

بسم الله الرحمن الرحيم
جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج

التصميم الإنشائي لعمارة جوهرة السلام في مدينة خليل الرحمن

فريق العمل

عزات محمد العصافرة

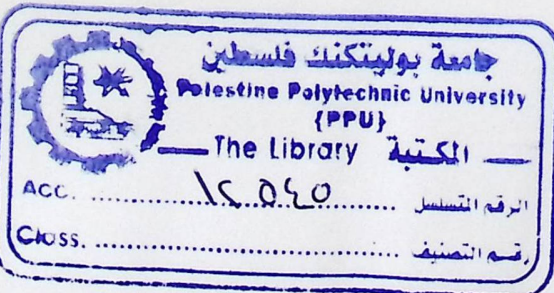
مصعب موسى الكوازية

إشراف

د. هيثم عياد

الخليل - فلسطين

حزيران - 2010



بسم الله الرحمن الرحيم

التصميم الإنشائي لعمارة جوهرة السلام

فريق العمل

عزات العصافرة

مصعب الكوازية

إشراف :

د. هيثم عياد .

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعة بوليتكنك فلسطين

لوفاء بجزء من متطلبات الحصول على درجة البكالوريوس

في الهندسة تخصص هندسة المباني



كلية الهندسة و التكنولوجيا

دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل- فلسطين

حزيران – 2010

بسم الله الرحمن الرحيم
شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل - فلسطين



عمل التصميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لعماره جوهرة السلام

فريق العمل

عزات محمد العصفرة

مصعب موسى الكوازية

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

توقيع المشرف

د. هيثم عياد

22/6/2010

توقيع اللجنة المناقشة

توقيع رئيس الدائرة

م. خليل كرامة

22/6/2010

حزيران - 2010

إلى المعلم الأول سيد البشرية رسولنا محمد بن عبد الله (ص).
إلى من هم أحق منا بالحياة إلى الشهداء .
إلى الأسود الرابضة خلف القضبان..... إلى من كسروا قيد السجان الأسرى .
إلى أنشودة الصغر وقدوة الكبر إلى أبي العزيز .
إلى نبع العطاء وسيل الحنان أُمي العزيزة .
إلى عنوان سعادتي إلى إخوتي الأعزاء .
إلى هبة السماء إلى أصدقائي الأوفياء .
إلى الشموع المحترقة لإنارة الدرب أساتذتي الغوالي .
إلى من عرفتهم في زمن قل فيه الأخيار زملائي وزميلاتي .
إلى منهل العلم إلى جامعتي .
إلى من أحبني وأحببته .
نقدم هذا البحث .

فريق العمل

الشكر والتقدير

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

نتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى جامعتنا العزيزة ...جامعة بولتيكنيك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعماريةبطاقتها التدريسية و الادراي

إلى المشرف على هذا البحث الدكتورهيثم عياد .

إلى كل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

التصميم الإنشائي لعمارة جوهرة السلام

إعداد

عزات العصفرة مصعب الكوازية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الملخص

يعتبر شارع السلام من احد الشوارع الرئيسية في مدينة خليل الرحمن كما انه يصاحب حركة تجارية نشطة وكثافة سكانية لا بأس بها ، الا انه ورغم كل هذه الموصفات ينقصه بعض المباني المميزة التي يجب ان تميزه عن غيره من الشوارع ، برغم احتوائه على مسجد الانصار الشهير الا انه لا يعطيه الطابع التجاري المعروف عن مدينة خليل الرحمن كما طابعها الاقتصادي ، فكان لزاما بان تكون منشأة تزيل هذه الغيمة فكانت جوهرة السلام لتتير شارع السلام بنورها كما يزداد جمالا بجمالها .

ولما كانت الدراسات السابقة تشكل ثروة بما تحويه من تجارب وأفكار، ويمكن للباحث الاستفادة منها والوقوف عند نتائجها، في هذا البحث سوف يتم الوقوف عند عدد من هذه الدراسات ، ونهجنا في هذا المشروع شأن ما ماثله من مشاريع يقوم على دراسة المخططات المعمارية المقترحة للمشروع، ثم الانتقال إلى العمل الإنشائي مبدؤا بتوزيع الجسور والأعمدة ، وتحديد الأحمال والنظام الإنشائي الأفضل الذي سيتم اختياره بكل ما يحويه من عناصر إنشائية، لننتقل بعد ذلك إلى التصميم الإنشائي الكامل لكل عنصر من العناصر الإنشائية، وننتهي أخيرا بعمل المخططات الإنشائية التنفيذية بشكل كامل ومفصل لكل منها.

من الجدير بالذكر انه تم استخدام الكود الأردني لتحديد الأحمال الحية ، واستخدام (UBC-97) لتحديد أحمال الزلازل ، أما بالنسبة للتحليل الإنشائي فتم تصميم المقاطع باستخدام الكود الأمريكي (ACI-318_2005) ، ولا بد من الإشارة إلى انه تم الاعتماد على بعض البرامج الحاسوبية مثل Autocade2008 , Atir , Microsoft Office , Staad-Pro2007 وغيرها.

