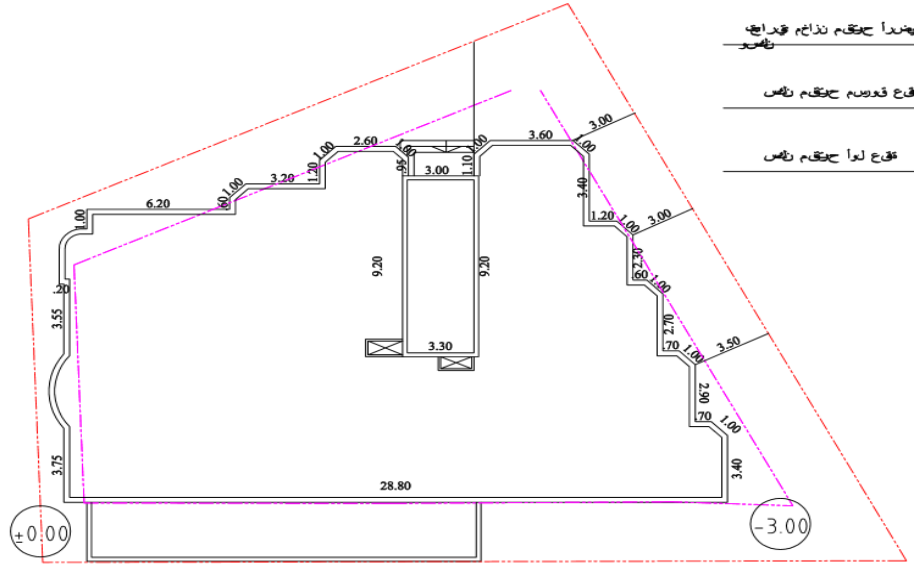
المشروع عبارة عن مبنى سكني من تصميم المهندس "عصام صلاح ناصر الدين"، ويقوم المشروع على فكرة سهولة التواصل بين الداخل والخارج والتركيز على العادات و التقاليد التي تفرض الفصل بين أجزاء البيت حيث يمكن الوصول إلى مكان استقبال الضيوف دون اختراق حرمة البيت، كما يحافظ على خصوصية غرف النوم وسهولة التنقل بين صالة المعيشة و المطبخ و صالة الطعام.

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

يتكون المبنى من خمسة طوابق بالإضافة إلى طابق تسوية على قطعة أرض مساحتها 740 متر مربع ، ومساحة البناء 460 متر مربع.

3.2 موقع المشروع

يقع المشروع في مدينة الخليل – ضاحية الرامة على قطعة أرض مساحتها 740 متر مربع ذات مناسيب متعددة تقع بين مجموعة من البيوت المتباعدة بالقرب من بئر حرم الرامة شمال شرق مدينة الخليل ويبعد عن الشارع الرئيسي حوالي 10 متر.



شكل (1-2): مخطط قطعة الأرض والبناء.

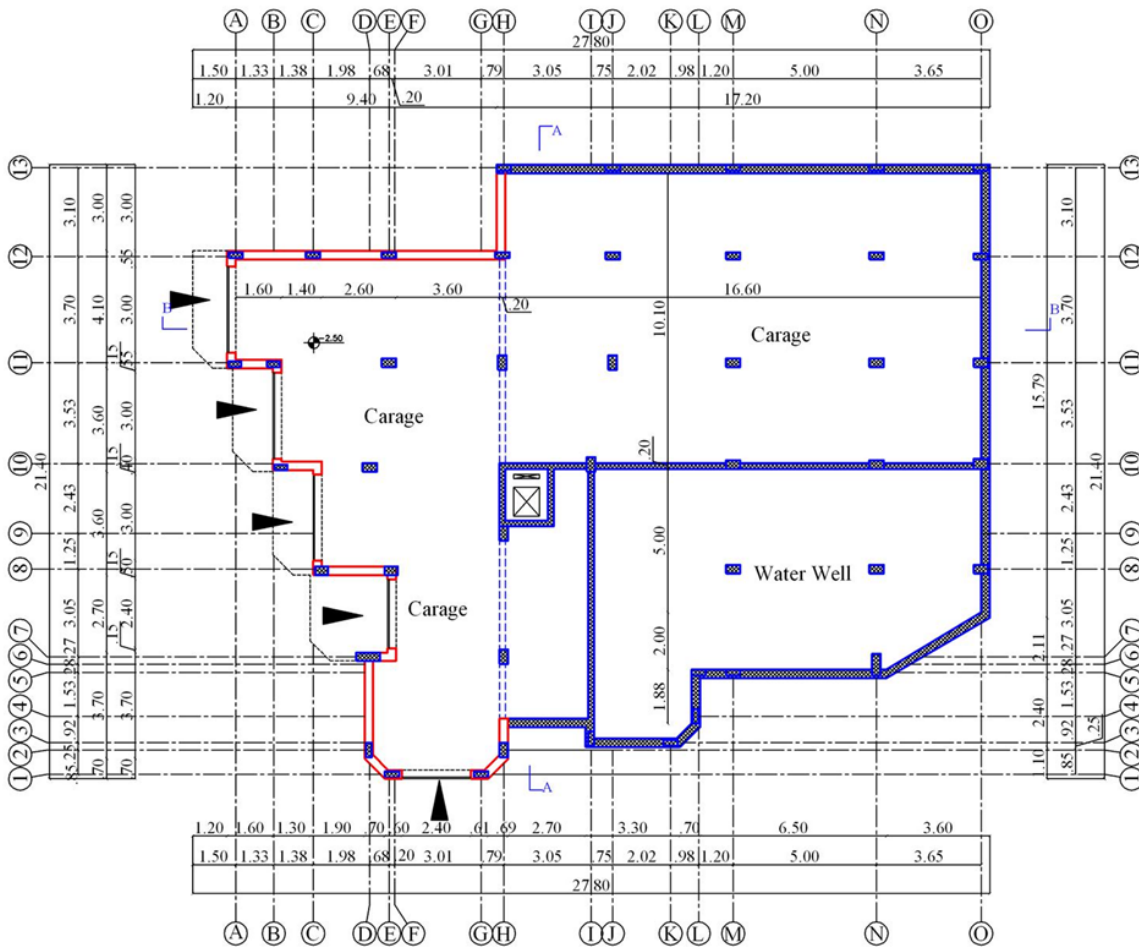


شكل (2-2): صورة جوية للموقع (الجزء المظلل هو حد البناء).

4.2 وصف المساقط الأفقية

1. طابق التسوية

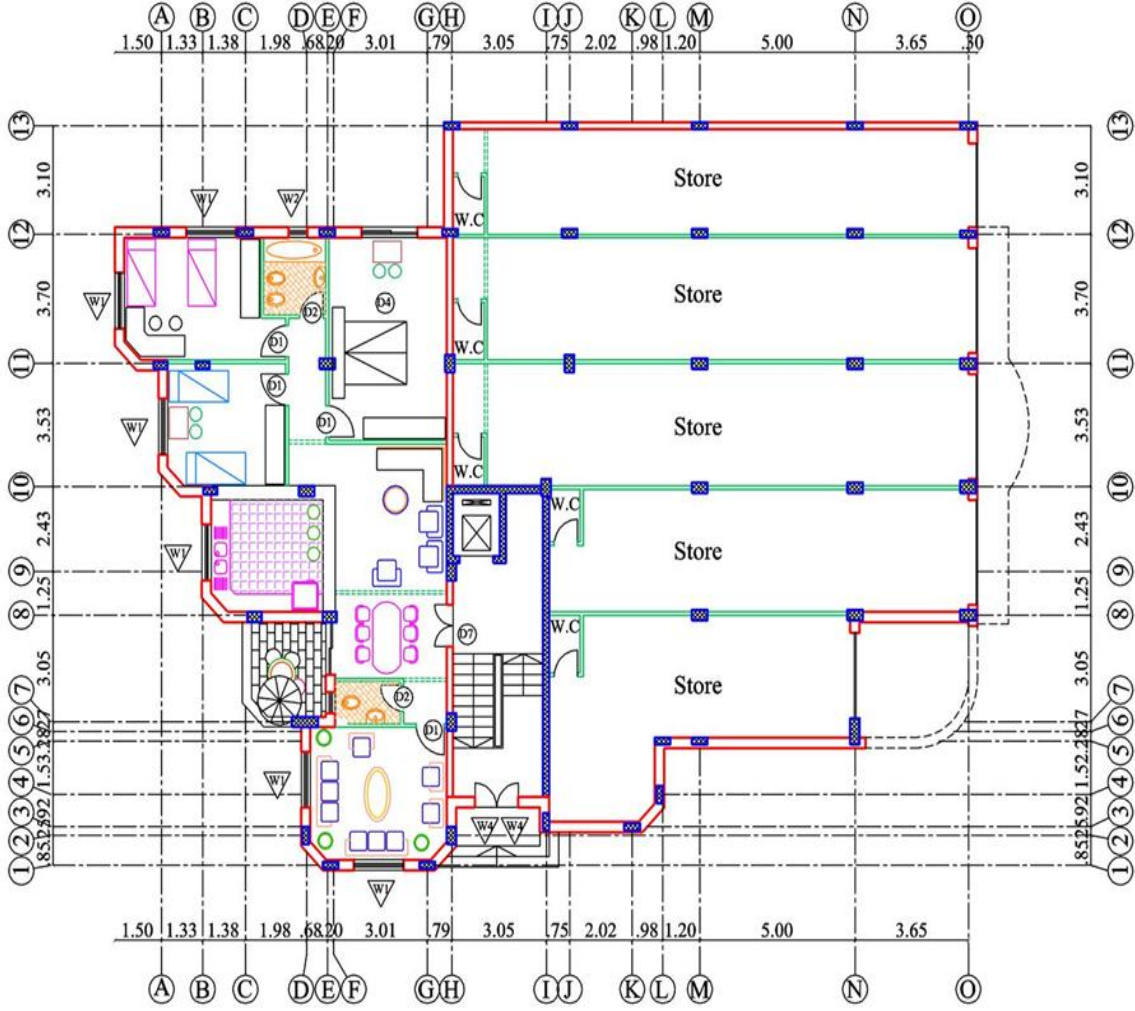
مساحة هذا الطابق هي 460 متر مربع تقع مداخل هذا الطابق على الجهة الشرقية والشمالية، و استخدامات هذا الطابق اقتصرت على مواقف للسيارات و بئر مياه كما هو موضح في مخطط الطابق التالي، ويتم الوصول إليه بواسطة طريق فرعي بعرض 6 متر ومنسوب هذا الطابق -3 متر من سطح الأرض.



شكل (3-2): مخطط طابق التسوية.

2. الطابق الأرضي :

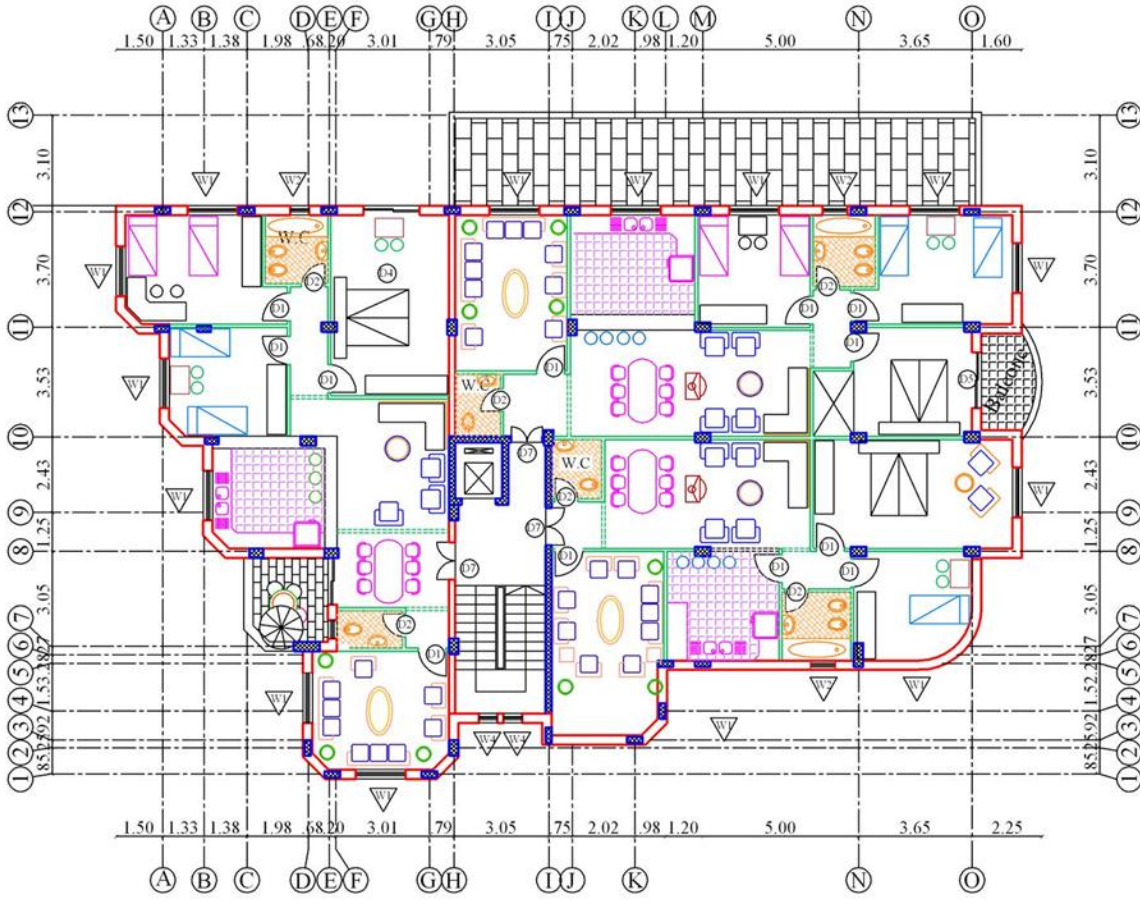
يحتوي هذا الطابق على مخازن تقع على الواجهة الغربية للمبنى التي تقع على الشارع الرئيسي بمنسوب 0 عن سطح الأرض تمتد هذه المخازن لتغطي نصف مساحة هذا الطابق أما النصف الآخر فاستخدم كشقة سكنية يمكن الوصول إليها من المدخل الشمالي إلى بيت الدرج ثم إليها ومساحة هذا الطابق هي 460 متر مربع والشكل التالي يوضح هذا الطابق:



شكل(4-2): مخطط الطابق الأرضي.

3. الطوابق الأول والثاني والثالث والرابع :

هذه الطوابق هي متساوية في المساحة و متكررة تحتوي كل منها على 3 شقق سكنية بحيث تم تصميم هذه الطوابق بشكل يتناسب مع العادات الاجتماعية السائدة وكذلك عزل منطقة المعيشة الخاصة بأهل البيت عن مكان استقبال الضيوف (الصالون) ويمكن الوصول إليها عن طريق بيت الدرج الذي يقع مدخله على الجهة الشمالية للمبنى مع ظهور بعض البروزات في هذه الطوابق كما في الشكل التالي:

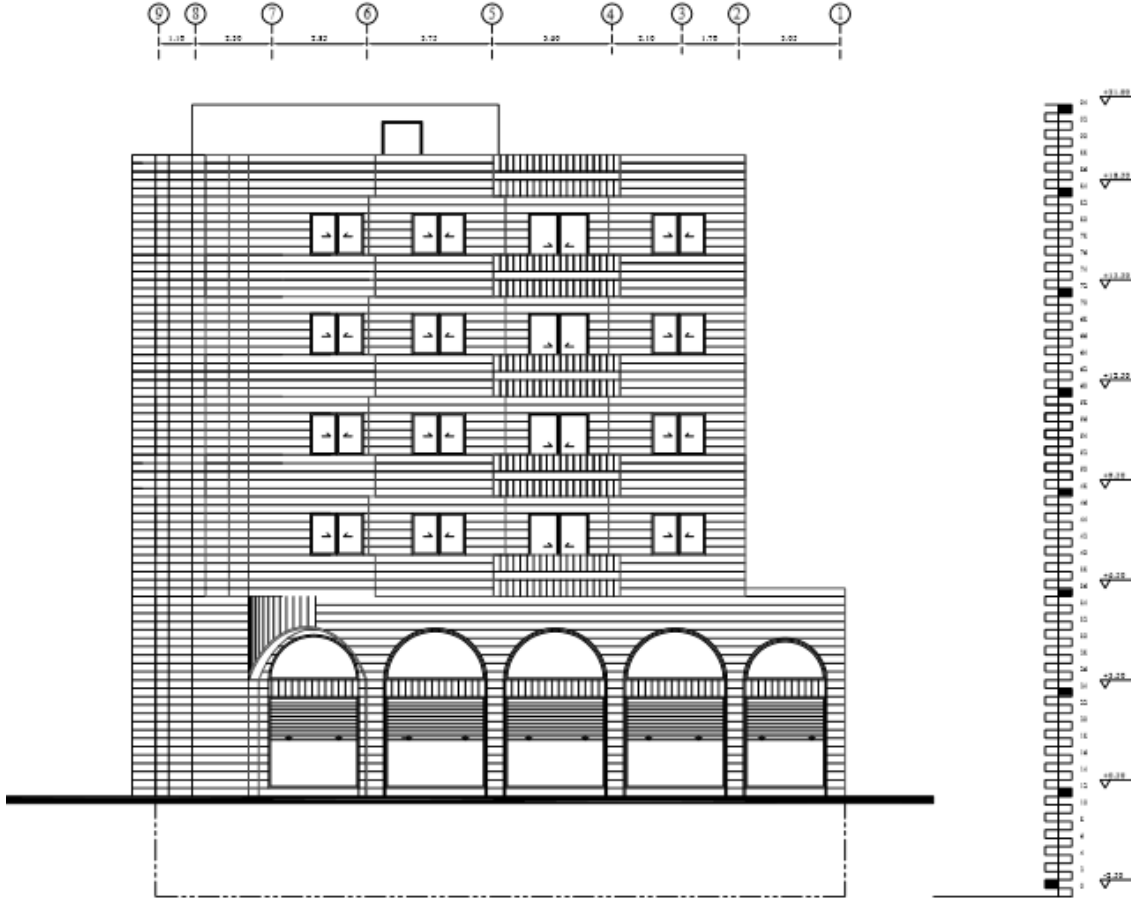


شكل (5-2): المخطط المتكرر للطوابق من الأول إلى الرابع .

5.2 وصف الواجهات :

1. الواجهة الغربية الرئيسية :

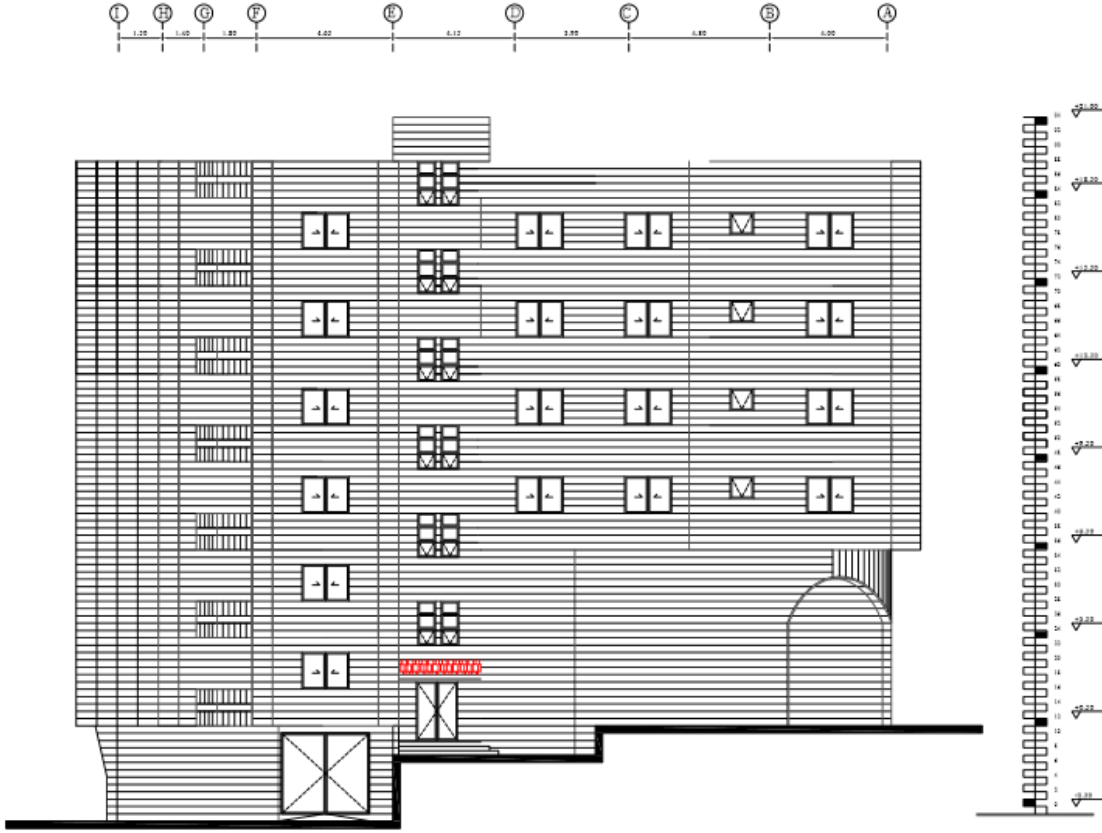
تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة تعطي منظرا معماريا بسيطا لمبنى سكني، النوافذ عادية في حجمها وإطاراتها من الحجر الأملس أما حجر الواجهة فهو حجر مسمم، تم استخدام الزجاج في منسوب الطابق الأرضي للدلالة على وجود محال تجارية في هذه الواجهة كما في الشكل التالي:



شكل (2-6) الواجهة الغربية.

2. الواجهة الشمالية

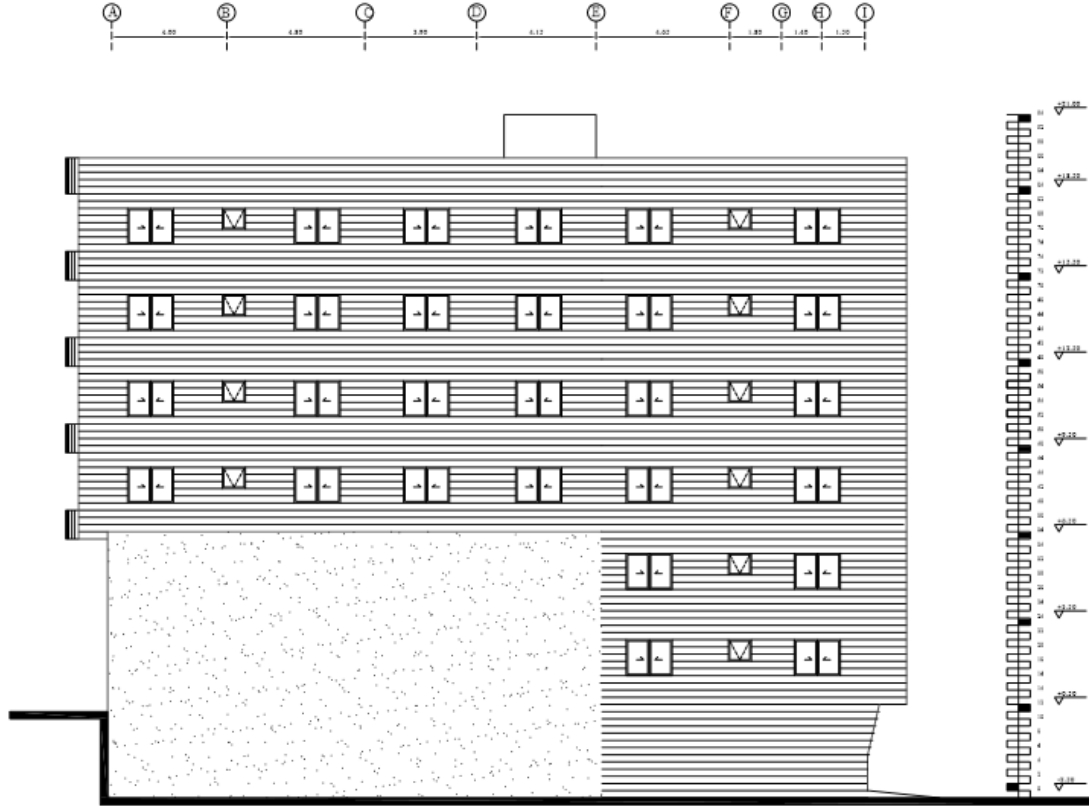
تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة و هناك ميلان في الأرض يعطي منظرا جميلا لها، مدخل بيت الدرج يقع في هذه الواجهة ، النوافذ عادية في الحجم و حجر إطاراتها أملس أما حجر الواجهة فهو مسمم كما في الشكل التالي:



شكل(2-7): الواجهة الشمالية.

3. الواجهة الجنوبية :

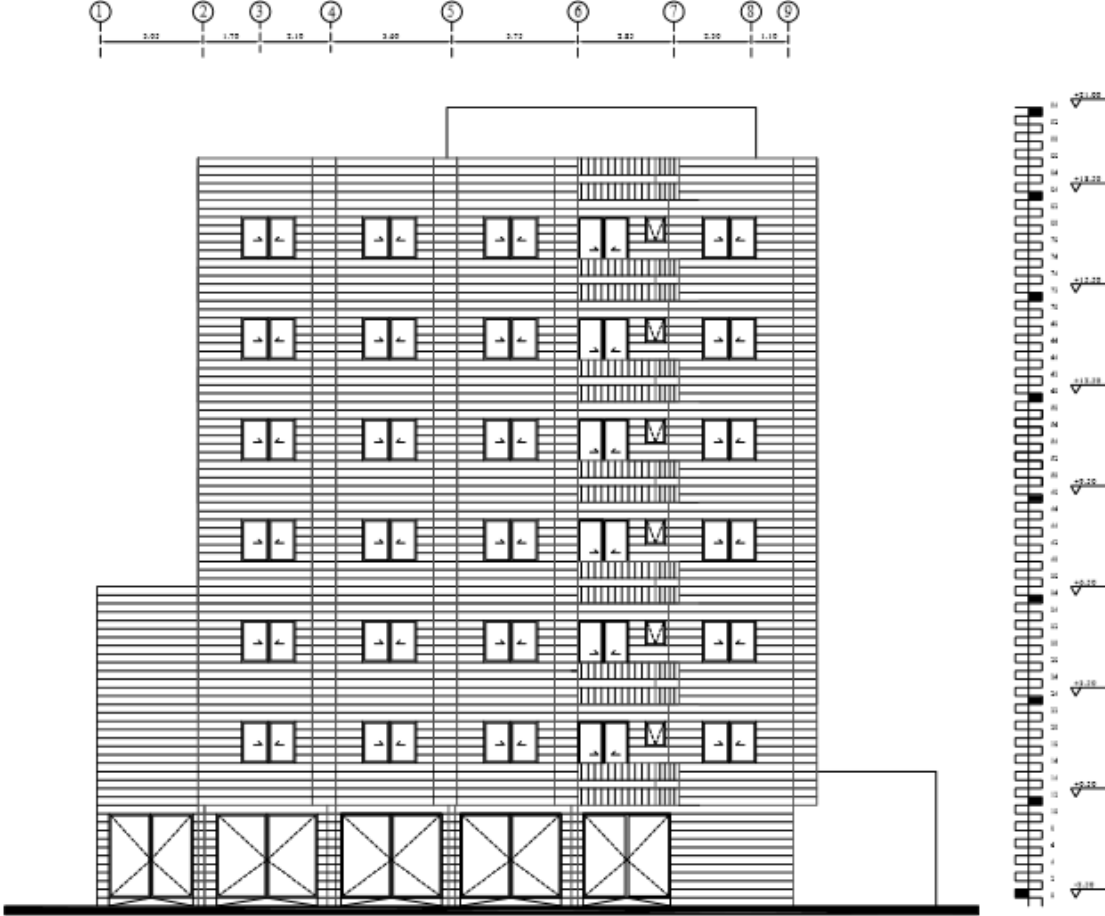
تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة تعطي منظرا معماريا بسيطا لمبنى سكني، النوافذ عادية في حجمها وإطاراتها من الحجر الأملس أما حجر الواجهة فهو حجر مسمسم، تم استخدام الزجاج في منسوب الطابق الأرضي للدلالة على وجود محال تجارية في هذه الواجهة كما في الشكل التالي:



شكل(8-2) : الواجهة الجنوبية.

4. الواجهة الشرقية

تتكون هذه الواجهة من كتلة واحدة تعطي منظرا معماريا بسيطا لمبنى سكني، النوافذ عادية في حجمها وإطاراتها من الحجر الأملس أما حجر الواجهة فهو حجر مسمم، تم استخدام الزجاج في منسوب الطابق الأرضي للدلالة على وجود محال تجارية في هذه الواجهة كما في الشكل التالي:



شكل(2-9): الواجهة الشرقية.

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 كافة 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 متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة 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 الإجهاد الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء و مقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- 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

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	22
2	المونة	23
3	الخرسانة	25
4	الطوب	9
5	القضارة	23
6	الرمل	17

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, كاثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات, و الجدول (2-3) يبين قيمة الأحمال الحية اعتماداً على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الجدول (2-3) الأحمال الحية

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m ²)
1	المخازن	5.0
2	الأدراج	4.0
3	المباني السكنية	2.5

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 أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

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.

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.

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.

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. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).

2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

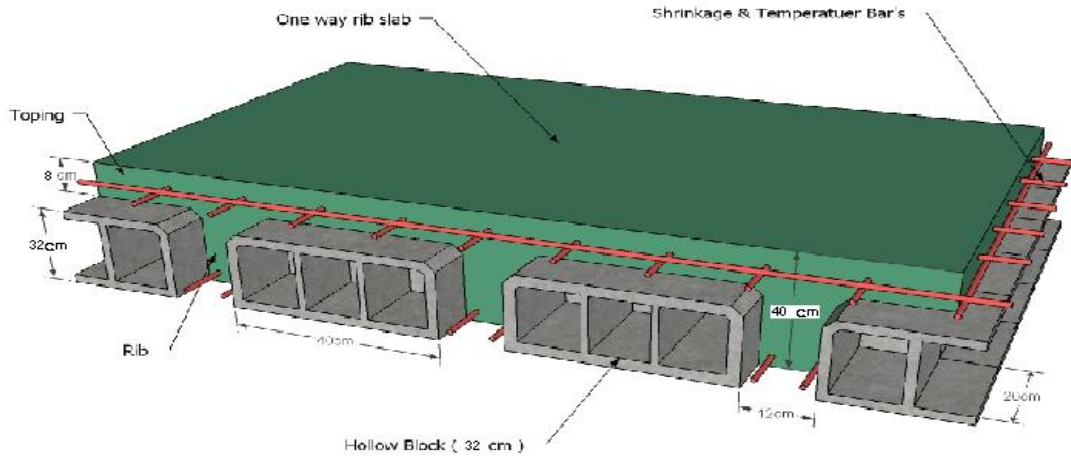
- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

1.1.4.3 العقدات المصمتة (Solid Slabs):

تم استخدام هذه العقدات المصمتة في عقدة بيت الدرج فقط.

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

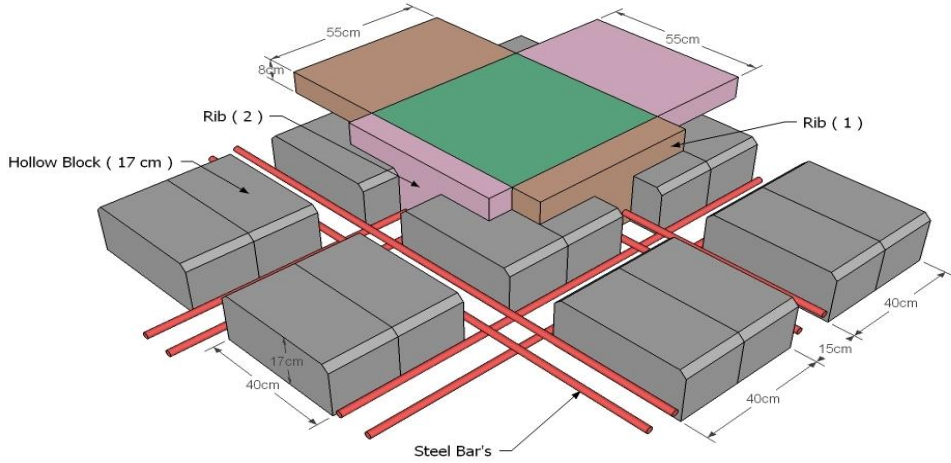
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحة بدون جسور ساقطة ، وقد تم استخدام هذه العقدات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً لخفة وزنها وفعاليتها.



الشكل (1-3): عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

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

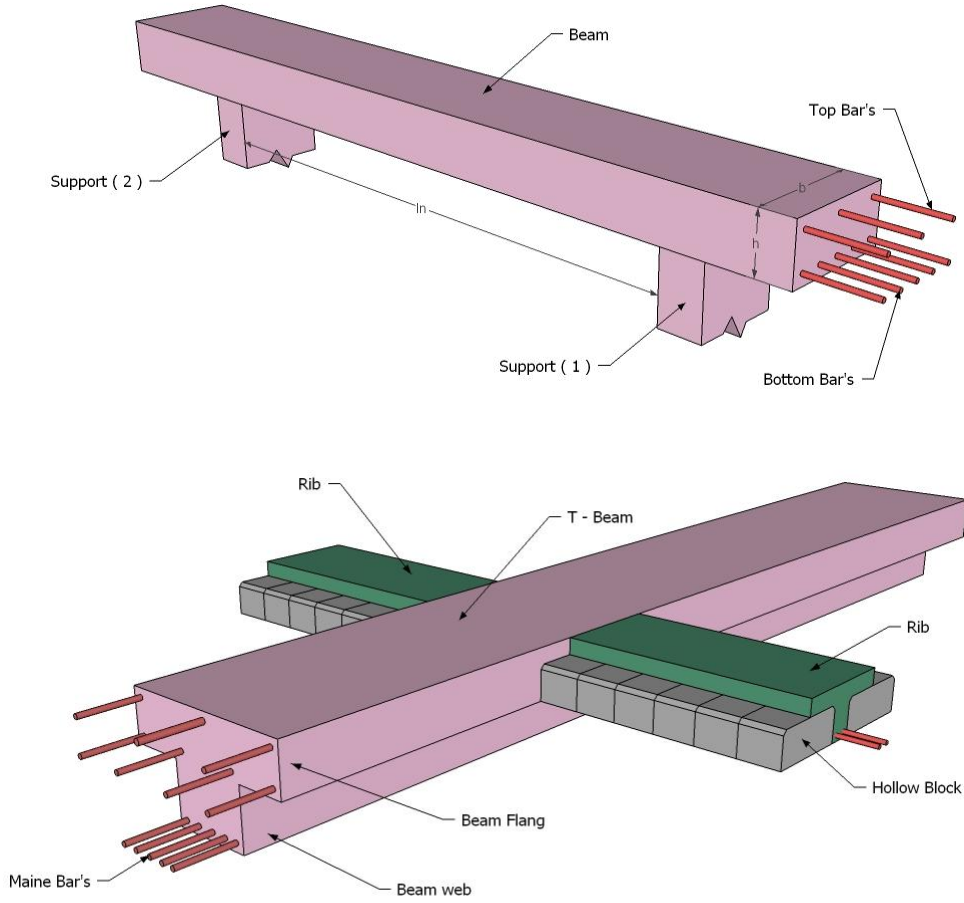
و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الاتجاهين و تكوينها الإنشائي.