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

Table of Contents

الفهرس

رقم الصفحة	
i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج
iii	صفحة الإهداء
iv	صفحة الشكر والتقدير
v	صفحة الملخص باللغة العربية
vi	صفحة الملخص باللغة الانجليزية
vii	الفهرس

رقم الصفحة	المقدمة	الفصل الأول
2	مقدمة	1-1
2	نظرة عامة	2-1
3	مشكلة المشروع	3-1
4	أسباب اختيار المشروع	4-1
4	أهداف المشروع	5-1
5	نطاق المشروع	6-1
5	خطوات المشروع	7-1
6	وصف المشروع	8-1
	الوصف المعماري	الفصل الثاني
9	مقدمة	1-2
9	لمحة عامة عن المشروع	2-2
9	موقع المشروع	3-2
10	أهمية الموقع	4-2
10	حركة الشمس والرياح	5-2
10	وصف الحركة	6-2
11	العناصر المعمارية	7-2
11	1-7-2 وصف الواجهات	

Structural Design for the building of Jewel of the peace

Prepared by

Izzat M. Alasafra

Muss'ab M. AlKawazbeh

Palestine Polytechnic University

Abstract

Perhaps one of Salam Street in the main streets of Hebron City, and he's an active movement and population density is not too bad, but despite all these specifications lacks some of the landmark buildings that likes to distinguish it from other streets, although it contains the famous Al-Ansar mosque, it does not gives the commercial character of the city known as Khalil al-Rahman as its economic aspect, and had to be to be a facility to remove this cloud was the jewel of peace for its light illuminates Salam Street are also increasingly beautiful beauty.

In this project many useful previous studies and projects and used them as guidelines to help through project, such as old graduation projects and civil engineering studies.

For structural design of this project, Jordanian Construction Code was used for determining live loads, where ACI-318-05 code is to be used for structural analysis and design for all structural elements, and some of computer software will be used, such as Autocad2008, Atir, and Office2007, Staad-Pro2007...etc.

By the end of this project, the structural design for structural elements in this building will be done.

Table of Contents

الفهرس

رقم الصفحة	
i	صفحة العنوان الرئيسية
ii	صفحة شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج
iii	صفحة الإهداء
iv	صفحة الشكر والتقدير
v	صفحة الملخص باللغة العربية
vi	صفحة الملخص باللغة الانجليزية
vii	الفهرس

رقم الصفحة	المقدمة	الفصل الأول
2	مقدمة	1-1
2	نظرة عامة	2-1
3	مشكلة المشروع	3-1
4	أسباب اختيار المشروع	4-1
4	أهداف المشروع	5-1
5	نطاق المشروع	6-1
5	خطوات المشروع	7-1
6	وصف المشروع	8-1
	الوصف المعماري	الفصل الثاني
9	مقدمة	1-2
9	لمحة عامة عن المشروع	2-2
9	موقع المشروع	3-2
10	أهمية الموقع	4-2
10	حركة الشمس والرياح	5-2
10	وصف الحركة	6-2
11	العناصر المعمارية	7-2
11	1-7-2 وصف الواجهات	

12	1.1.7. 2 الوجهة الشرقية	4-1
13	2.1.7. 2 الوجهة الشمالية	4-2
14	3.1.7. 2 الوجهة الجنوبية	4-3
15	4.1.7.2 الوجهة الغربية	4-4
16	2-7-2 وصف الطوابق	4-5
16	1.2.7. 2 كراج التسوية	
17	2.2.7. 2 الطابق الأرضي	
18	3.2.7. 2 الطابق طابق السدة	
19	4.2.7.2 الطابق الأول وحتى السادس	
	الوصف الإنشائي	الفصل الثالث
21	مقدمة	1-3
21	هدف التصميم الإنشائي	2-3
22	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل	3-3
22	الأحمال	4-3
22	1.4.3 الأحمال الميتة	
23	2.4.3 الأحمال الحية	
24	3.4.3 الأحمال البيئية	
24	1.3.4.3 أحمال الثلوج	
25	2.3.4.3 أحمال الرياح	
26	3.3.4.3 أحمال الزلازل	
26	4.3.4.3 أحمال الاتكماش والتمدد	
26	الاختبارات العملية	5-3
27	العناصر الإنشائية	6-3
28	1.6.3 العقدات	
30	2.6.3 الجسور	
32	3.6.3 الأعمدة	
33	4.6.3 جدران القص	
34	5.6.3 الأساسات	
35	6.6.3 الأدراج	
36	7.6.3 الجدران الاستنادية	
36	البرامج المستخدمة	7-3

"Structural Analysis and Design"

الفصل الرابع

38	Introduction		4-1
38	Determination of thickness of ribbed slabs		4-2
39	Load Calculations		4-3
39	Design of topping		4-4
40	Design of ribs (R06) at 7 th floor		4-5
41	Design of negative moment for rib (R06)	4.5.1	
42	Design of positive moment for rib (R06)	4.5.2	
44	Design of shear for rib (R06)	4.5.3	
45	Design of Beam(B10)at 7 th floor		4-6
46	Design of negative moment for beam (B10)	4.6.1	
48	Design of positive moment for beam (B10)	4.6.2	
50	Design of shear for beam (B10)	4.6.3	
52	Design of One-way solid slab		4.7
52	Check if it's one way	4.7.1	
53	Determination of thickness	4.7.2	
53	Load Calculation	4.7.3	
53	Design for positive moment	4.7.4	
54	Check for Strain	4.7.5	
54	Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer	4.7.6	
54	Development length of the bars	4.7.7	
55	Design of Stairs		4.8
55	Determination of Slab thickness	4.8.1	
55	Load calculation	4.8.2	
56	Design Against Shear	4.8.3	
57	Design Against Bending	4.8.4	
58	Design of Landing	4.8.5	
59	Design Against Shear	4.8.5.1	
60	Design Against Bending	4.8.5.2	