الشكل (2-3): عقدات العصب ذات الاتجاهين.

2.4.3 الجسور:

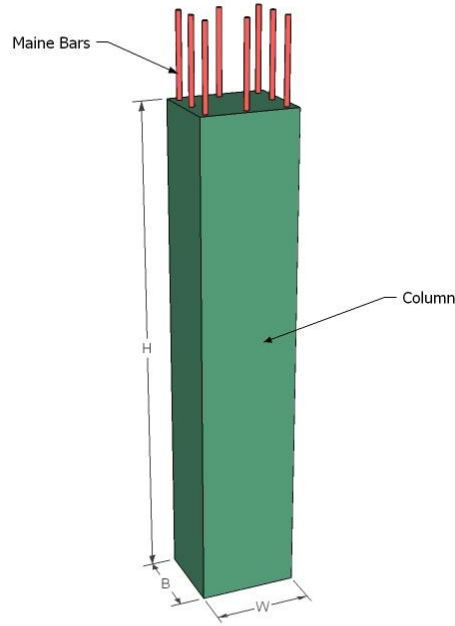
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ، وهي نوعين، جسور مسحورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتقاربة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع ،فضلاً عن الأحمال الواقعة، فإن الجسور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



الشكل (3-3) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

3.4.3 الأعمدة:

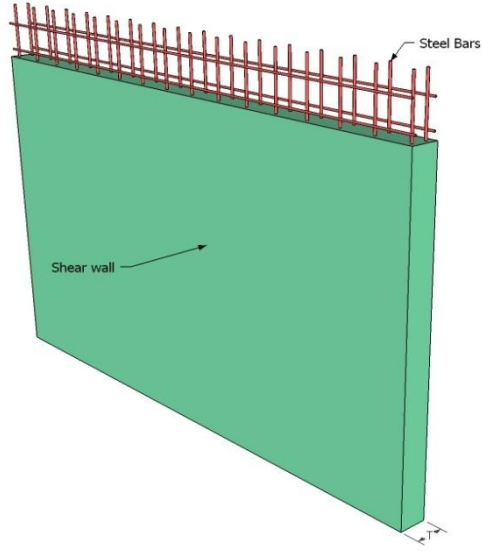
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (3-4): أحد أشكال الأعمدة.

4.4.3 الجدران الحاملة (جدران القص):

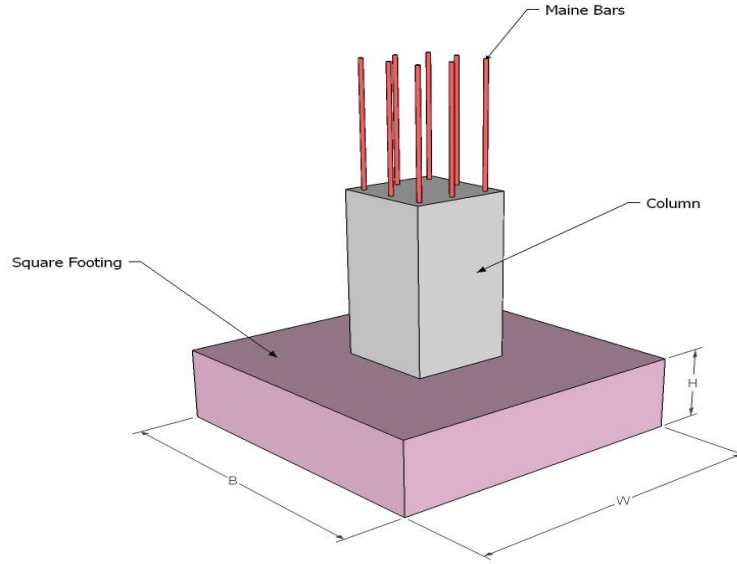
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسطح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها، وتتمثل الجدران الحاملة بجدران بيت الدرج، 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. وإن تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي واثاره على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية .



الشكل (5-3): جدار القص.

5.4.3 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.

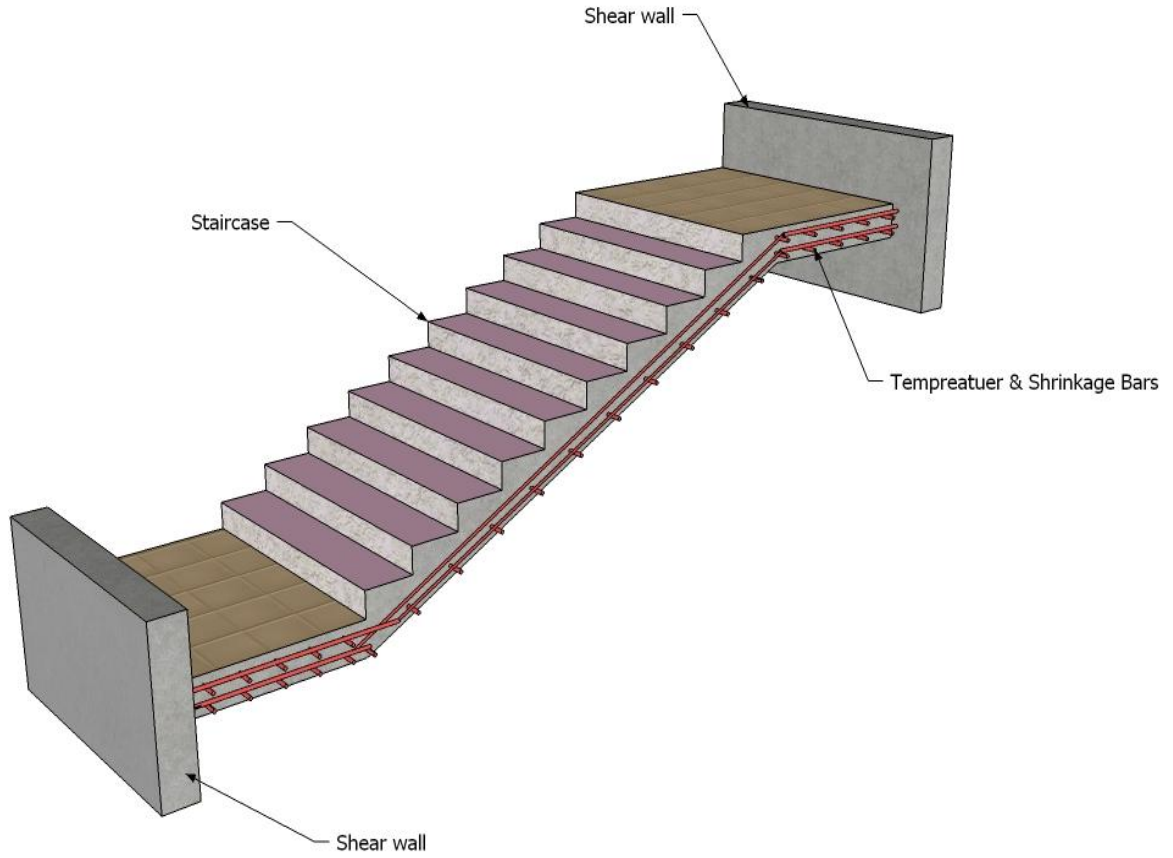


الشكل (6-3) : الأساس المنفرد

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 بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعاً لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس و نظراً لما يتخذه هيكل المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

6.4.3 الأدرج:

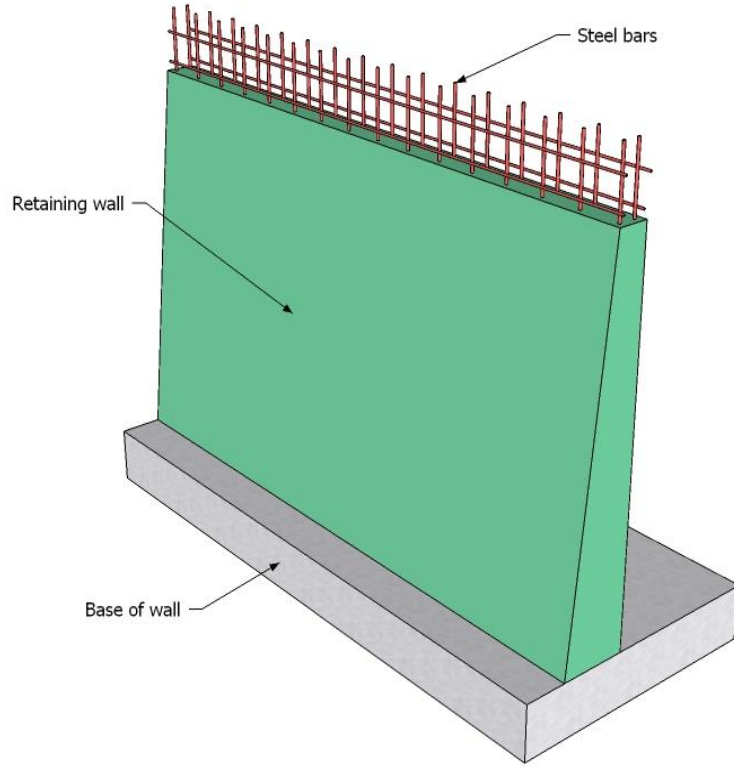
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب ، وتم استخدامها في مشروعاتنا بشكل واضح والشكل (7-3) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (7-3): الدرج .

7.4.3 الجدران الاستنادية :

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



الشكل (8-3) جدار استنادي.

Chapter 4

Structural Analysis & Design

4

4.1 Introduction.

4.2 Determination of Slab Thickness.

4.3 Determination of Factored Load

4.4 Design of Topping

4.5 Design of Rib 1.

4.6 Design of Beam 3.

4.7 Design of Column.

4.8 Design of One way solid slab .

4.9 Design of Stairs.

4.10 Design of Basement wall.

4.11 Design of Isolated footing (F 08).

4.12 Design of combined footing.

4.13 Design of Strip Footing.

4.14 Design of Mat Foundation.

4.15 Design of Shear wall.

4.1 Introduction

The project consists of several structural elements that will be designed according to the ACI code and by using the finite element method using much computer software such as “ATIR” and “STAADpro” to find the internal forces, deflections and moments for the all structural element in order to design it.

4.2 Determination of Slab Thickness

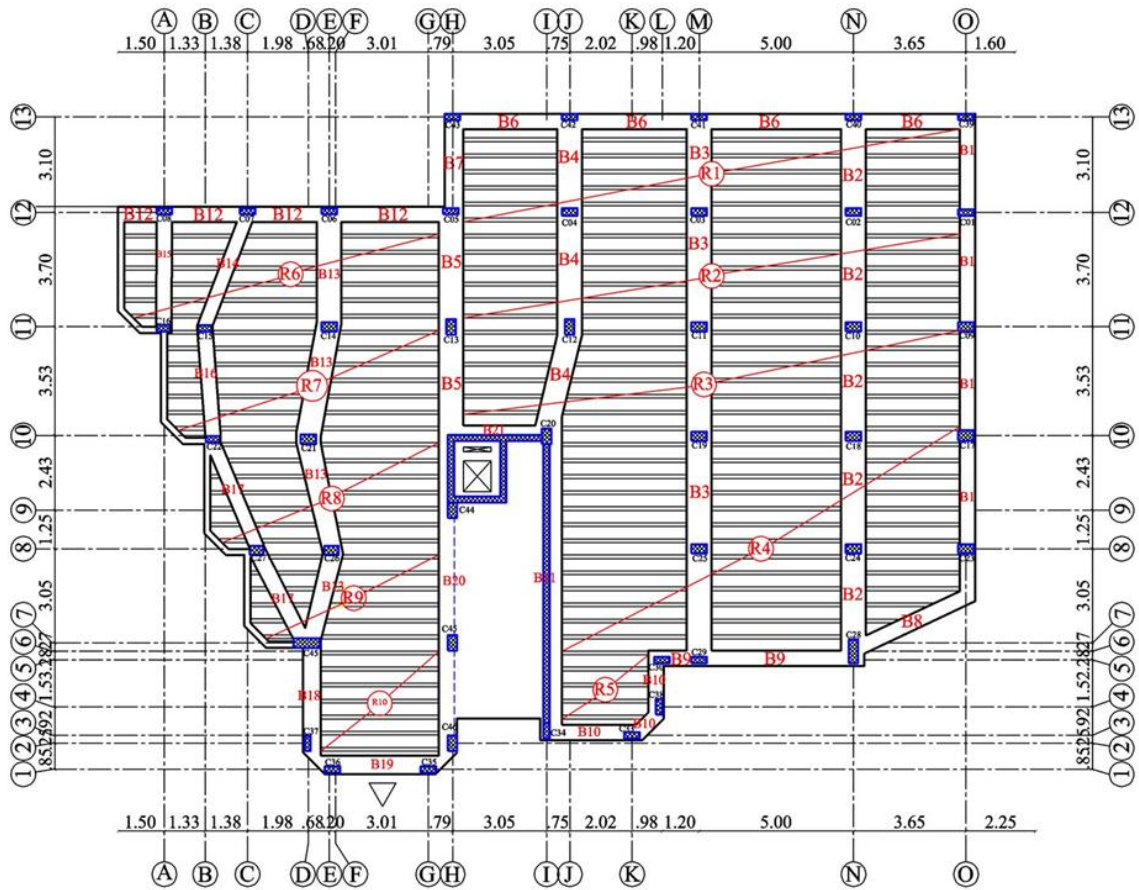


Figure (4-1): Basement Floor Slab.

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

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

$$= 405 / 18.5 = 22 \text{ cm.}$$

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

$$= 420/21 = 20 \text{ cm}$$

$$h_{\min} \text{ for Cantilever} = L/8$$

$$= 145/8 = 18.125 \text{ cm.}$$

$$h_{\min} \text{ for Simply supported} = L/16$$

$$= 280/16 = 17.5 \text{ cm}$$

The controller slab thickness is 22 cm.

Select Slab thickness $h = 25\text{cm}$ with block 17cm & Topping 8cm.

4.3 Determination of factored Load

4.3.1 Determination of Dead load

Sand Fill $\rightarrow 0.07 * 0.52 * 17 = 0.619 \text{ KN/m.}$

Tiles $\rightarrow 0.03 * 0.52 * 22 = 0.343 \text{ KN/m.}$

Rib $\rightarrow 0.17 * 0.12 * 25 = 0.51 \text{ KN/m.}$

Block $\rightarrow 0.17 * 0.40 * 9 = 0.612 \text{ KN/m.}$

Topping $\rightarrow 0.08 * 0.52 * 25 = 1.04 \text{ KN/m.}$

Plaster $\rightarrow 0.02 * 0.52 * 23 = 0.239 \text{ KN/m.}$

Mortar $\rightarrow 0.02 * 0.52 * 23 = 0.239 \text{ KN/m.}$

Partition $\rightarrow 1.25 * 0.52 = 0.65 \text{ KN/m.}$

Nominal Total Dead Load =

$$0.619 + 0.343 + 0.51 + 0.612 + 1.04 + 0.239 + 0.239 + 0.65 = 4.25 \text{ kN/m of rib}$$

Nominal Total live load = $5 * 0.52 = 2.6 \text{ kN/m of rib}$

$$\text{Total Dead Lad (service)} = 4.25/0.52 = 8.17 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Total live load} = 5 \text{ kN/m}^2$$

4.3.2 Determination of factored dead & live load

$$\text{Factored dead load} = 1.2 * \text{Dead load} = 1.2 * 4.25 = 5.1 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Factored Live load} = 1.6 * \text{live load} = 1.6 * 2.6 = 4.16 \text{ KN/m.}$$

4.4 Design of Topping

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

$$= 1.04 + 0.343 + 0.619 + 0.239 = 2.24 \text{ KN/m}$$

$$\text{Total Dead Load} = 2.24/0.52 = 4.31 \text{ KN/m}^2.$$

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

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

$$= 1.2 * 4.31 + 1.6 * 5 = 13.172 \text{ KN/m}^2. \text{ (Total Factored Load)}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow Mu &= \frac{q_u * l^2}{12} = 13.172 * 0.4^2 / 12 \\ &= 0.172 \text{ KN.m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow Mn &= 0.42\sqrt{fc'} * \frac{bh^2}{6} \\ &= 0.42 \sqrt{20} * \frac{1000 * 80^2}{6} = 2KN.m. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \phi * Mn &= 0.55 * 2 = 1.1KN.m. \\ \phi * Mn &= 1.1 > Mu = 0.172KN.m. \end{aligned}$$

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = 0.0018$$

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

Use 1Φ10/25 cm in both directions.

4.5 Design of Rib 1

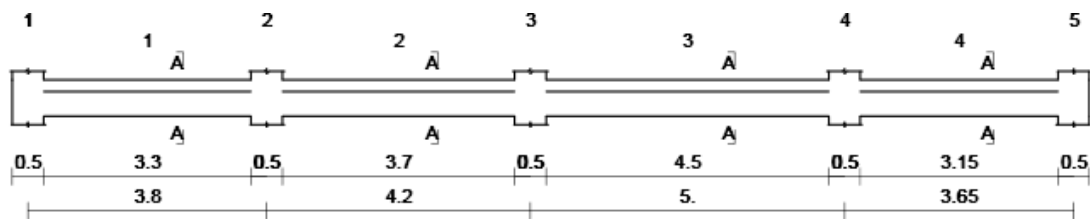


Figure (4-2): Rib 1 geometry.