61	Design of column		4.9
61	Design of Short column (col.17)	4.9.1	
61	Load Calculation	4.9.1.1	
61	Design of Main Reinforcement	4.9.1.2	
62	Design of Tie Reinforcement	4.9.1.3	
62	Design of long column	4.9.2	
62	Load Calculation	4.9.2.1	
62	Determination of Agreq	4.9.2.2	
63	Check Slenderness Effect	4.9.2.3	
65	Design of the Reinforcement	4.9.2.4	
66	Design of Shear wall		4.10
66	Load Calculation	4.10.1	
66	Calculation of shear force on "shear walls":	4.10.2	
69	Shear Wall Design Parameters	4.10.3	
69	Design of Horizontal Reinforcement	4.10.4	
71	Design of Vertical reinforcement	4.10.5	
71	Shear Wall Detail	4.10.6	
72	Design of Basement wall		4.11
72	Load Calculation	4.11.1	
72	Thickness Calculation	4.11.2	
73	Wall Design	4.11.3	
74	Design of Secondary Reinforcement	4.11.4	
74	Check for Shear	4.11.5	
75	Design of Footing		4.12
75	Design of Isolated footing	4.12.1	
75	Load Calculation	4.12.1.1	
75	Design of Footing Area	4.12.1.2	
76	Determine the depth of footing based on shear strength	4.12.1.3	
78	Check transfer of load at base of column	4.12.1.4	

78	Design of Bending Moment	4.12.1.5
80	Check for Strain	4.12.1.6
80	Design of Wall Footing	4.12.2
80	Determination of Footing Depth	4.12.2.1
81	Check shear action	4.12.2.2
82	Design of Bending	4.12.2.3
83	Design of Dowels Bars	4.12.2.4
83	Design of Mat Foundation	4.12.3
83	Determination of Depth Of Footing	4.12.3.1
84	Design of positive moment	4.12.3.2
85	Design of negative moment	4.12.3.3
	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
87	النتائج	1.5
88	التوصيات	2.5
89	المصادر والمراجع	

فهرس الجداول

<u>رقم الصفحة</u>	<u>الجدول</u>	<u>رقم الجدول</u>
6	الجدول الزمني للمشروع	1-1
23	كثافة المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية	1-3
24	جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة	2-3
24	جدول أحمال الثلوج	3-3
68	Calculation of the total Fx	4-1

فهرس الأشكال

رقم الصفحة	الشكل	رقم الشكل
11	قطاع (A-A)	1-2
12	الواجهة الشرقية	2-2
13	الواجهة الشمالية	3-2
14	الواجهة الجنوبية	4-2
15	الواجهة الغربية	5-2
16	مسقط أفقي للكراج	6-2
17	مسقط أفقي للطابق الأرضي	7-2
18	مسقط أفقي لطابق السدة	8-2
19	مسقط أفقي للطابق الثاني	9-2
27	رسم توضيحي للعناصر الإنشائية	1-3
27	انتقال الأحمال	2-3
29	عقدة عصب باتجاه واحد	3-3
29	عقدة عصب باتجاهين	4-3
30	عقدة مصمتة باتجاه واحد	5-3
30	عقدة مصمتة باتجاهين	6-3
31	أشكال الجسور	7-3
32	أنواع الأعمدة المستخدمة	8-3
33	جدار قص	9-3
34	مسقط أفقي للأساس	10-3
34	مقطع طولي في الأساس	11-3
35	مقطع توضيحي في الدرج	12-3
36	جدار استنادي	13-3

40	Moment diagram of rib. (R06)	4-1
41	Shear diagram of rib. (R06)	4-2
45	Moment diagram of Beam (B10)	4-3
46	Shear diagram of Beam (B10)	4-4
52	One-Way Solid Slab Plane	4-5
55	Details of One-Way Solid Slab	4-6
55	Cross Section for the Staircase	4-7
56	Shear Diagram of Staircase	4-8
57	Moment Diagram of Staircase	4-9
58	Top View Landing	4-10
59	Section in Stair's Landing	4-11
62	Details of Column .(Col-17)	4-12
65	Details of Column .(Col-18)	4-13
69	Shear & Moment Diagram For Shear Wall	4-14
71	Shear Wall Details	4-15
72	Geometry of Basement Wall	4-16
74	Details of Basement Wall	4-17
75	Geometry of Footing (F01)	4-18
84	moment diagram of Mat Foundation	4-19

List of Abbreviations

- **A_c** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **A_s** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_s⁻** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **A_g** = gross area of section.
- **A_v** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **A_t** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **b_w** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c** = compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **E_c** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c⁻** = compression strength of concrete .
- **f_y** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **L_n** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **L_w** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **M_u** = factored moment at section.
- **M_n** = nominal moment.
- **P_n** = nominal axial load.