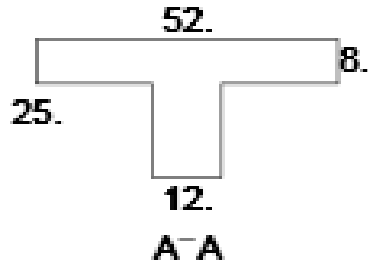


Figure (4-3) : Rib Section

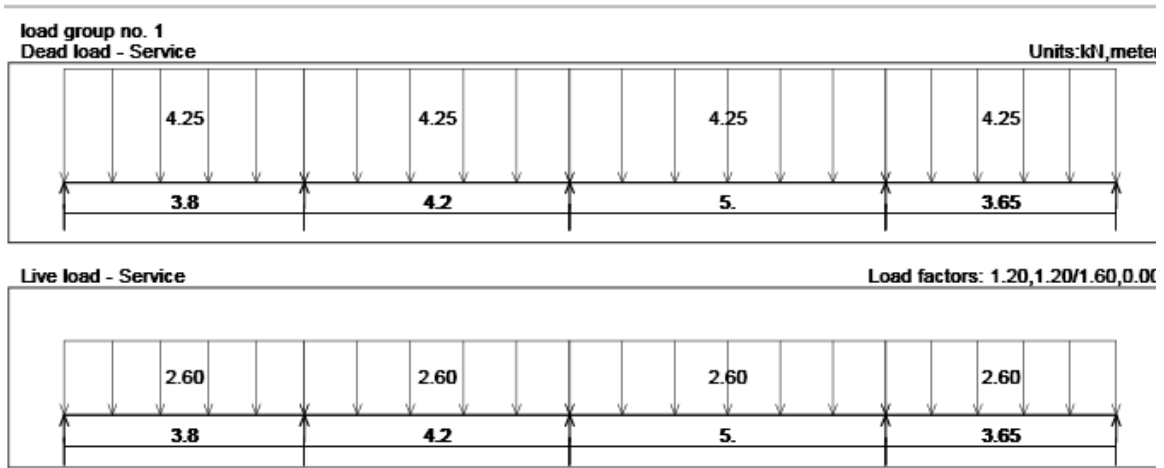


Figure (4-4) : loading of Rib 1

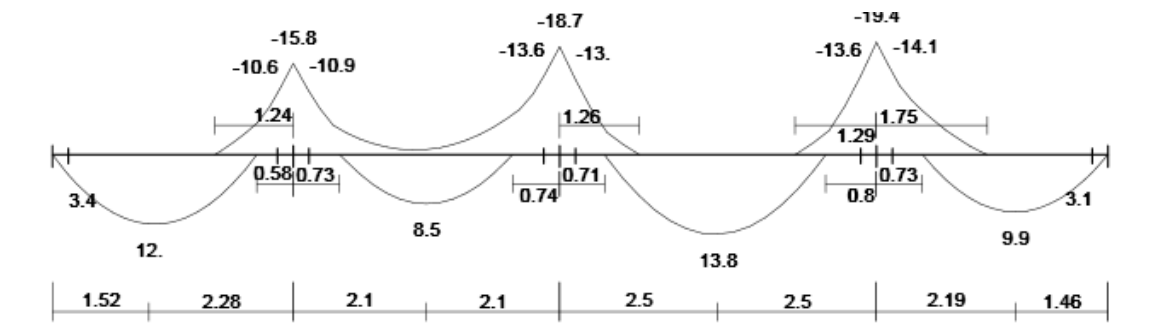


Figure (4-5) : Moment Envelop of rib 1.

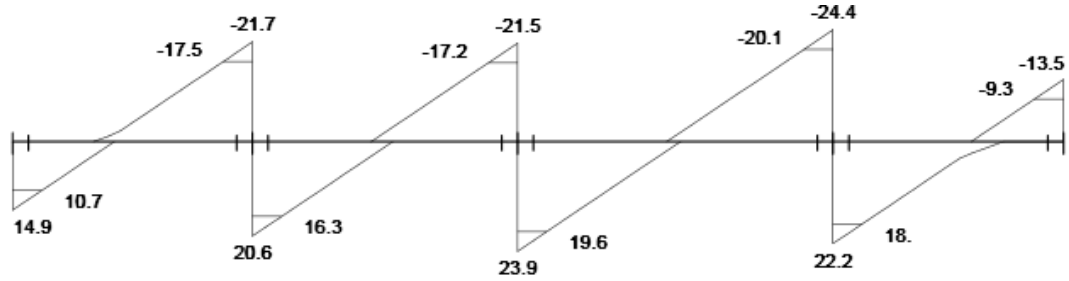


Figure (4-6) : Shear Envelop of rib 1.

4.5.1 Design of Negative moment of rib 1

Maximum negative moments $M_u = 14.1 \text{ kN.m}$

$$M_n = 14.1 / 0.9 = 15.61 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

$$K_n = \frac{M_n}{b * d^2} = \frac{15.61 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.216)^2} = 2.8 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.8 \times 24.235}{412}} \right) = 0.0075$$

$$A_s = 0.0075 (12) (21.6) = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{20}}{4(412)} (12)(21.6) \geq \frac{1.4}{412} (12)(21.6)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.703 < 0.88 \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$1.94 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s_{\text{bar}}} = 1.94 / 1.13 = 2 \text{ bars}$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi 12} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Select 2 Φ 12mm .

Check of Strain

Tension = compression

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

$$2 * 113 * 412 = 0.85 * 20 * 0.12 * a$$

$$a = 45.64 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{45.64}{0.85} = 53.69 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{216 - 53.69}{53.69} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0091 > 0.005 \dots \text{OK}$$

4.5.2 Design of Positive moment of rib 1

Maximum positive moment is $M_u = 13.8 \text{ kN.m}$

$$M_n = 13.8 / 0.9 = 15.33 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

$$K_n = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{15.33 * 10^{-3}}{0.52 * (0.216)^2} = 0.63 \text{Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.235)(0.63)}{412}} \right) = 0.0016 < 0.0018$$

$$A_s = 0.0018 (52) (21.6) = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots \dots \dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{20}}{4(412)} (12)(21.6) \geq \frac{1.4}{412} (12)(21.6)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.703 < 0.88 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$2.02 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 0.88 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s_{\text{bar}}} = 2.02 / 1.13 = 1.79 \text{ bars}$$

* Note $A_{\Phi 12} = 1.13 \text{ cm}^2$

Select 2 Φ 12 mm .

4.5.3 Design of shear of rib 1

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} bw * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{20}}{6} 0.12 * 0.216 * 1000$$

$$= 14.49 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 120 * 216 * 10^{-3} = 6.48 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_{smin} = 6.48$$

$$V_u = 20.1 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

$$\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{smin}$$

$$14.49 < 20.1 \leq (14.49 + 6.48)$$

So categories (3) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = \frac{\Phi * A_v * f_y * d}{\Phi V_s}$$
$$= \frac{0.75 * 1.58 * 412 * 216}{6.48 * 10^3} = 16.27 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 21.6/2 = 10.8 \text{ cm.}$$

$$S \leq 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Use } S = 10 \text{ cm}$$

Then use 2 bars $\Phi 10 @ 10 \text{ cm.}$

4.6 Design of Beam 3 :

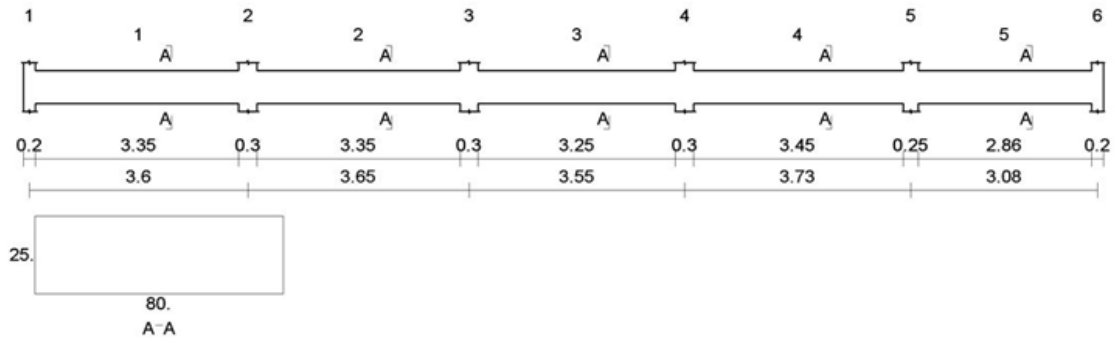


Figure (4-7) : Beam 3 Geometry.

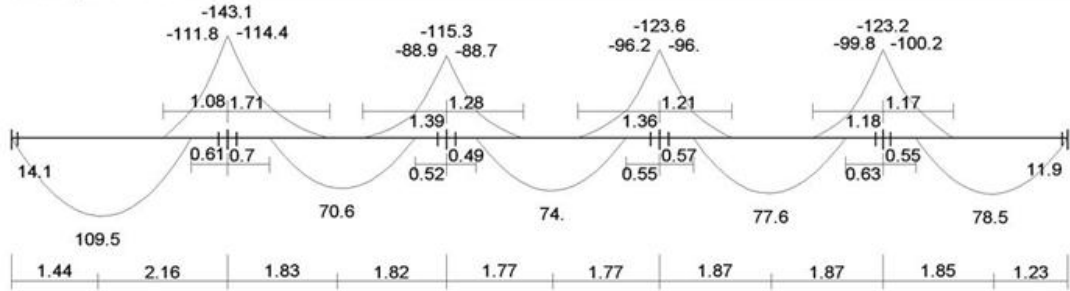


Figure (4-8) : Moment Envelop for Beam 3.

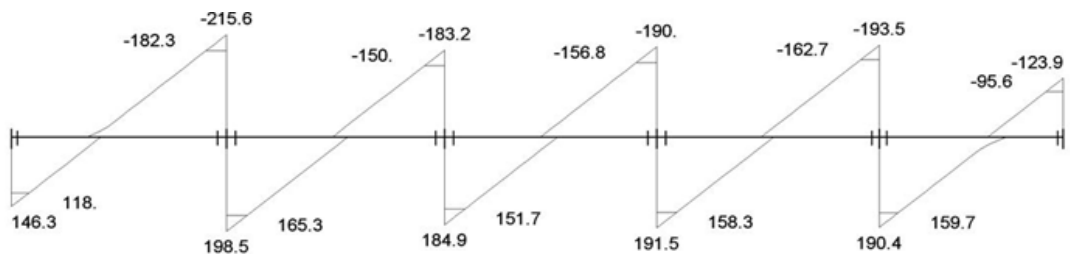


Figure (4-9) : Shear Envelop for Beam 3.

4.6.1 Design of Span 1

4.6.1.1 Design of Positive moment

$$b_w = 80\text{cm}, h = 25\text{cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 19\text{cm}$$

$$Mu = 109.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{109.5}{0.9} = 121.67 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{20}}{4(412)}(80)(19.0) \geq \frac{1.4}{412}(80)(19.0)$$

$$As_{\min} = 4.12 < 5.16 \dots\dots\dots\text{the larger is control}$$

$$As_{\min} = 5.16\text{cm}^2$$

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

$$Kn = \frac{121.67 * 10^{-3}}{0.8 * (0.19)^2} = 4.21\text{Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.235)(4.21)}{412}} \right) = 0.012$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.012 * 80 * 19 = 18.24 \text{ cm}^2$$

$$18.24 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 20 \gg \# \text{ of bar} = \frac{18.24}{3.14} = 5.8$$

Then we select (6) bars $\Phi 20$

Check for Strain

Tension = compression

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

$$6 * 314 * 412 = 0.85 * 800 * 20 * a$$

$$a = 57.07 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{57.07}{0.85} = 67.14 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{190 - 67.14}{67.14} * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0055 > 0.005$$

4.6.1.2 Design of Negative moment

$$b_w = 80 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 19 \text{ cm}$$

$$Mu = 114.4 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{114.4}{0.9} = 127.11 \text{ KN .m}$$

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

$$K_n = \frac{127.11 * 10^{-3}}{0.8 * (0.19)^2} = 4.40 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.235)(4.40)}{412}} \right) = 0.013$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.013 * 80 * 19 = 19.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 20 \gg \# \text{ of bar} = \frac{19.76}{3.14} = 6.3$$

Then we select (7) bars $\Phi 20$

4.6.1.3 Design of shear

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{20}}{6} 800 * 190/1000$$

$$= 84.97 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3} \right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3} \right) * 800 * 190 * 10^{-3} = 38 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_{smin} = 38 \text{ KN.}$$

$V_u = 182.3 \text{ KN}$ (From shear Envelope)

$$\Phi V_c + \Phi V_{smin} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$(84.97 + 38) < 182.3 \leq (84.97 + 169.94)$$

So categories (4) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = d/2 = 21/2 = 10.5 \text{ cm.}$$

$$S \leq 60 \text{ cm.}$$

Use $S = 10 \text{ cm}$

Then use 2 bars $\Phi 10 @ 10 \text{ cm.}$

4.6.2 Design of Span 2

4.6.2.1 Design of Positive moment

$$b_w = 80 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 19 \text{ cm}$$

$$M_u = 70.6 \text{ KN .m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{70.6}{0.9} = 78.44 \text{ KN .m}$$

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

$$K_n = \frac{78.44 * 10^{-3}}{0.8 * (0.19)^2} = 2.72 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.235)(2.72)}{412}} \right) = 0.0072$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.0072 * 80 * 19 = 10.944 \text{ cm}^2$$

$$10.944 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{10.944}{2.54} = 4.3$$

Then we select (5) bars $\Phi 18$.

4.6.2.2 Design of Negative moment

$$b_w = 80 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 19 \text{ cm}$$

$$Mu = 88.9 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{88.9}{0.9} = 98.78 \text{ KN .m}$$

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

$$Kn = \frac{98.78 * 10^{-3}}{0.8 * (0.19)^2} = 3.42 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.235)(3.42)}{412}} \right) = 0.0094$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.0094 * 80 * 19 = 14.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{14.29}{2.54} = 5.63$$

Then we select (6) bars $\Phi 18$

4.6.2.3 Design of shear

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{20}}{6} * 800 * 190 / 1000$$

$$= 84.97 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3} \right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3} \right) * 800 * 190 * 10^{-3} = 38 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_{smin} = 38 \text{ KN.}$$

$$V_u = 165.3 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{smin} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$(84.97 + 38) < 165.3 \leq (84.97 + 169.94)$$

So categories (4) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = d/2 = 21/2 = 10.5 \text{ cm.}$$

$$S \leq 60 \text{ cm.}$$

Use $S = 10 \text{ cm}$

Then use 2 bars $\Phi 10 @ 10 \text{ cm}$.

4.6.3 Design of Span 3

4.6.3.1 Design of Positive moment

$$b_w = 80\text{cm}, h = 25\text{cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 19\text{cm}$$

$$Mu = 74 \text{ KN .m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{74}{0.9} = 82.22 \text{ KN .m}$$

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

$$Kn = \frac{82.22 * 10^{-3}}{0.8 * (0.19)^2} = 2.85 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.235)(2.85)}{412}} \right) = 0.0076$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.0076 * 80 * 19 = 11.55 \text{ cm}^2$$

$$11.55 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{11.55}{2.54} = 4.54$$

Then we select (5) bars $\Phi 18$

4.6.3.2 Design of Negative moment

$$b_w = 80 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 19 \text{ cm}$$

$$Mu = 96.2 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{96.2}{0.9} = 106.89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$Kn = \frac{106.89 * 10^{-3}}{0.8 * (0.19)^2} = 3.7 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.235)(3.7)}{412}} \right) = 0.01$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.01 * 80 * 19 = 15.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{15.2}{2.54} = 5.98$$

Then we select (6) bars $\Phi 18$.

4.6.3.3 Design of shear

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{20}}{6} * 800 * 190/1000$$

$$= 84.97 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3} \right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3} \right) * 800 * 190 * 10^{-3} = 38 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_{smin} = 38 \text{ KN.}$$

$$V_u = 156.8 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{smin} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$(84.97 + 38) < 156.8 \leq (84.97 + 169.94)$$

So categories (4) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = d/2 = 21/2 = 10.5 \text{ cm.}$$

$$S \leq 60 \text{ cm.}$$

Use $S = 10 \text{ cm}$

Then use 2 bars $\Phi 10 @ 10 \text{ cm}$.

4.6.4 Design of Span 4

4.6.4.1 Design of Positive moment

$$b_w = 80 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 19 \text{ cm}$$

$$Mu = 77.6 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{77.6}{0.9} = 86.22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$Kn = \frac{86.22 * 10^{-3}}{0.8 * (0.19)^2} = 2.99 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.235)(2.99)}{412}} \right) = 0.008$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.008 * 80 * 19 = 12.16 \text{ cm}^2$$

$$12.16 \text{ cm}^2 > A_{s_{\min}} = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{12.16}{2.54} = 4.79$$

Then we select (5) bars $\Phi 18$

4.6.4.2 Design of Negative moment

$$b_w = 80 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 19 \text{ cm}$$

$$Mu = 100.2 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{100.2}{0.9} = 111.33 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$Kn = \frac{111.33 * 10^{-3}}{0.8 * (0.19)^2} = 3.85 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.235)(3.85)}{412}} \right) = 0.012$$

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.012 * 80 * 19 = 18.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{18.24}{2.54} = 7.18$$

Then we select (8) bars $\Phi 18$

4.6.4.3 Design of shear

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{\sqrt{20}}{6} 800 * 190/1000 \\ &= 84.97 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 800 * 190 * 10^{-3} = 38 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_{smin} = 38 \text{ KN.}$$

$$V_u = 162.7 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{smin} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$(84.97 + 38) < 162.7 \leq (84.97 + 169.94)$$

So categories (4) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = d/2 = 21/2 = 10.5 \text{ cm.}$$

$$S \leq 60 \text{ cm.}$$

Use $S = 10 \text{ cm}$

Then use 2 bars $\Phi 10 @ 10 \text{ cm.}$

4.6.5 Design of Span 5

4.6.5.1 Design of Positive moment

$$b_w = 80\text{cm}, h = 25\text{cm}$$

$$d = 250 - 40 - 10 - 10 = 19\text{cm}$$

$$Mu = 78.5 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{78.5}{0.9} = 87.22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$Kn = \frac{87.22 * 10^{-3}}{0.8 * (0.19)^2} = 3.02 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.235$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.235} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(24.235)(3.02)}{412}} \right) = 0.008$$

$$A_{req} = \rho * b * d = 0.008 * 80 * 19 = 12.16 \text{ cm}^2$$

$$12.16 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use } \Phi 18 \gg \# \text{ of bar} = \frac{12.16}{2.54} = 4.79$$

Then we select (5) bars $\Phi 18$

4.6.5.2 Design of shear

$$\Phi V_c = \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d$$

$$= 0.75 * \frac{\sqrt{20}}{6} 800 * 190/1000$$

$$= 84.97 \text{ KN}$$

$$\Phi V_{smin} = 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) * b_w * d = 0.75 * \left(\frac{1}{3}\right) * 800 * 190 * 10^{-3} = 38 \text{ KN.}$$

$$\Phi V_{smin} = 38 \text{ KN.}$$

$$V_u = 159.7 \text{ KN} \quad (\text{From shear Envelope})$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{smin} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{3} b_w * d$$

$$(84.97 + 38) < 159.7 \leq (84.97 + 169.94)$$

So categories (4) satisfy.

Minimum shear reinforcement required, so;

$$S = d/2 = 21/2 = 10.5 \text{ cm.}$$

$$S \leq 60 \text{ cm.}$$

Use $S = 10 \text{ cm}$

Then use 2 bars $\Phi 10 @ 10 \text{ cm}$.

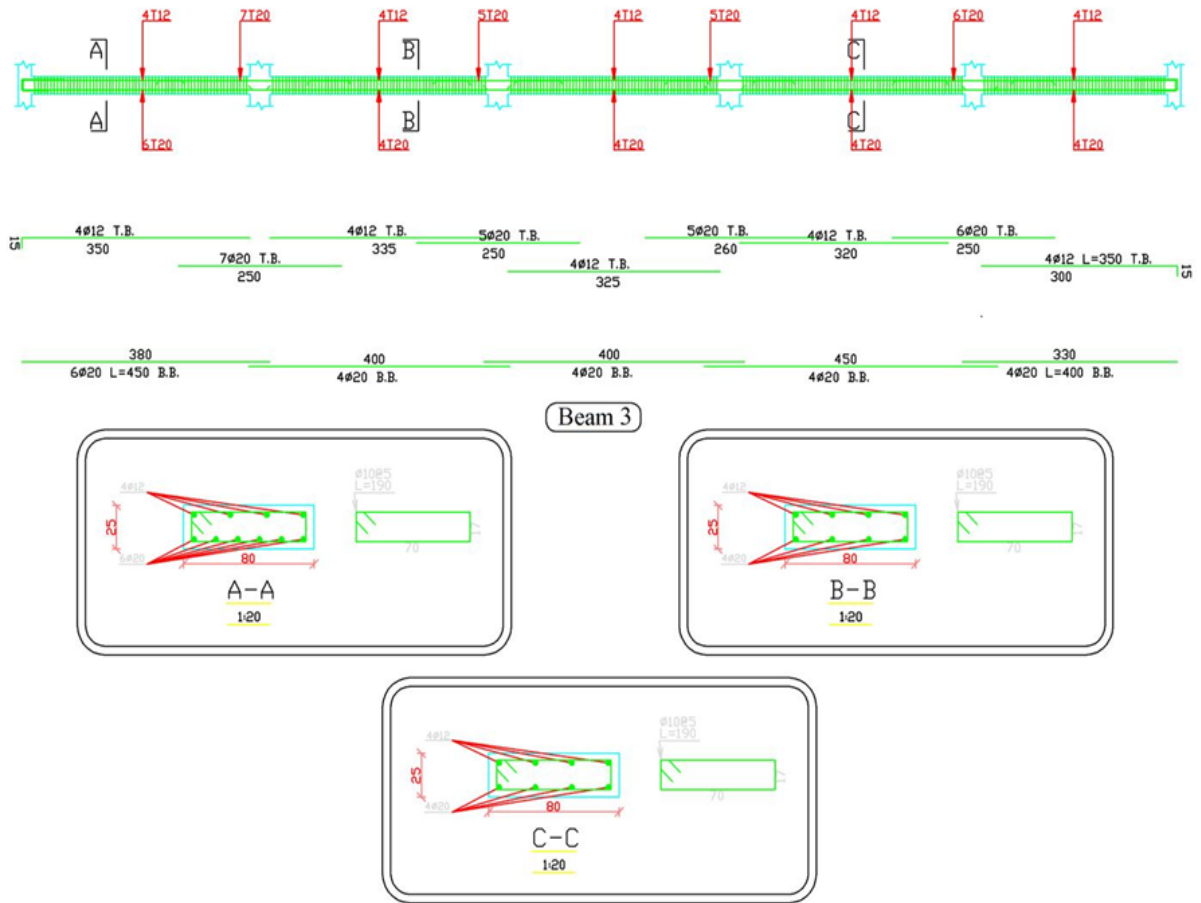


Figure (4-10) : Detailing of Beam 3.

4.7 Design of Column

4.7.1 Design of Short Column (C19)

4.7.1.1 Design of Longitudinal Reinforcement

Select column (C19) in the Basement Floor for design.

$$p_u = 2184.1kN$$

$$p_{nreq} = \frac{2184.1}{0.65} = 3360.15kN$$

$$\text{Assu min } g \dots \rho g = 0.0035$$

$$P_n = 0.8 * A_g * [0.85 * f_c' + \rho g (f_y - 0.85 * f_c')]$$

$$3360.15 = 0.8 * A_g * [0.85 * 24 + 0.035 * (412 - 0.85 * 24)]$$

$$A_{greq.} = 1231.51cm^2.$$

Use 30 cm × 50 cm ⇒ $A_g = 1500 cm^2 > 1231.51 cm^2$..ok

Check if the column is short or long

$$\left(\frac{k \cdot L_u}{r} \right) \leq \left(34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right) \leq 40$$

L_u : Actual un supported (unbraced) length

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

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

I: Moment of inertia

A: Cross sectional area of the column

$$I = \frac{bh^3}{12} \dots \text{for rectangular section}$$

$$A = b * h$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12 * b * h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.3 * h$$

$$r = 0.3 * 0.5 = 0.15m^2$$

$$k = 1.0$$

$$L_u = 2.75 \text{ m}$$

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{1 * 2.75}{0.15} = 18.33 < 22$$

∴ Short Column

4.7.1.2 Determining of ρ_g

$$P_n = 0.8 * A_g * [0.85 * f_c' + \rho_g (f_y - 0.85 * f_c')]$$

$$3360.15 = 0.8 * 150 * [0.85 * 24 + \rho_g (412 - 0.85 * 24)]$$

$$\rho_g = 0.019$$

$$A_s = 0.019 * 50 * 30 = 2850mm^2$$

4.7.1.3 Check of $A_{s_{min}}$.

$$A_{s_{min}} = 0.01 * 30 * 50 = 15cm^2$$

$$2850mm^2 > 1500 \text{ mm}^2$$

Select $8\phi 25$ with AS prov. = 39.25 cm².

4.7.1.4 Design of Tie Reinforcement

$Spacing \leq 16 \times d_b$ (Longitudinal.bar.diameter) = $16 \times 2.5 = 40\text{cm}$.

$Spacing \leq 48 \times d_t$ (tie.bar.diameter) = $48 \times 1.0 = 48\text{cm}$.

$Spacing \leq \text{Least.dim.ension} = 60\text{cm}$

Use $\phi 10$ @ 25cm c/c spacing.

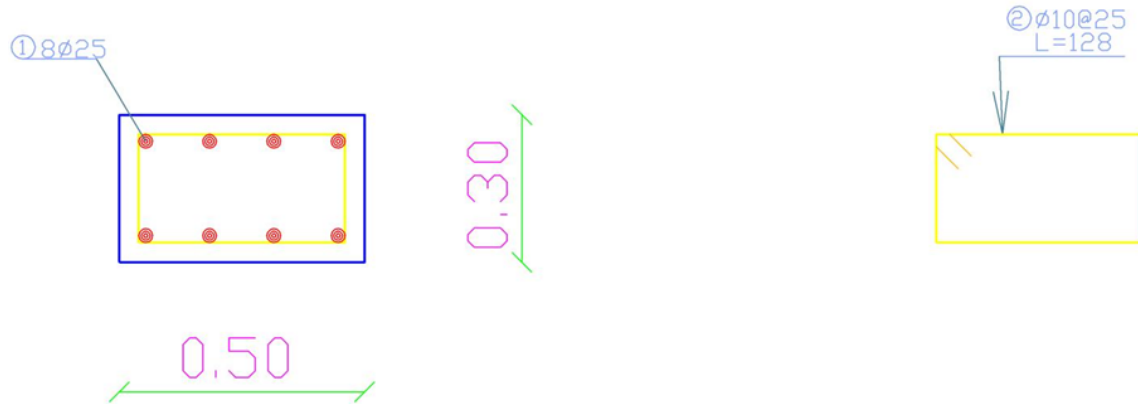


Figure (4-11) : Detailing of Column 19.

4.8 Design of One way solid slab

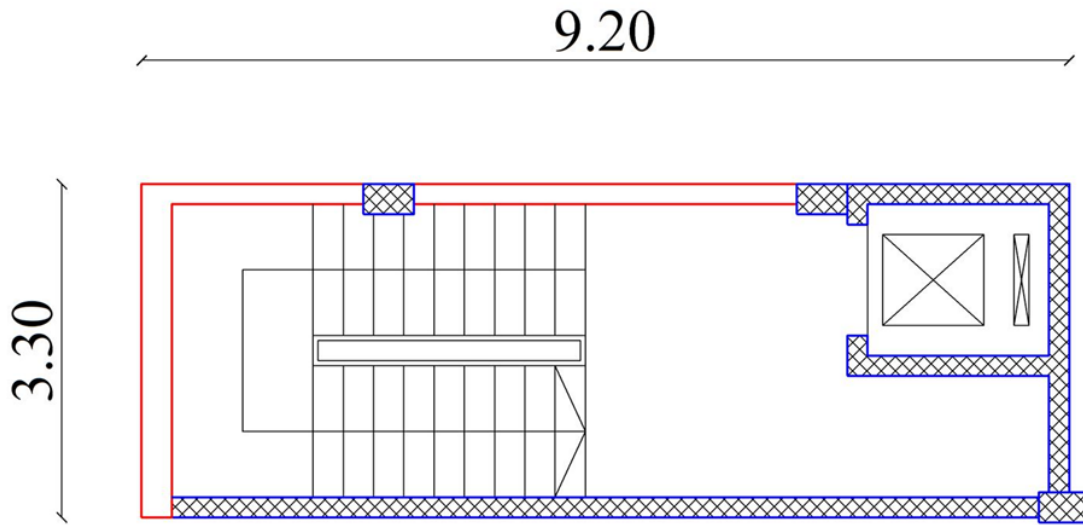


Figure (4-12) : One Way solid slab plan.

4.8.1 Check if it's one way

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{9.2}{3.3} = 2.79 > 2.0 \dots \text{One way}$$

4.8.2 Determination of thickness

$$h = \frac{L}{20} = \frac{3.3 - 2 \times 0.2}{20} = 14.5 \text{cm}$$

Select $h = 15 \text{cm}$

4.8.3 Load Calculation

$$D.L = 10KN / m^2$$

$$L.L = 5KN / m^2$$

From Ater we get

$$V_u = 30.6KN$$

$$M_u = 25.6KN.m$$

4.8.4 Design for positive moment

$$d = 150 - 20 - 12 = 118mm$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{25.6}{0.9} = 28.44 KN.m$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{28.44}{(1)(0.118)^2} = 2.04Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{412}{0.85 * 20} = 24.24$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.24} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.04 \times 24.24}{412}} \right] = 0.0053$$

$$A_{s_{req}} = \rho \times b \times d$$

$$= 0.0051 \times 1000 \times 118 = 625.4mm^2$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{A_{s_{req}}}{A_s \phi 16} = \frac{625.4}{113} = 5.53$$

use 6 ϕ 12 / m

Use ϕ 12 @ 20cm c / c

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 270 \text{ mm}^2 < A_{s_{\text{req}}} = 625.4 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{270}{113} = 2.39$$

\therefore Use $\phi 12 @ 40 \text{ cm c/c}$

4.8.5 Check of Strain

Tension = Compression

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

$$678 \times 412 = 0.85 \times 20 \times 1000 \times a$$

$$a = 16.43 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{16.43}{0.85} = 19.33 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{118 - 19.33}{19.33} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.015 > 0.005 \text{ok}$$

4.8.6 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 1000 \times 150 = 270$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{270}{113} = 2.39$$

Use $\phi 12 @ 40 \text{ cm c/c}$

4.8.7 Development length of the bars

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f'_c}} \times \alpha \times \beta \times \gamma \times d_b$$

$$L_d = \frac{412}{2\sqrt{20}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 55.27 \text{ cm.}$$

Use $L_d = 60 \text{ cm.}$

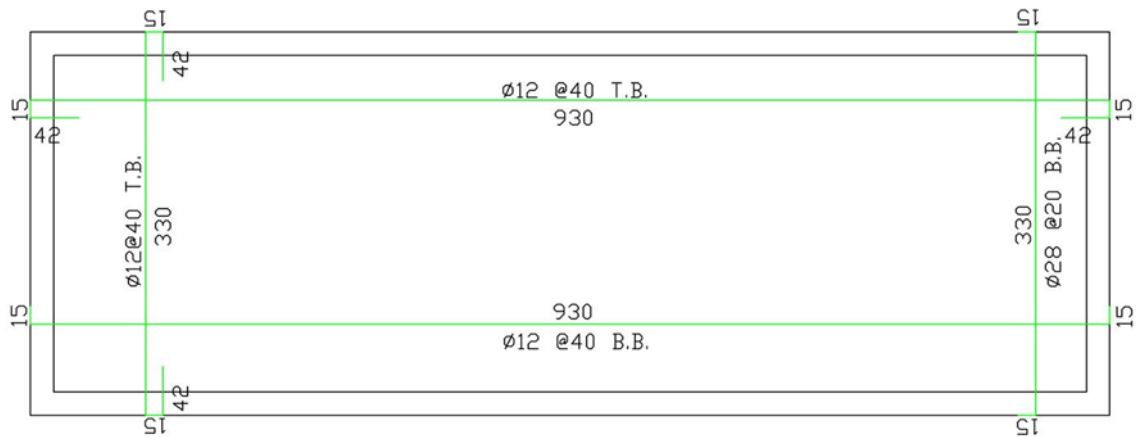


Figure (4-13) : Solid Slab Details.

4.9 Design of Stairs

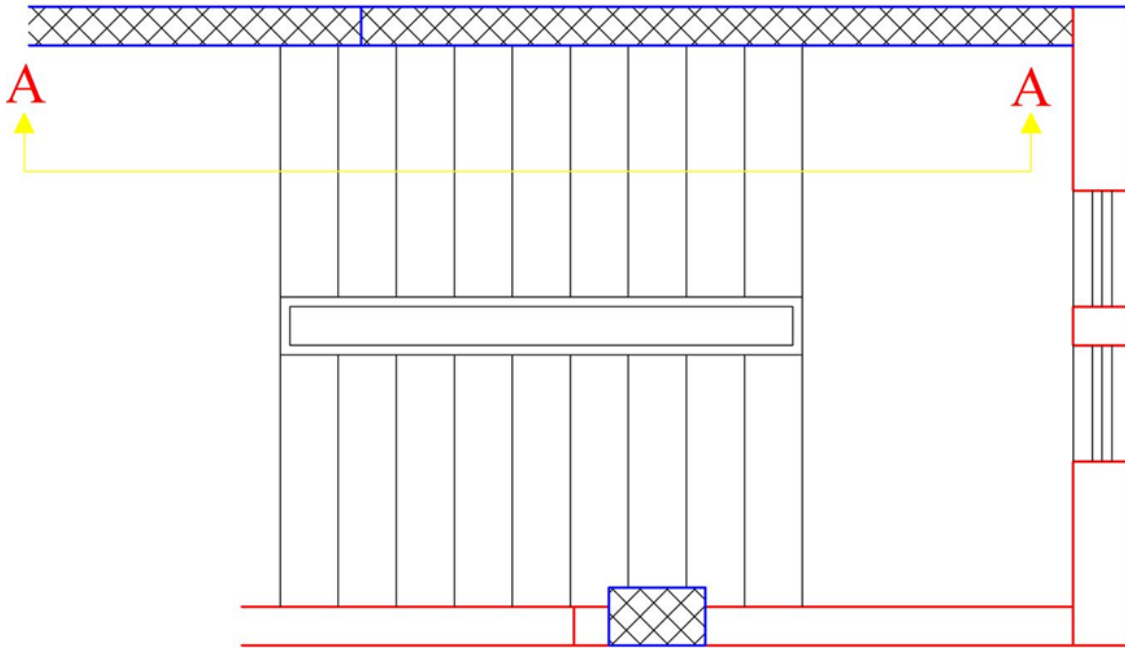


Figure (4-14) : Stairs plan.