- P_u = factored axial load
- S = Spacing of shear 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.
- W = width of beam or rib.
- W_u = factored load per unit area.
- Φ = strength reduction factor.
- ϵ_c = compression strain of concrete = 0.003.
- ϵ_s = strain of tension steel.
- ϵ'_s = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الفصل الأول

المقدمة

1

1-1 مقدمة .

2-1 نظرة عامة.

3-1 مشكلة المشروع.

4-1 أسباب إختيار المشروع .

5-1 أهداف المشروع .

6-1 نطاق المشروع .

7-1 خطوات المشروع .

8-1 وصف المشروع .

الفصل الأول

المقدمة

1-1 مقدمة:

لا شك في أن حياة الإنسان لا تخضع بأي حال من الأحوال لقوانين الثبات والروتين فبين الفينة والأخرى يسطر الإنسان بما أودع الله فيه من عقل اكتشافاً جديداً في كل ميادين العلم والمعرفة. لينير الدرب أمامه وهو يشق طريقه إلى المستقبل المجهول. حيث أن هذا الإنسان بحث ولا يزال يبحث عن التطور ومواكبة كل ما هو جديد لراقي هذه الشعوب ولأن هذا الشعب المحتل الذي أبى إلا أن يكون منافساً في ميادين العلم والمعرفة وبرغم كل أشكال العذاب التي يعذب إلا أنه كان لزاماً عليه أن يسخر كل ما يخدم مجتمعه الوحيد في ظلمة الليل الكئيب ليخرج هذا المجتمع بكوكبة من العلماء والمفكرين والأطباء والمهندسين.

وبما أن العلم هو من حضارة هذه الأمة وهدفها المنشود وسلاحها المعهود للوقوف بوجه كل التحديات لإثبات أننا شعب يعشق الحياة ويستنشق هواء التطور كان لزاماً علينا أن نتقدم في مجالنا الاقتصادي بشتى الوسائل والأشكال المختلفة ومن هذه الأشكال بناء المجمعات التجارية و المكتبية والسكنية كما بناء الجامعات والمدارس والمستشفيات ... الخ .

2-1 نظرة عامة:

منذ أن وجد الإنسان على هذه البسيطة وهو يسعى دوماً بجهد دؤوب ليحقق لنفسه أفضل ظروف الحياة والمعيشة. وكانت نتائج هذه الجهود أشكال التطورات الحاصلة في كل ميادين الحياة البشرية ومجالاتها ، وتعتبر

المباني التجارية والسكنية واحدة من أهم الأشياء التي خضعت على الدوام للتطوير والتقدم و بمرور الزمن ظهرت الحاجة إلى المباني المتخصصة، كدور العبادة والمباني الحكومية والخاصة والمدارس والجامعات والمعاهد ومن هذه المباني الخاصة مبنى عمارة جوهرة السلام الذي يعتبر محور الدراسة في هذا المشروع؛ فمبنى عمارة جوهرة السلام تعتبر جوهرة في وسط مدينة الخليل من عناوين التقدم الاقتصادي والعمراني في هذه المدينة.

لذا ولأهمية هذا المنشأ وجماله المعماري الخلاب والحاجة الكبرى لأقامته وقع اختيارنا على مبنى عمارة جوهرة السلام ، لإجراء دراسة إنشائية متكاملة تشمل التحليل الإنشائي وتصميم العناصر المختلفة للمبنى للوصول إلى مبنى عمارة جوهرة السلام قادرة على تحمل كافة القوى المؤثرة عليه.

المشروع عبارة عن عمارة جوهرة السلام متعدد الأغراض ومتطور يواكب التقدم العلمي والتجاري في فلسطين ، وقد تم الحصول على التصميم المعماري للمشروع من مكتب الرائد الهندسي في مدينة الخليل ، حيث قام بتصميم هذا المشروع معماريا : م. حسين الرجبي.

ومبنى المشروع مكون من عشرة مستويات بمساحة إجمالية تفوق أربعة آلاف وخمسمائة متر مربع وتحتوي على فعاليات متنوعة وحديثة وموقف للسيارات وبئر للمياه عدد إثنين.

1-3 مشكلة المشروع:

تتمثل مشكلة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي لعمارة جوهرة السلام الذي تم اعتمادها لتكون ميداناً لهذا البحث؛ وفي هذا المجال سوف يتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل الأعمدة والجسور والبلاطات وغيرها من العناصر الإنشائية، بتحديد الأحمال الواقعة عليه. مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ

ومراعاة الجانب الاقتصادي ومن ثم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها؛ لإخراج هذا المشروع من حيز الاقتراح إلى حيز التنفيذ.

4-1 أسباب اختيار المشروع:

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه مبنى تجاري و مكتبي ، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي:

الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع:

1. ان الواقع التجاري والعمراني السائد في مدينة خليل الرحمن وما تشهده منطقة شارع السلام من ندرة في مثل هذه المباني التجارية المكتبية ليدفعنا الى العمل على تكريس وتعزيز علاقة المبنى مع السكان المحليين وللنهوض بمستوى مدينتنا مدينة خليل الرحمن ولو كان ذلك بالتصميم الإنشائي لعمارة جوهرة السلام ولذا جاء هذا المشروع مساهمة للنهوض بالمستوى الاقتصادي و الحضاري العمراني.
2. من جهة أخرى فإن تصميم مبنى من هذا النوع يسهم في إحياء المنطقة المقترح إقامة المشروع فيها نظراً لقربها من مركز المدينة التجاري، وسهولة الوصول إليه وإطلاله على شارع رئيسي هو شارع السلام وسهولة حركة المواصلات المؤدية من وإلى الموقع واحتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

الأسباب الشخصية:

1. رغبة فريق المشروع بأن يكون المشروع إنشائياً.
2. الرغبة في اكتساب مهارة التصميم الإنشائي من خلال الربط بين النواحي النظرية التي تم اكتسابها من المساقات المدروسة، وتطبيق ذلك فعلياً في هذا المشروع وما يحتويه من عناصر إنشائية مختلفة، وتصميم هذه العناصر بحيث تتناسب مع الأحمال الواقعة عليها ، مع مراعاة توفير عاملي المتانة و الاقتصاد.