4.9.1 Determination of Slab thickness

$$h_{\min} = \frac{\text{span}}{20}$$

$$h_{\min} = \frac{3.2}{20} = 0.16m$$

Use $h_{\min} = 16 \text{ cm}$

4.9.2 Load calculation

4.9.2.1 Dead Load

$$\text{Tiles} = \frac{(0.15 + 0.30) \times 0.03 \times 22}{0.3} = 0.99 \text{ KN/m}$$

$$\text{Morter} = \frac{(0.15 + 0.3) \times 0.02 \times 23}{0.3} = 0.69 \text{ KN/m}$$

$$\text{Stair} = \frac{0.5 \times 0.3 \times 0.15 \times 24}{0.3} = 1.8 \text{ KN/m}$$

$$\text{Concret} = \frac{0.16 \times 24}{\cos 26.57} = 4.29 \text{ KN/m}$$

$$\text{Plaster} = \frac{0.02 \times 23 \times 1}{\cos 26.57} = 0.51 \text{ KN/m}$$

4.9.2.2 Total Load

$$D.L_{total} = 8.28 \text{ KN/m}$$

$$L.L_{total} = 4 \text{ KN/m}$$

4.9.2.3 Factored load

$$q_u = 1.2D.L + 1.6L.L = 1.2 \times 8.28 + 1.6 \times 4 = 16.34 \text{ KN/m}$$

For one meter Strip, $q_u = 16.34 \text{ KN/m}$.

From ater We get

$$M_u = 28.6 \text{ KN/M}$$

$$V_u = 30.2 \text{ KN/M}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

Assuming $\emptyset 14$ for main reinforcement

$$\text{So, } d = 160 - 20 - 7 = 133 \text{ mm..}$$

Take $d = 13.3 \text{ cm}$

4.9.3 Design of shear

$$V_u = 30.2 \text{ KN.}$$

$$\phi V_c = \frac{\phi \sqrt{f_c'} \times b_w \times d}{6}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75 \times \sqrt{20} \times 1000 \times 0.133}{6} = 81.45 \text{ KN}$$

$$V_u = 30.2 \text{ KN} < \phi V_c = 81.45 \text{ KN.}$$

No shear Reinforcement is required (h=16 cm is OK).

4.9.4 Design of Bending Moment

$$M_u = 28.6 \text{ KN.m.}$$

$$M_{n_{req}} = \frac{M_u}{0.9} = \frac{28.6}{0.9} = 31.78 \text{ KN.m}$$

$$d = 13.3 \text{ cm.}$$

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

$$K_n = \frac{31.78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.133^2} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'}$$

$$m = \frac{412}{0.85 \times 20} = 24.23$$

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

$$\rho = \frac{1}{24.23} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 24.23 \times 1.8}{412}} \right) = 0.0046$$

$$\underline{A_s \text{ req} = 0.0046 \times 1000 \times 133 = 611.8 \text{ mm}^2}$$

$$A_{s \text{ min}} \geq \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d)$$

$$\geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d)$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{\sqrt{20}}{4(412)} (1000)(133) \leq \frac{1.4}{412} (1000)(133)$$

$$360.9 \leq 451.94$$

so $A_{s \text{ min}} = 451.94 \text{ mm}^2$

$$A_{s \text{ min}} = 451.94 \leq A_{s \text{ req}} = 611.8$$

$$A_s = 611.8 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Control.}$$

$$\# \text{ Of Bars} = \frac{611.8}{154} = 3.97$$

Use $\phi 14 @ 20 \text{ cm.}$

4.9.5 Check of Strain

Tension = Compression

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

$$611.8 \times 412 = 0.85 * 20 * 1000 * a$$

$$a = 14.8 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14.8}{0.85} = 17.41 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{133 - 17.41}{17.41} * 0.003$$

$$\epsilon_s = .02 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

4.9.6 Development length of the bars

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c'}} \times \alpha \times \beta \times \gamma \times d_b$$

$$L_d = \frac{412}{2 \times \sqrt{20}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.3 = 59.9 \text{ mm}$$

$$L_d = 60 \text{ cm}$$

4.9.7 Secondary reinforcement

$$A_s = \frac{1}{5} \times A_{s_{req}} = \frac{1}{5} \times 611 = 122.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Shrinkage}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 160 = 288 \text{ mm}^2$$

Use $\phi 10$ @ 20 cm.

A-A



Figure (4-15) : Detailing of Stairs.

4.10 Design of Basement wall

4.10.1 Load Calculation

$$q_1 = \gamma \times h \times K_0$$

$$\gamma_{\text{soil}} = 17 \text{ Kn/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$K = 0.5$$

$$q_1 = 17 \times 2.75 \times 0.5 = 23.375 \text{ Kn/m}^2$$

$$q_2 = P \times K_0$$

$$q_2 = 5 \times 0.5 = 2.5 \text{ Kn/m}^2$$

4.10.2 Thickness Calculation

Assume $\rho = 0.01$

$$M_u = 16.4 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 16.4/0.9 = 18.22 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.2$$

$$K_n = \rho \times \frac{f_y}{1 - 0.5m\rho} = 0.01 \times \frac{412}{1 - 0.5 \times 20.2 \times 0.01} = 4.58 \text{ Mpa}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{18.22 \times 10^6}{1000 \times 4.58}} = 64 \text{ mm}$$

$$h = 64 + 30 + 10 = 104 \text{ mm}$$

select $h = 30 \text{ cm}$

4.10.3 Wall Design

$$d = 300 - 30 - 12 = 258 \text{ mm}$$

$$Kn = \frac{Mnx}{b * d^2} = \frac{18.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.258^2} = 0.27 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.2 \times 0.27}{412}} \right) = 0.00066 < 0.0018$$

$$\underline{As_{req} = 0.0018 \times 1000 \times 258 = 464.4 \text{ mm}^2 / \text{m}}$$

$$As_{min} = \frac{0.25 \sqrt{fc'}}{fy} \times b \times d = \frac{0.25 \sqrt{24} \times 1000 \times 258}{412} = 766.95 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$As_{min} = \frac{1.4 \times bw \times d^2}{fy} = \frac{1.4 * 1000 * 258}{412} = 876.7 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$As_{min} = 876.7 \text{ mm}^2 / \text{m} > As_{req} = 464.4 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{876.7}{154} = 5.69$$

Select $\Phi 14 @ 18 \text{ cm c/c}$

$$\begin{aligned} As_{min} &= 0.0012 \times b \times h \\ &= 0.0012 \times 1000 \times 300 \\ &= 360 \text{ mm}^2 / \text{m} \end{aligned}$$

$$A_{s_{req}} > A_{s_{min}} \dots\dots\dots OK$$

4.10.4 Design of Secondary Reinforcement

Select the greater of

$$A_{s_{horizontal}} = 0.002 * 1000 * 300 = 600mm^2 / m$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{600}{113} = 5.3$$

Select φ12@18cm with $A_s = 678mm^2/m$

4.10.5 Check for Shear

$$\phi \times V_c \geq V_n$$

$$\phi \times V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 1000 \times 0.258$$

$$\phi \times V_c = 157.99 \gg V_u = 18.5 \text{ kN}$$

∴ No Shear Reinforcement Required

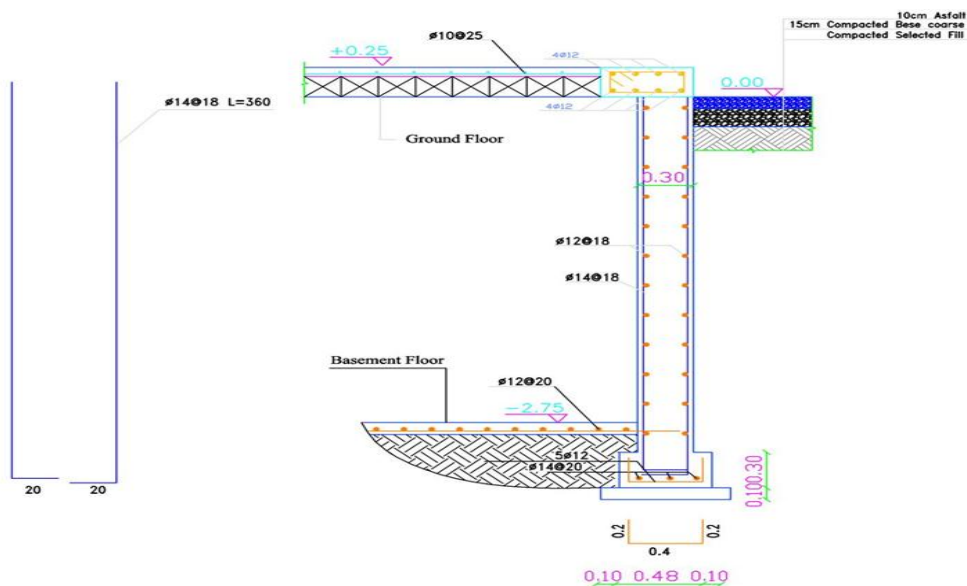


Figure (4-16) : Basement Wall & Strip footing Details.

4.11 Design of Isolated footing (F 08).

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed .The following subsections describe the analysis and design of footing F 08

4.11.1 Load Calculation

From Column:

Factored load =877 Kn

Soil weight =17 KN/m³

Column geometry 20×50 cm

Allowable soil pressure =400 KN/m²

$$P_u = 877 \text{ Kn}$$

Where :

P_u :Factored load from the column

4.11.2 Design of Footing Area

To determine the required footing area, the total service load will be used

Allowable soil pressure =400 KN/m²

Area = Total service load / Soil Pressure

$$=877 \text{ KN} / 1.4 * 400 \text{ KN/m}^2$$

$$= 1.57 \text{ m}^2$$

$$\text{Try } 1.40\text{m} \times 1.2\text{m} \quad \text{Area} = 1.68 \text{ m}^2 > \text{Required Area} = 1.57 \text{ m}^2$$

For the design of the reinforced concrete membre, factored load must be used :

$$P_u = 877 \text{ KN}$$

$$\sigma_{Actual} = \frac{P_u}{A_{Provided}} = \frac{877}{1.68} = 522.02 \text{ KN} / \text{m}^2 < 1.4 * 400 = 560 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots OK$$

4.11.3 Determine the depth of footing based on shear strength

$$\text{Assume } h = 50 \text{ cm} \dots\dots d = 500 - 80 - 16 = 404 \text{ mm}$$

4.11.4 Check for one way shear strength

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

$$\frac{a}{2} + d = \frac{0.5}{2} + 0.404 = 0.654 \text{ m}$$

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

$$V_u = 522.02 * \left(\frac{1.4}{2} - 0.654 \right) * 1.2 = 28.81 \text{ KN}$$

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

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1200 * 404 = 296.88 \text{ Kn}$$

$$\underline{\phi.V_c = 296.88 \text{ KN} > V_u = 28.81 \text{ KN}}$$

4.11.5 Check for two way shear action punching

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

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

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

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{50}{20} = 2.5$$

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

$$b_o = 4d + 2a + 2b = (4 \times 0.404) + (2 \times 0.5) + (2 \times 0.2) = 3.016m$$

$\alpha_s = 30$ for edge column

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{2.5} \right) * \sqrt{24} * 3016 * 404 = 1343.08Kn$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{0.3 * 0.404}{3.016} + 2 \right) * \sqrt{24} * 3016 * 404 = 761.15Kn$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 3016 * 404 = 1492Kn$$

$$\phi.V_C = 761.15Kn \text{ Control}$$

$$Vu_C = Pu - FR_b$$

$$FR_b = \sigma_{bu} \times \text{area of critical section}$$

$$Vu_C = 877 - \left[\left((0.5 + 0.404) \times (0.5 + 0.404) \right) \right] \times 522.02 = 450Kn$$

$$\underline{\phi.Vc = 761.15Kn > Vu_C = 450Kn \text{.....satisfied}}$$

4.11.6 Check transfer of load at base of column

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

$$\phi.Pn = \frac{0.65 \times [0.85 \times 24 \times (200 \times 500)]}{1000} = 1326Kn$$

$$\text{But } Pu = 877 < \phi.Pn = 1326$$

∴ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$As_{\min} = 0.005 \times Ag = 0.005 \times 200 \times 500 = 500mm^2$$

Select 8Φ14

4.11.7 Design of Bending Moment

- **At 60 cm Direction.**

$$Mu = 522.02 \times (1.4 \times 0.45) \times \frac{0.45}{2} = 74Kn.m$$

Try to design it by Plain concrete

$$\phi Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{74}{0.9} = 82.22Kn.m$$

Using Reinforced Concrete .

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{82.22 \times 10^{-3}}{1.4 \times 0.404^2} = 0.36 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.36}{412}} \right) = 0.0008 < 0.0018$$

$A_{s_{\min}}$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1400 \times 0.5 = 1260 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 1260 \text{ mm}^2$$

Select 8 ϕ 16@15cm...c/c

• **At 30 cm Direction:-**

$$M_u = 522.02 \times (0.5 \times 1.2) \times \frac{0.5^2}{2} = 78.303 \text{ Kn.m}$$

$$M_n = \frac{78.303}{0.9} = 87 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{87 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.404^2} = 0.44 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.44}{412}} \right) = 0.0011 < 0.0018$$

$$A_{s_{\min e}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1200 \times 0.5 = 1080 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1080 \text{ mm}^2$$

Select 6 ϕ 16 @ 20cm c/c

4.11.8 Check of Strain

Tension = Compression

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

$$1260 \times 412 = 0.85 \times 24 \times 1.4 \times a$$

$$a = 18.18 \text{ mm}$$

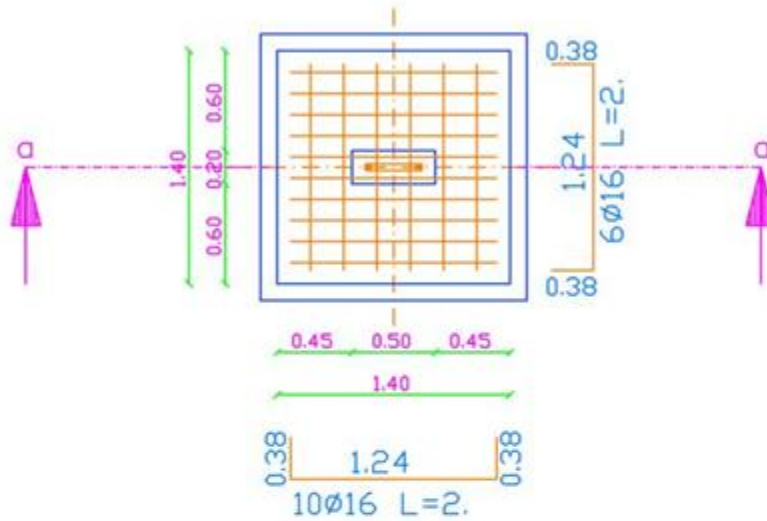
$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{18.18}{0.85} = 21.39$$

$$\epsilon_s = \frac{404 - 21.39}{21.39} \times 0.003$$

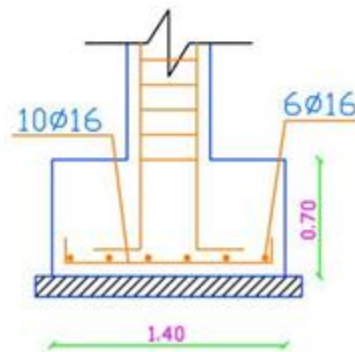
$$\epsilon_s = 0.054 > 0.005 \quad \text{.....OK}$$

ISOLATED FOOTING F8

140/140 cm



Bottom reinforcement



SECTION a-a

Figure (4-17) : Detailing of isolated Footing (F08).

4.12 Design of combined footing

Footing for the column C15 & C16:

4.12.1 Load Calculation

C15 :45×20Pu =1107.26 Kn ,

C2 :45×20 Pu =1136.06Kn..

4.12.2 Determination of the footing dimensions

Allowable soil pressure =400 KN/m²

$$Pu = 1107.26 + 1136.06 = 2243.32 \text{ Kn}$$

Distance between the two columns is 1.35 m center to center

FR Position at the center between the two column

$$A_{req.} = \frac{P_{total}}{q} = \frac{2243.32}{400} = 5.608 \text{ m}^2$$

$$\therefore \text{select } Ag = 2.6 \times 2.2 = 5.72 \text{ m}^2 > 5.608 \text{ m}^2$$

$$q = \frac{2243.32}{5.72} = 392.19 \text{ Kn/m}^2 < 1.4 \times 400 = 560 \text{ Kn/m}^2 \dots \text{OK}$$

4.12.3 Determination of the foundation depth

Select h =50 cmd = 500 – 80 – 16 = 40.4 cm

4.12.4 Check for one way shear action

- For Col. 15

$$V_u = 1107.26 - [(0.4 + 0.45 + \frac{0.404}{2}) \times 392.19 \times 2.2]$$

$$V_u = -199.57 \text{ Kn}$$

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

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 0.404 = 544.27 \text{ Kn}$$

$$\underline{\phi.V_c = 544.27 \text{ Kn} > V_u = 199.57 \text{ Kn} \therefore \text{ Safe}}$$

- For Col. 16

$$V_u = 1136.06 - [(0.4 + 0.45 + \frac{0.404}{2}) \times 392.19 \times 2.2]$$

$$V_u = 228.4 \text{ Kn}$$

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

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 2200 * 0.404 = 544.27 \text{ Kn}$$

$$\underline{\phi.V_c = 544.27 \text{ Kn} > V_u = 228.4 \text{ Kn} \therefore \text{ Safe}}$$

4.12.5 Check for two way shear action

- For Col. 15

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

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

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

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{0.5}{0.2} = 2.25$$

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

$$b_o = 2 \times (0.45 + 0.404) + 2 \times (0.2 + 0.404) = 2.916 \text{ mm}$$

$$b_o = 2 \times \left(0.40 + 0.45 + \frac{0.404}{2} \right) + 2 \times (0.2 + 0.404) = 2.708 \text{ mm}$$

$\alpha_s = 20$ for corner

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} \times \left(1 + \frac{2}{2.25} \right) * \sqrt{24} * 2708 * 0.404 = 1265.5 \text{ Kn}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{20 * 0.404}{2.708} \right) * \sqrt{24} * 2708 * 0.404 = 1358.74 \text{ Kn}$$

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 2708 * 0.404 = 1339.91Kn$$

$$\phi.V_c = 1265.5Kn \dots \text{Control}$$

$$Vu_c = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * \text{area of critical section}$$

$$Vu_c = 1107.26 - 392.19[(0.45 + 0.404)(0.2 + 0.404)] = 905KN$$

$$\phi.V_c = 1295Kn > Vu_c = 905Kn \dots \text{satisfied}$$

• **For Col. 16**

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

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

$$\phi.V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{0.5}{0.2} = 2.25$$

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

$$b_o = 2 \times (0.45 + 0.404) + 2 \times (0.2 + 0.404) = 2.916mm$$

$$b_o = 2 \times \left(0.40 + 0.45 + \frac{0.404}{2} \right) + 2 \times (0.2 + 0.404) = 2.708mm$$

$$\alpha_s = 20 \dots \text{for corner}$$

$$\phi.V_C = \phi \cdot \frac{1}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{6} \times \left(1 + \frac{2}{2.25} \right) * \sqrt{24} * 2708 * 0.404 = 1265.5Kn$$

$$\phi.V_C = \phi \cdot \frac{1}{12} \left(\frac{\alpha_s}{b_o/d} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{20 * 0.404}{2.708} \right) * \sqrt{24} * 2708 * 0.404 = 1358.74Kn$$

$$\phi.V_C = \phi \cdot \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{24} * 2708 * 0.404 = 1339.91Kn$$

$$\phi.V_C = 1265.5Kn \dots \text{Control}$$

$$Vu_c = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * \text{area of critical section}$$

$$Vu_c = 1136.06 - 392.19[(0.45 + 0.404)(0.2 + 0.404)] = 933.76KN$$

$$\phi.V_c = 1295Kn > Vu_c = 933.76Kn \dots \dots \text{satisfied}$$

4.12.6 Design for Bending Moment

- **Bottom reinforcement**

At section A-A

$$Mu = 392.19 * 1 * 0.5 * 1 = 196.09Kn.m$$

$$d = 500 - 80 - 16 = 404 mm$$

$$Mn = \frac{196.09}{0.9} = 217.88KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{217.88 \times 10^{-3}}{2.6 \times (0.404)^2} = 1.335Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 1.335}{412}} \right) = 0.0033$$

$$A_{s_{Req.}} = \rho * b * d = 0.0033 * 1000 * 0.404 = 1333.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 0.404 = 727.2 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 1333.2 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{control}$$

Select 6 $\phi 18/m \dots A_{s_{provided}} = 1526 \text{ mm}^2 > 1333.2 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}$

Tension = Compression

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

$$1526 * 412 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 30.82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{30.82}{0.85} = 36.26$$

$$\epsilon_s = \frac{404 - 36.26}{36.26} * 0.003 = 0.0304$$

$$\epsilon_s = 0.0304 > 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

At section B-B

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 0.404 = 727.2 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } 4\phi 16 \dots A_s \text{ provided} = 804 \text{ mm}^2 > 727.2 \text{ mm}^2 \dots \text{ok}^2$$

4.12.7 Check of Strain

Tension = Compression

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

$$804 * 412 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 16.24 \text{ mm}$$

$$c = \frac{16.24}{0.85} = 19.1 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{420 - 19.1}{19.1} * 0.003 = 0.06$$

$$\epsilon_s = 0.06 > 0.005 \quad \dots \dots \dots \text{OK}$$

4.12.8 Check transfer of load at base of column

$$\phi.P_n = \phi.(0.85 f_c' A_g)$$

$$\phi.P_n = 0.65 * [0.85 * 24 * (450 * 200)] / 1000 = 1193.4 \text{ KN}$$

$$\text{But } P_u = 1107.26 < \phi.P_n = 1193.4 \text{ KN}$$

\therefore Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$A_{s_{min}} = 0.005 * A_g = 0.005 * 450 * 200 = 450mm^2$$

Use the column bars as a dowels

for col.15

$$A_s = 6 \times 154 = 924 > A_{s_{min}}$$

∴ Use 6φ14 for dowels

for co.16

$$A_s = 6 \times 154 = 924 > A_{s_{min}}$$

∴ Use 6φ14 for dowels

COMBINED FOOTING CFI
230/260 cm

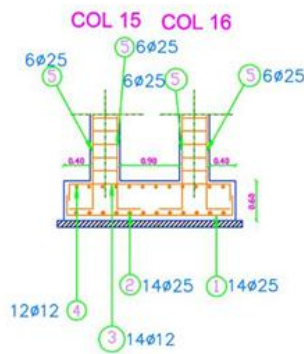
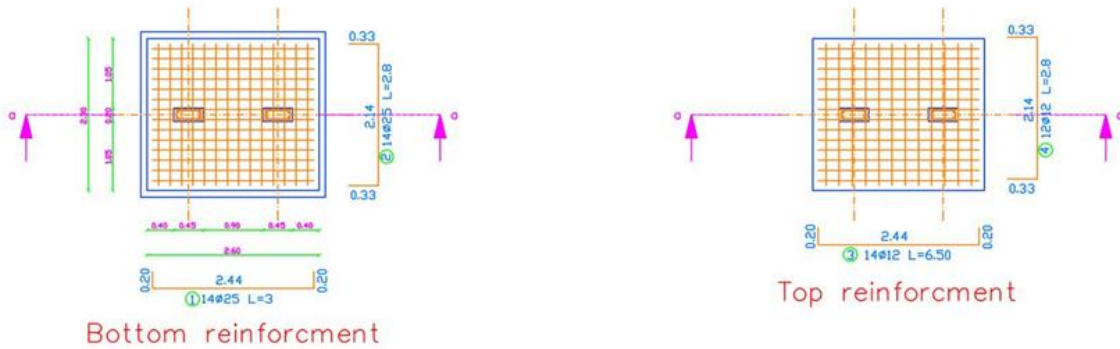


Figure (4-18) : Detailing of Combined Footing.

4.13 Design of Strip Footing

4.13.1 Load Calculation

Weight of wall (D.L) = height×Thickness × 1m wide × γ_c

$$=16.05 \times 0.20 \times 24 = 77.04 \text{ KN/m}$$

Total W = 77.04 KN/m

4.13.2 Determine the Footing Width

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

$$\text{Footing width} = \frac{W_{total}}{\text{allowable soil Pressure}} = \frac{77.04}{400} = 0.19 \text{ m}$$

Select 50 cm.

4.13.3 Determine of footing depth

Assume $h_{\text{footing}} = 40 \text{ cm}$

4.13.4 Design of shear

$$q_u = 1.2 \times D$$

$$q_u = 1.2 \times 77.04 = 92.45 \text{ Kn}$$

$$\underline{h_{\text{footing}} = 40 \text{ cm}}$$

$$d = 400 - 70 - 10 = 320 \text{ cm}$$

4.13.5 Bearing pressure

$$p_{\text{net}} = \frac{pu}{\text{Area}} = \frac{92.45}{0.5 \times 1} = 184.9 \text{ Kn/m}^2$$

$$V_n = V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d$$

$$\Phi V_c = V_u$$

$$0.75 * \frac{1}{6} \sqrt{24} * 1000 * d = \frac{184.9}{0.5} * \left(\frac{0.5 - 0.25}{2} - d \right)$$

$$d = 10.2 \text{ cm.}$$

$$\text{Total thickness} = 10.2 + 7 + 2 = 19.2 \text{ cm.}$$

⇒ **Select h = 30 cm.**

4.13.6 Determine of Reinforcement for Moment Strength

$$M_u = P_{\text{net}} \left(\frac{\text{footing width} - \text{wall width}}{2} \right) \times \left(\frac{\text{footing width} - \text{wall width}}{4} \right)$$

$$= 184.9 \times 0.15 \times 0.075$$

$$\Rightarrow M_u = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$d = 30 - 7 - 2 = 21 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{2.08}{0.9} = 2.31 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{2.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.21^2} = 0.05 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.2 \times 0.05}{412}} \right) = 0.00012 < 0.0018$$

$$A_{s_{Req.}} = \rho * b * d = 0.0018 * 1000 * 210 = 378mm^2$$

Check $A_{s_{min}}$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25 * \sqrt{f_c'} * b * d}{F_y} = \frac{0.25 * \sqrt{24} * 1000 * 210}{412} = 624.26mm^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 * b * d}{F_y} = \frac{1.4 * 1000 * 210}{410} = 713.59cm^2$$

$$A_{s_{req}} < A_{s_{min}}$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540mm^2$$

$$\therefore A_s = 713.59mm^2$$

Select $\phi 14 @ 20cm$

4.13.7 Check of strain

Tension = Compression

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

$$770 * 412 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 15.55mm$$

$$C = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.55}{0.85} = 18.29mm$$

$$\epsilon_s = \frac{210 - 18.29}{18.29} * 0.003 = 0.031$$

$$\epsilon_s = 0.031 > 0.005 \quad \dots\dots\dots OK$$

4.13.8 Development length of main reinforcement

For $\Phi 14$ bars $d_b = 1.4$ cm:

$$L_d = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c'}} a \cdot \beta \cdot \gamma \cdot d_b$$

$$L_d = \frac{412}{2\sqrt{24}} 1 * 1 * 1 * 1.4$$

$$L_d = 58.86 \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Available } L_d = 35 - 7 = 28 \text{ cm} \leq 58.6 \text{ cm}$$

$$0.24 * f_y * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{f_c'}} = 19.2 \text{ cm}$$

So a standard hook of 25 cm must be used to provide L_d .

4.13.9 Design of Secondary Bottom Reinforcement

$A_{s_{\min}}$ for shrinkage & temperature

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times b \times h$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 \times 1000 \times 300$$

$$A_s = 540 \text{ mm}^2$$

Select $5\phi 12$ with AS prov. = 5.65 cm^2 .

4.13.10 Design of dowels bars

$$A_{s_{\min}} = 0.0012 \times 1000 \times 210 = 2520 \text{ mm}^2$$

Use longitudinal shear wall bars

Use $\phi 12 @ 30$ cm

$$Ld = \frac{f_y}{2\sqrt{f_c'}} a \cdot \beta \cdot \gamma \cdot d_b$$

For $\phi 14$ bars

$$Ld = \frac{412}{2\sqrt{24}} 1 * 1 * 1 * 1.2$$

$$Ld = 50.45 \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Available } Ld = 30 - 7 = 23 \text{ cm} \leq 48 \text{ cm}$$

$$0.24 * f_y * 1.4 * 0.7 * \frac{1}{\sqrt{f_c'}} = 19.2 \text{ cm}$$

So a standard hook of 20 cm must be used to provide Ld.

4.14 Design of Mat Foundation

4.14.1 Load Calculation

$$P_u = 19.8 \text{ kn/m}$$

4.14.2 Calculation of required area

$$A = 10 \times 10 = 100 \text{ m}^2$$

Assume $h = 30 \text{ cm}$

4.14.3 Design of shear

$$d = 300 - 80 - 12 = 208mm$$

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * b_w * d$$

$$\phi.V_c = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 0.208 = 127.37 KN$$

$$P_{u_{max}} = 19.8 KN / m = 19.8 * 1 = 19.8 KN$$

$$\phi.V_c = 127.37 KN > P_u = 19.8 KN \dots\dots\dots OK$$

4.14.4 Design of bending moment

By using the StaadPro.2007 software to analyze the foundation, the moment result is as in the following chart:

$$h = 30cm$$

$$d = 20.8cm$$

$$Area = 10 \times 10$$

$$f_y = 412 Mpa$$

$$f_c' = 24 Mpa$$

4.14.4.1 Design in X-directions

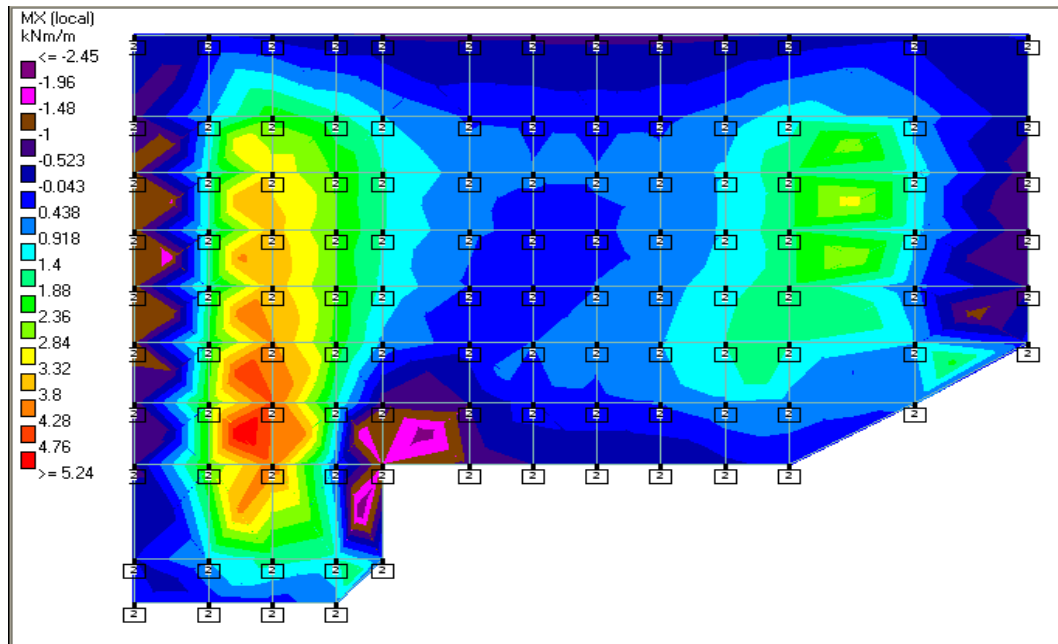


Figure (4-19) : Bending moment in X-direction

4.14.4.1.1 Design of positive moment

$$+ve Mu_x = 5.24 KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{5.24}{0.9} = 5.82 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{5.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.208^2} = 0.133 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = \frac{412}{0.85 \times 24} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.2 \times 0.133}{412}} \right) = .00032 < 0.0018$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0018 \times 1000 \times 208 = 374.4 \text{ mm}^2$$

Shrinkage & temperature

$$As = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540 \text{ mm}^2$$

$$As = 540 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Control}$$

Select 5 ϕ 12 @ 20cm

$$As = 565 \text{ mm}^2 > As_{req} = 540 \text{ mm}^2$$

4.14.4.1.2 Design of negative moment

$$-ve Mu = -2.45 KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{2.45}{0.9} = 2.72 KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{2.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.208^2} = 0.063 Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85 fc'} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.2 \times 0.063}{412}} \right) = 0.00015 < 0.0018$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0018 \times 1000 \times 208 = 374.4 \text{ mm}^2$$

Shrinkage & temperature

$$As = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2$$

$$As = 540 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{Control}$$

Select 5φ12 @ 20cm

$$As = 565 \text{ mm}^2 > As_{req} = 540 \text{ mm}^2$$

4.14.4.2 Design in Y-directions:

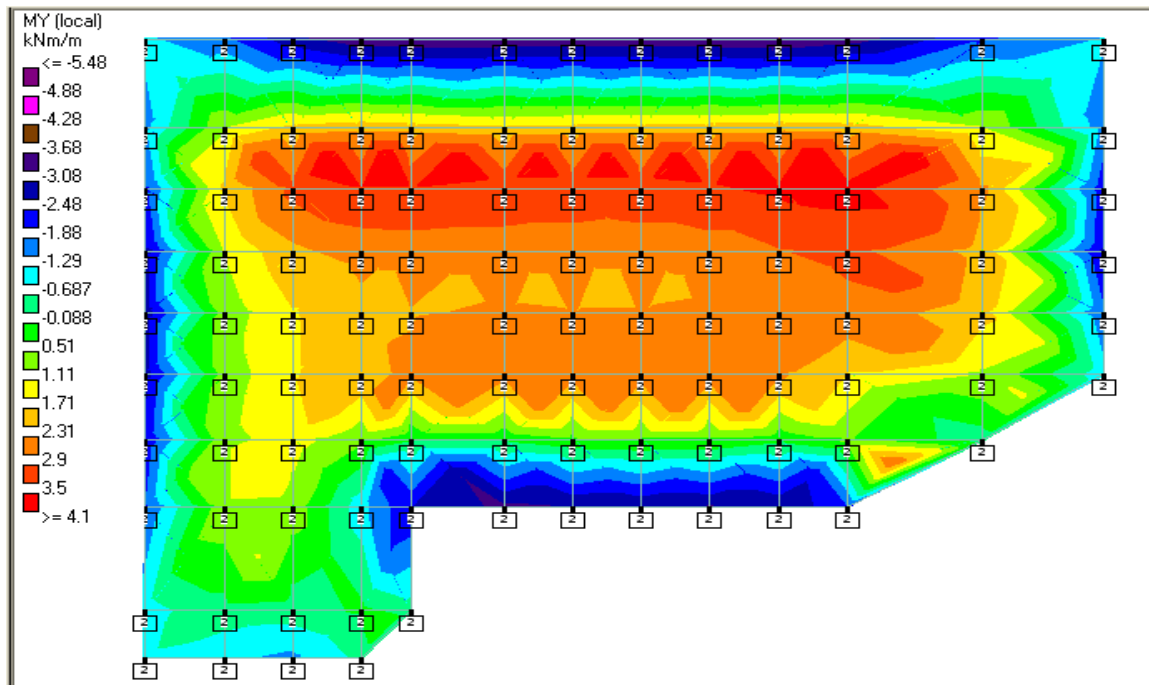


Figure (4-20) : Bending Moment in Y-direction.