5-1 أهداف المشروع:

يهدف هذا المشروع إلى ما يلي :

- عمل التصميم الإنشائي المتكامل وإعداد المخططات الخاصة بكل عنصر من العناصر الإنشائية ليكون هذا المشروع متكاملًا دون التأثير على الطابع المعماري والحركة داخل هذا المبنى.
 - تطبيق المكتسبات النظرية على مدى السنوات الدراسية الماضية وما أضافه التدريب الميداني في عمل هذا التصميم وربط هذه المعلومات مع بعضها البعض .
 - اكتساب المهارة في التعامل مع برامج الحاسوب التي سيتم استخدامها في التصميم الإنشائي للمشروع.
 - التدريب على كيفية التنسيق بين الوظيفتين الإنشائية و المعمارية للعناصر المختلفة التي يتألف منها المنشأ.
 - إعداد المخططات الإنشائية التنفيذية التفصيلية.
- ولتحقيق هذه الأهداف، تم اختيار مبنى عمارة جوهرة السلام المقترح انشائها في شارع السلام لتصميمه إنشائياً و إعداد كافة المخططات التفصيلية في نهاية المشروع.

6-1 نطاق المشروع:

تكمن حدود المشروع في تصميم العناصر الإنشائية المختلفة، حيث سيتم عمل تصميم متكامل لهذه العناصر من جسور، أعمدة ، أساسات، جدران القص، وعمل المخططات الإنشائية المتكاملة بجميع تفاصيلها.

7-1 خطوات المشروع:

- 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.
- دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى والآلية الأنسب لتوزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور

والأعصاب بشكل لا يتناقض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

- تحليل العناصر الإنشائية والأحمال المؤثرة عليها ومن ثم تحديد النظام الإنشائي المناسب.
- تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.
- التأكد من صحة التصميم وذلك عن طريق برامج التصميم المختلفة.
- إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.
- عرض المشروع للمناقشة.

جدول (1-1) يوضح تسلسل أعمال المشروع و الزمن اللازم لكل نشاط:

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع

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

8-1 وصف المشروع:

تتأسست محتويات هذا المشروع مع التسلسل العملي للخطوات التي يتضمنها، حيث يقع في خمس

فصول كالآتي:

1. الفصل الأول: يحتوي على مقدمة عن المشروع اشتملت على مشكلة المشروع، أسباب اختيار المشروع ، أهدافه، والخطوات المتبعة لعمل المشروع.
2. الفصل الثاني: يحتوي على الوصف المعماري للمشروع؛ من حيث الموقع، المساحة، وصف الواجهات والطوابق...الخ.
3. الفصل الثالث: تناول هذا الفصل الوصف الإنشائي لعناصر المشروع.
4. الفصل الرابع: يحتوي على عمليات التحليل و التصميم للعناصر الإنشائية للمشروع.
5. الفصل الخامس: يحتوي على النتائج والتوصيات .
6. الملحقات .

الفصل الثاني الوصف المعماري

2

1-2 مقدمة .

2-2 لمحة عامة عن المشروع.

3-2 موقع المشروع.

4-2 أهمية الموقع.

5-2 حركة الشمس والرياح.

6-2 وصف الحركة.

7-2 العناصر المعمارية .

1-7-2 وصف الواجهات .

1-1-7-2 الواجهة الشرقية .

2-1-7-2 الواجهة الشمالية .

3-1-7-2 الواجهة الجنوبية .

4-1-7-2 الواجهة الغربية .

2-7-2 وصف الطوابق .

1-2-7-2 كراج التسوية .

2-2-7-2 الطابق الأرضي .

3-2-7-2 طابق التسوية .

4-2-7-2 الطابق الأول حتى السادس .

الفصل الثاني

الوصف المعماري

1-2 مقدمة:

في أي عمل معماري ناجح يجب أن تتوفر فيه أمور عدة حتى نلبي الاحتياجات الإنسانية وهي الديمومة الوظيفية والجمال والمتانة والاقتصاد وهذه الأمور يجب أن تتفاعل وتتألف وتتحد فيما بينها لتحقيق التصميم الأمثل ولكي تكون العملية التصميمية متكاملة وشاملة وناجحة يجب علينا إدراك وفهم خطوات العملية التصميمية هذه وصولاً إلى الحد الأقصى من القدرة الإبداعية لهذا العمل في ضوء محددات الوقت والجهد المبذول وصولاً إلى النتائج المرجوة وكما يتم في التصميم دراسة انارة المبنى انارة طبيعية ودراسة الظروف المناخية المحيطة بالمنشأ.

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

2-2 لمحة عامة عن المشروع:

إن شارع السلام في مدينة الخليل ليفتقد الى كثير من الخدمات مقارنة بشوارع المدينة الاخرى مثل(شارع عين سارة ; شارع وادي التفاح الجديد وشارع العدل ... الخ) وخصوصاً من النواحي المكتبية والتجارية والمباني العمرانية المرتفعة لذلك كانت عمارة جوهرة السلام لتحتطم ذلك الفرق ولتتفوق الشوارع الاخرى لتكون جوهرة حقيقية في قلب شارع السلام .

3-2 موقع المشروع:

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة. بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح

للأرض التي سيقام عليها البناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، وارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس.

وتقع الأرض المقترحة لإقامة المشروع في الشمال الغربي لمدينة خليل الرحمن، وتطل جنوباً على شارع السلام القادم من مركز المدينة والمتجه شمالاً نحو منطقة رأس الجورة وصولاً إلى مدينة حلحول.

4-2 أهمية الموقع:

إن موقع الأرض يتمتع بأهمية وجوده في شارع السلام حيث أن شارع السلام يقع في قلب مدينة الخليل كما أن وجود المبنى بالقرب من مسجد الانصار يضيف أهمية للموقع كما أن شارع السلام يصل بين مركز المدينة التجاري وقرى محافظة الوسط والمنطقة الشمالية لمدينة خليل الرحمن نوعاً ما.

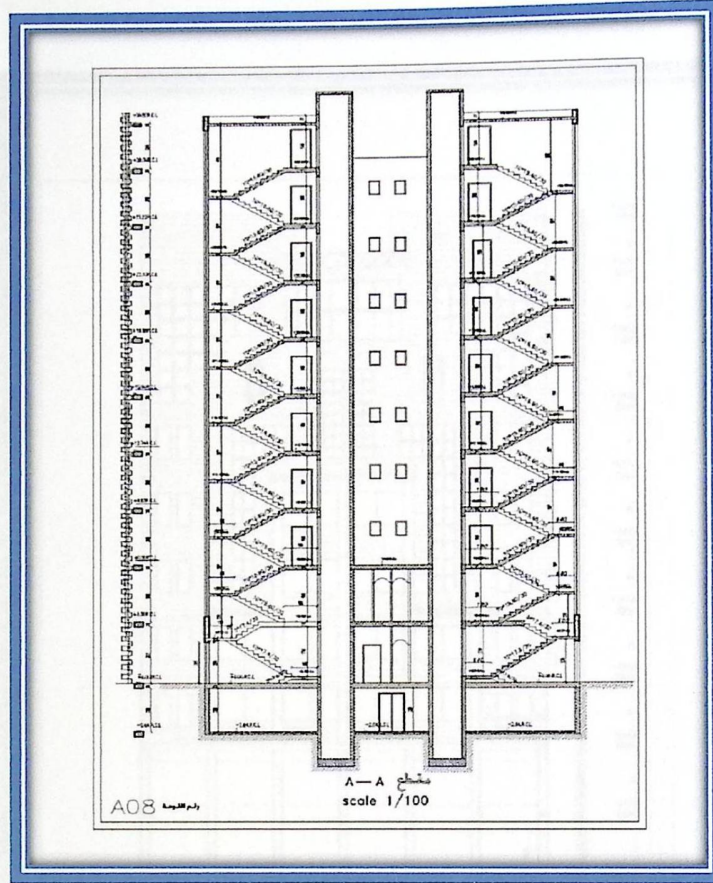
5-2 حركة الشمس والرياح:

إن دراسة حركة الشمس والرياح من العوامل المهمة في تحليل المبنى، والتوجيه الصحيح للمبنى تجاه الشمس هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة، وللرياح تأثير كبير على المباني، فهي تعد حمل أفقي يؤثر على جدران المبنى، وبالتالي على الهيكل الإنشائي له فيجب مراعاة تأثير الرياح والشمس على المبنى ليتم تصميمه بشكل يلبي شروط التصميم المتعلقة بالتهوية والإضاءة الطبيعية.

6-2 وصف الحركة:

يمكن الدخول و الخروج للمبنى من مكانين مختلفين للطوابق العليا، أما المخازن التجارية فمداخلها مستقلة من الشارع مباشرة وهذا بدوره يتيح حرية الدخول والخروج من وإلى المبنى، حيث تنقسم الحركة داخل المبنى إلى نوعين هما: حركة أفقية داخل الطابق الواحد وحركة رأسية (عمودية) بين طابق وآخر. ومن الملاحظ أن الحركة الرأسية (العمودية) بين الطوابق فإنها تتم من خلال الإدراج والمصاعد الكهربائية حيث أنها تتوسط المبنى وهذا بدوره يسهل الحركة الأفقية داخل الطوابق والحركة الرأسية بينها.