4.14.4.2.1 Design of positive moment

$$+ve Mu = -4.1KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{4.1}{0.9} = 4.56KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{4.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.208^2} = 0.105Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.2 \times 0.105}{412}} \right) = 0.00026 < 0.0018$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0018 \times 1000 \times 208 = 374.4mm^2$$

Shrinkage & temperature

$$As = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540mm^2$$

$$As = 540mm^2 \dots\dots\dots Control$$

Select 5φ12 @ 20cm

$$As = 565mm^2 > As_{req} = 540mm^2$$

4.14.4.2.2 Design of negative moment

$$-ve Mu = -5.48KN.m$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{5.48}{0.9} = 6.09KN.m$$

$$Kn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{6.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.208^2} = 0.141Mpa$$

$$m = \frac{fy}{0.85fc'} = 20.2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Kn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.2 \times 0.141}{412}} \right) = 0.00034 < 0.0018$$

$$As_{req} = \rho \times b \times d = 0.0018 \times 1000 \times 208 = 374.4mm^2$$

Shrinkage & temperature

$$As = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 300 = 540mm^2$$

$$As = 540mm^2 \dots\dots\dots Control$$

$$Select 5φ12 @ 20cm \Rightarrow As = 565mm^2 > As_{req} = 540mm^2$$

4.15 Design of Shear wall

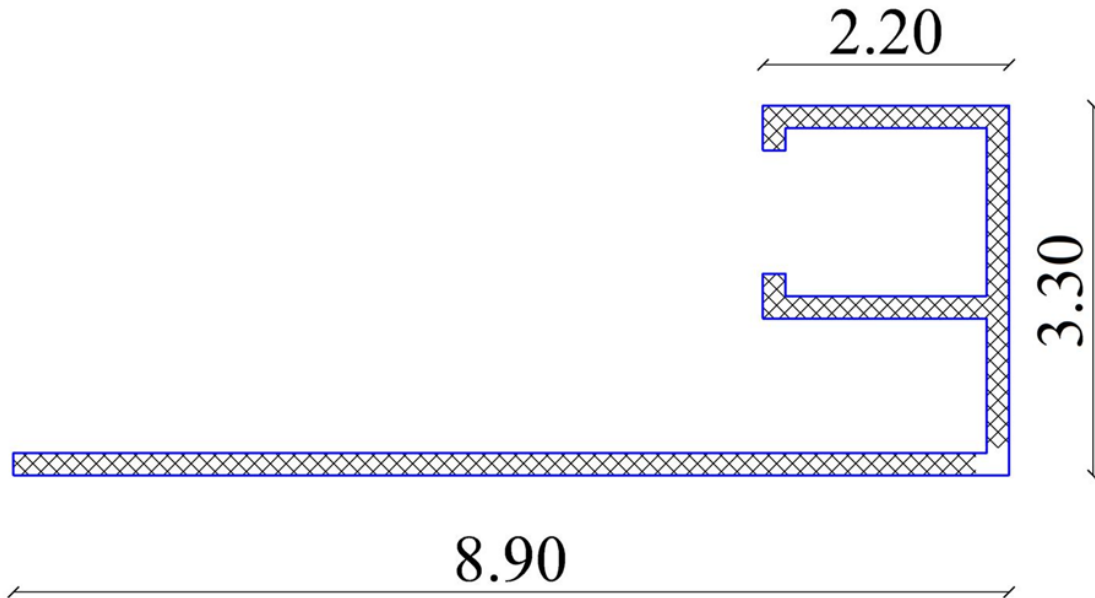


Figure (4-21) : Shear Wall.

4.15.1 Load Calculation

$$W_{\text{Basement Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{uppercolumns \& walls}} + W_{\text{lowercolumns \& walls}}) = 4797.07 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Ground Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{uppercolumns \& walls}} + W_{\text{lowercolumns \& walls}}) = 5187.22 \text{ KN}$$

$$W_{\text{+Ground Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{uppercolumns \& walls}} + W_{\text{lowercolumns \& walls}}) = 3785.5 \text{ KN}$$

$$W_{\text{First Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{uppercolumns \& walls}} + W_{\text{lowercolumns \& walls}}) = 4723.65 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Second Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{uppercolumns \& walls}} + W_{\text{lowercolumns \& walls}}) = 4723.65 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Third Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{uppercolumns \& walls}} + W_{\text{lowercolumns \& walls}}) = 4723.65 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Fourth Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5(W_{\text{uppercolumns \& walls}} + W_{\text{lowercolumns \& walls}}) = 3671.8 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Basement}} + W_{\text{Ground}} + W_{\text{First}} + W_{\text{Second}} + W_{\text{Third}}$$

$$W_{\text{Total}} = 31612.54 \text{ KN}$$

4.15.2 Calculation of shear force on "shear walls"

From Uniform Building Code 1997)UBC(, the total design base shear in a given direction shall be determined from the following formula:

$$V = \frac{C_v \cdot I}{R \cdot T} W \dots \dots \dots (\text{Eq.30-4})$$

The total design base shear need not exceed the following :

$$V = \frac{2.5 C_a \cdot I}{R} W \dots \dots \dots (\text{Eq.30-5})$$

The total design base shear shall not be less than the following :

$$V = 0.11 C_a \cdot I \cdot W \dots \dots \dots (\text{Eq.30-5})$$

H Building = 21m

Z = 0.3

R = 5.5

I = 1

Ca = 0.24

Ct = 0.0488

Cv = 0.24

Where:

Z = seismic zone factor as given in Table 16-I .

R = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set forth in Table 16-N or

16-p.

I = importance factor given in Table 16-K.

Ca = seismic coefficient, as set forth in Table 16-Q.

Ct = numerical coefficient given in Section 1630.2.2.

C_v = seismic coefficient, as set forth in Table 16-R.

h_i, h_n, h_x = height in feet)m (above the base to Level i, n or x , respectively .

$$T = C_t (h_n)^{\frac{3}{4}} \quad (UBS)$$

$$T = 0.0488 * (21)^{\frac{3}{4}} = 0.48$$

$$V_1 = \left(\frac{C_v \times I}{R \times T} \right) \times W = \left(\frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.48} \right) \times 31612.54 = 2873.87 \text{ kN}$$

Not Exceed

$$V_1 = \left(\frac{2.5 \times C_a \times I}{R} \right) \times W = \left(\frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5} \right) \times 31612.54 = 3448.64 \text{ kN}$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 \times C_a \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 31612.54 = 347.49 \text{ kN}$$

$V = 2873.87 \text{ kN} \text{ ---Control}$

$$F_t = 0.07 \times T \times V = 0.07 \times 0.48 \times 2873.87 = 96.56 \text{ kN}$$

$$F_{xi} = \left(\frac{V - F_t}{(W \times H)_{tot}} \right) \times W_i \times h_i = \left(\frac{2873.87 - 96.56}{663863.34} \right) \times W_i \times h_i = 0.00418 \times W_i \times h_i$$

Table (4-1) : Shear Wall Loads.

Floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi	FX
7	3671.8	2873.87	21	96.56	77107.8	322.31	418.87
6	4723.65	2873.87	18	96.56	85025.7	355.4	774.27
5	4723.65	2873.87	15	96.56	70854.75	296.17	1070.44
4	4732.65	2873.87	12	96.56	56791.8	237.39	1307.83
3	5187.22	2873.87	9	96.56	46684.98	195.14	1502.97
2	3785.5	2873.87	6	96.56	22713	94.94	1597.91
1	4797.07	2873.87	3	96.56	14391.21	60.16	1658.07
Σ	31612.54				373569.24		

For shear wall in theater

Wall take percentage force from total horizontal = 43.25%

$$\text{for 7th floor } F_x = \frac{43.25}{100} \times 418.87 = 181.16 \text{ Kn}$$

$$\text{for 6th floor } F_x = \frac{43.25}{100} \times 774.27 = 334.87 \text{ Kn}$$

$$\text{for 5th floor } F_x = \frac{43.25}{100} \times 1070.44 = 462.97 \text{ Kn}$$

$$\text{for 4th floor } F_x = \frac{43.25}{100} \times 1307.83 = 565.64 \text{ Kn}$$

$$\text{for 3rd floor } F_x = \frac{43.25}{100} \times 1502.97 = 650.03 \text{ Kn}$$

$$\text{for 2nd floor } F_x = \frac{43.25}{100} \times 1597.91 = 691.1 \text{ Kn}$$

$$\text{for 1st floor } F_x = \frac{43.25}{100} \times 1658.07 = 717.12 \text{ Kn}$$

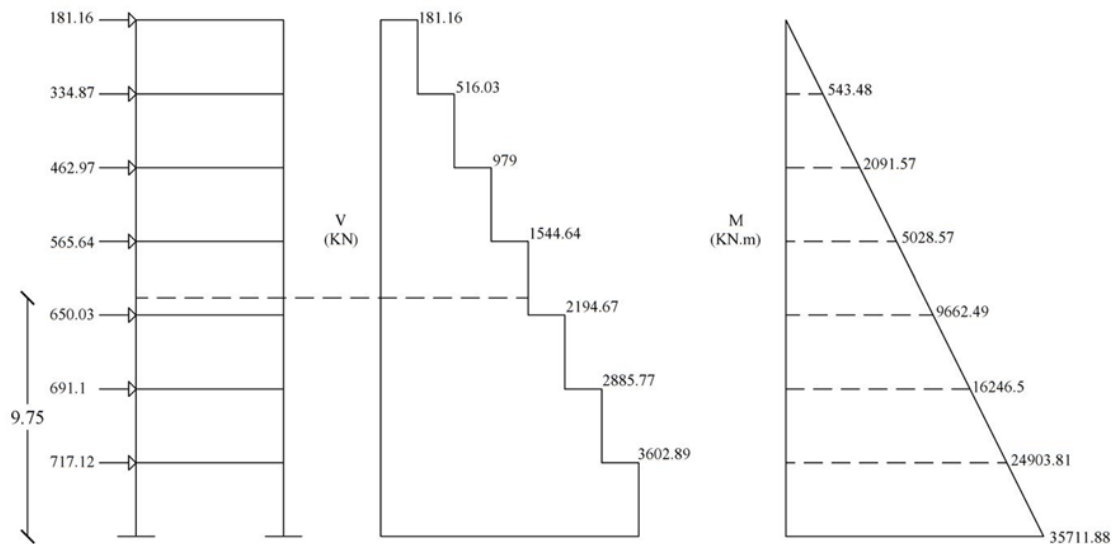


Figure (4-22) : Shear & Moment Diagrams.

4.15.3 Shear Wall Design Parameters

$$f_c' = 24 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 412 \text{ Mpa}$$

$$h = 20\text{cm shear wall thickness}$$

$$lw = 19.5\text{m shear wall width}$$

$$hw = 21\text{m building height}$$

4.15.4 Design of Horizontal Reinforcement

Critical Section

$$\frac{lw}{2} = \frac{19.5}{2} = 9.75\text{m} \dots \dots \text{control}$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{21}{2} = 10.5\text{m}$$

$$d = 0.8 \times lw = 0.8 \times 19.5 = 15.6\text{m}$$

$$V_u = 2194.67 \text{ Kn}$$

$$M_u = 9662.49 \text{ Kn.m}$$

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 200 \times 15600 = 2547.47 \text{ Kn} \quad \dots \text{ control}$$

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

Assume $N_u = 0.0$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 200 \times 15600}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 3821.20 \text{ Kn}$$

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

$$\left\langle \frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \right\rangle = -ve$$

$\therefore V_{c3} = \text{Will not apply}$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{V_s}{F_y \times d}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{2194.67}{0.75} - 2547.47 = 378.76 \text{ Kn}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{378.76 \times 10^3}{412 \times 15600} = 0.06 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 200 = 0.5 \text{ mm}$$

$$S_2 \leq \frac{l_w}{5} = \frac{19500}{5} = 3900 \text{ mm}$$

$$S_2 \leq 3 \times b = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$$

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.0005} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.0005} = 0.316 \text{ m}$$

$\therefore \text{Use } \phi 10 @ 30 \text{ cm c/c For the reinforcement in two layers (horizontal)}$

4.15.5 Design of Vertical reinforcement

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

$$A_{vn} = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{21}{19.5} \right) \left(\frac{2 \times 79}{30 \times 200} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

$$A_{vn} = 0.0194 \times S_1 \times h$$

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.000316 \times 0.20} = 0.25 \text{ m} = 250 \text{ mm} \quad \dots \quad \text{control}$$

$$S_1 = \frac{l_w}{3} = \frac{19500}{3} = 6500 \text{ mm}$$

$$S_1 = 3 \times h = 3 \times 200 = 600 \text{ mm}$$

\therefore Use $\phi 10 @ 25 \text{ cm}$ c/c For the reinforcement in two layers (Vertical)

Shear Wall Detail

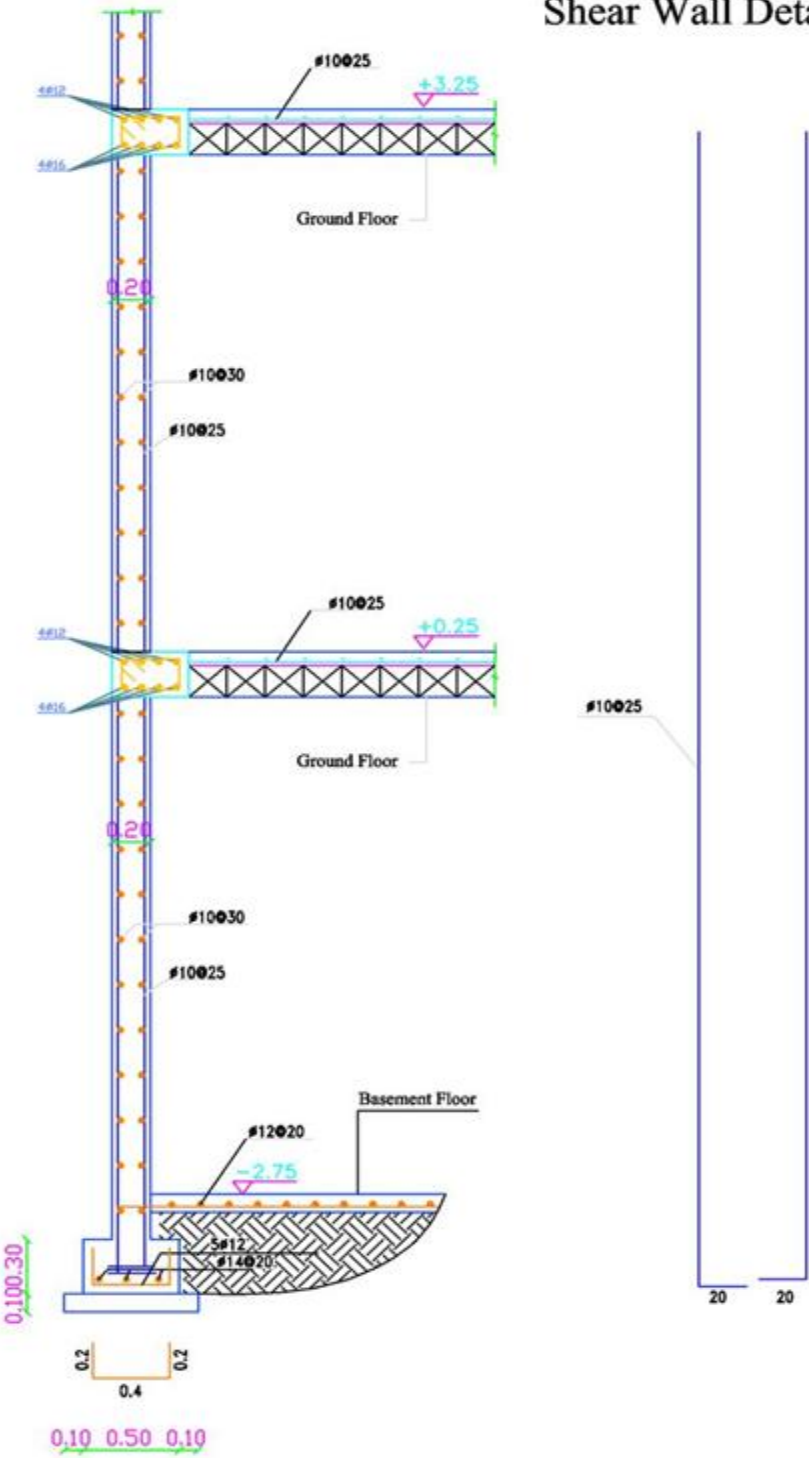


Figure (4-23) : Shear wall Detail.

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

5

1.5 النتائج.

2.5 التوصيات .

1.5 النتائج

1. يجب على كل طالب أو مصمم إنشائي أن يكون قادراً على التصميم بشكل يدوي حتى يستطيع امتلاك الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج التصميمية المحوسبة.
2. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
3. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.
4. تم استخدام نظام (One- Way Ribbed Slab) في جميع الطوابق نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد.
5. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.
6. من الصفات التي يجب أن يتصف بها المصمم هي الحس الهندسي الذي يقوم من خلاله بتجاوز أية مشكلة ممكن أن تعترضه في المشروع وبشكل مقنع ومدروس.

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. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناءً عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
5. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

الفصل السادس

الملحقات

6

.Appendix A: Architectural Drawings 1.6

.Appendix B : Structural Drawings 2.6

3.6 المصادر و المراجع.

6.1 Appendix A: Architectural Drawings

6.2 Appendix B: Structural Drawings

1. American Concrete Institute (A.C.I), **Building code Requirement for structural concrete** (ACI-318M-05).
2. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
3. إبراهيم عابد – عمر أبو عرام- نوح زيدات , " التصميم الإنشائي لمعهد الدراسات المالية و المصرفية" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، 2009م.
4. شاهر أبو ميزر – قصي البدارين- محمد الذويب , " التصميم الإنشائي لمبنى مكتبة جامعة بوليتكنك فلسطين" ، مشروع تخرج استكمالاً لمتطلبات درجة البكالوريوس ، جامعة بوليتكنك فلسطين ، الخليل ، فلسطين ، 2009م.