ويظهر من خلال التصميم المعماري وجود نوعين من الأدراج أحدهما يصل الطوابق العلوية وإلى كراج السيارات وهذا يخفف من الضغط عن المدخل الرئيسي كما ويساعد في تخفيف الحركة بين الطوابق، والآخر يصل بين الطوابق فقط ويساعد أيضاً على تخفيف الحركة بين الطوابق. وهذا ما يوضحه الشكل (4-2)



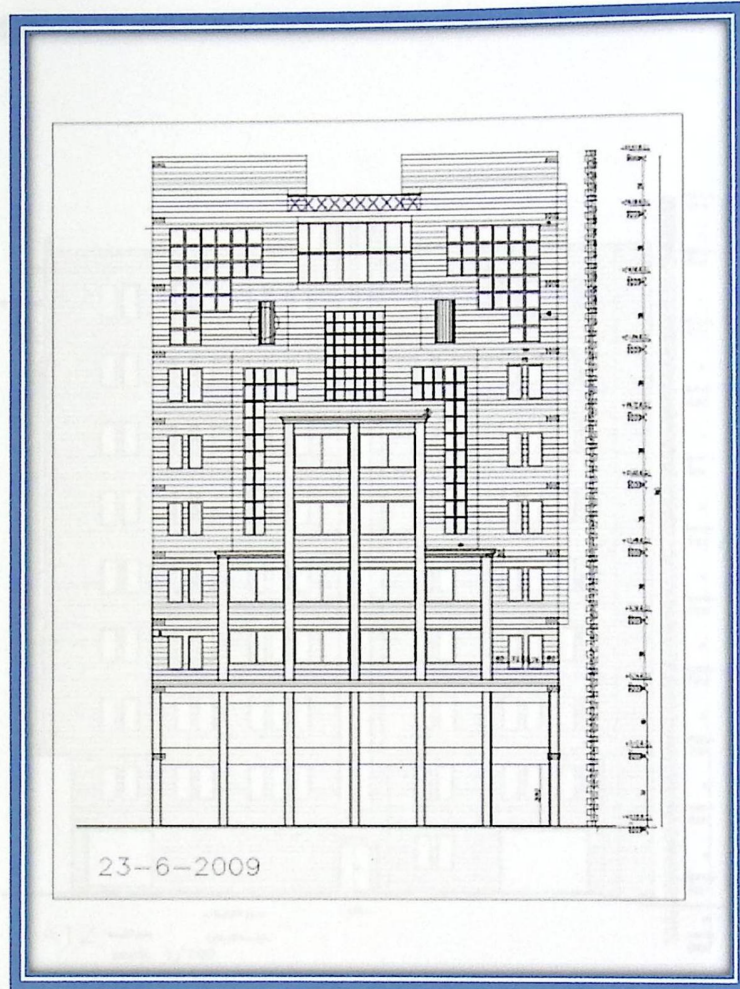
الشكل (1-2) قطاع (A-A)

7-2 العناصر المعمارية:

1.7.2 وصف الواجهات:

إن الواجهات المنبثقة عن أي تصميم تعطي الانطباع الأول عن المبنى، حيث يظهر من خلال التصميم المعماري للواجهة الامامية في هذا المشروع استخدام الطراز الحديث والتكنولوجيا الحديثة من خلال وجود تداخل في الكتل الأفقية واستخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج.

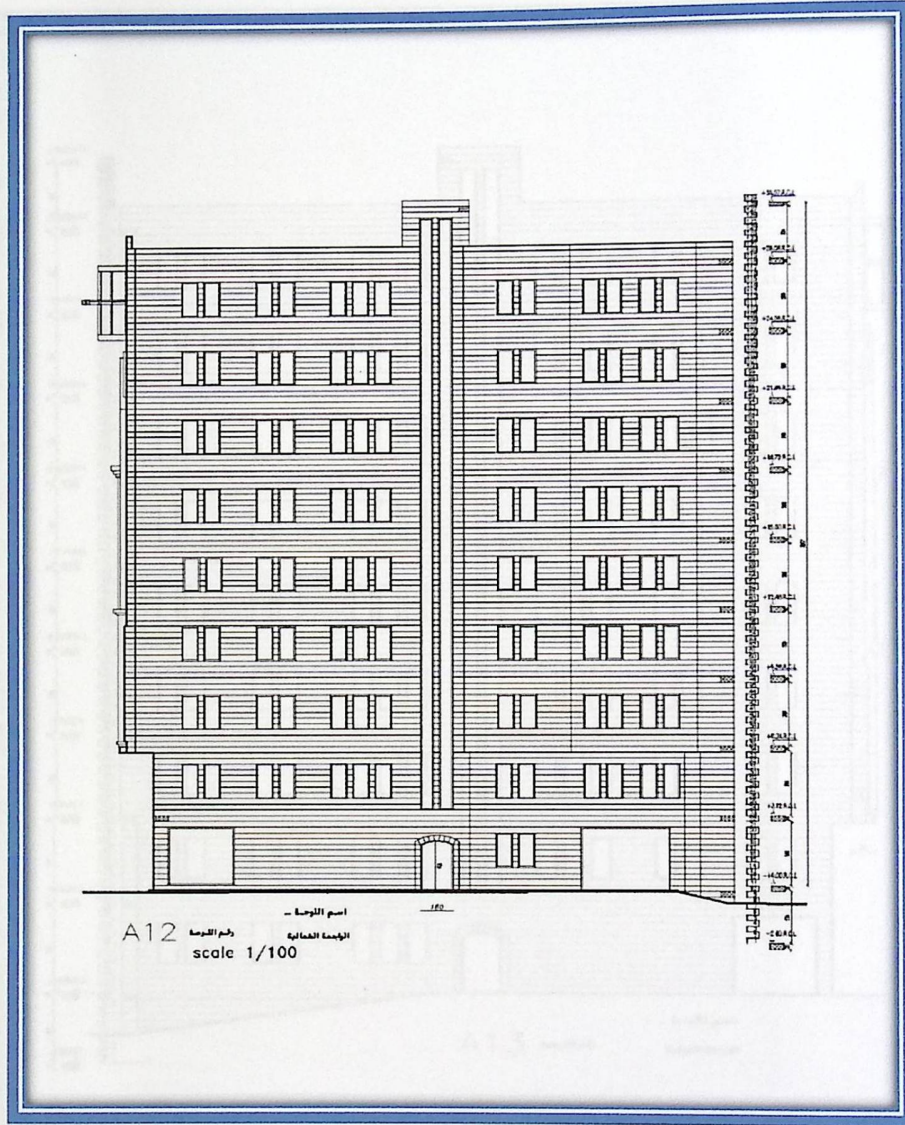
1.1.7.2 الواجهة الشرقية:



الشكل (2-2) الواجهة الشرقية.

هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية وهي تطل على الشارع الرئيسي. والناظر لهذه الواجهة يرى استخدام الطراز الحديث في المباني المتمثل في استخدام الكتل الزجاجية الكبيرة المكونة من الألمنيوم والزجاج وهذا يسهم بشكل كبير في توفير الإضاءة، ووجود البروزات في الكتل الأفقية للحصول على واجهة أمامية مشرقة، كما يلاحظ استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي فريد من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق مما زاد الواجهة جمالا.

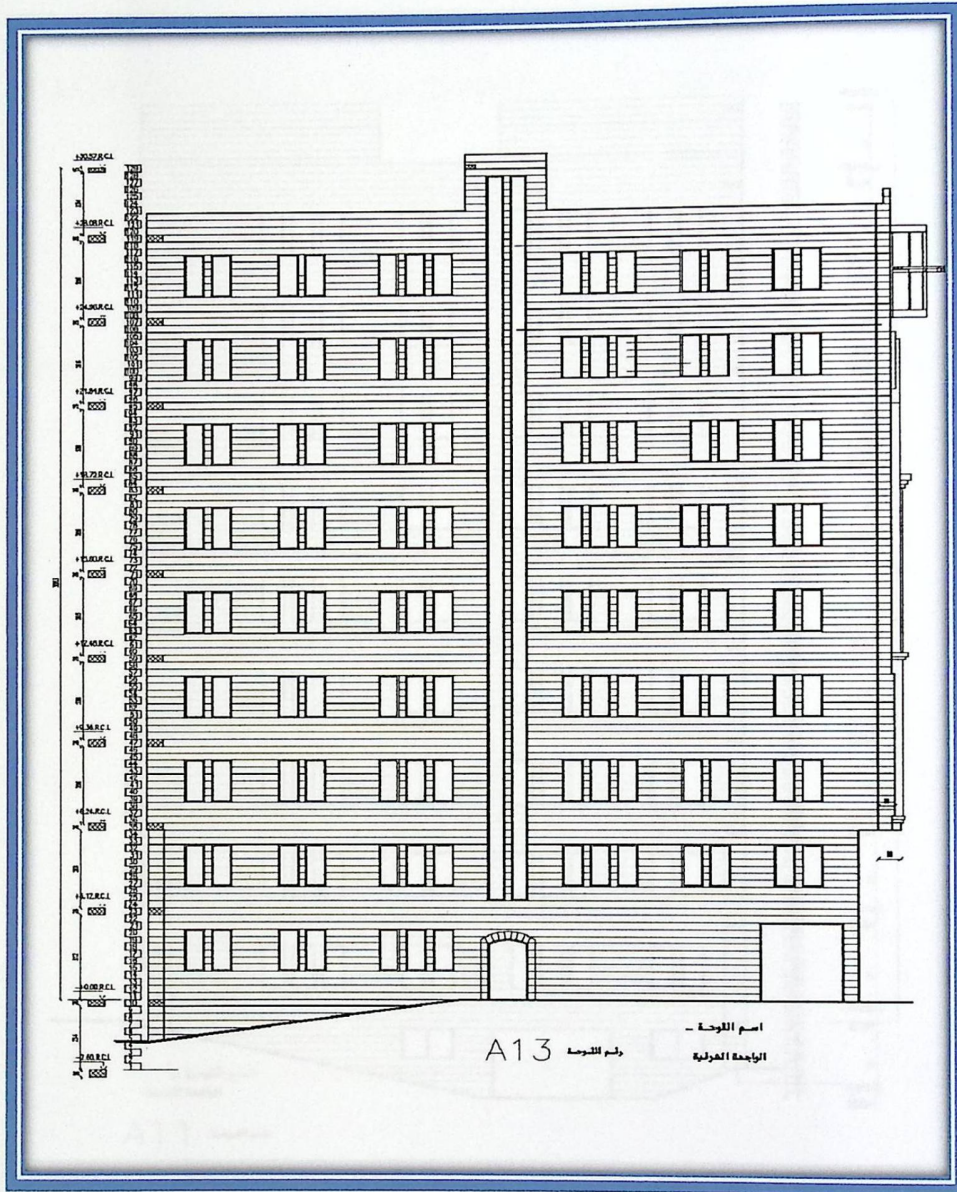
2.1.7.2 الواجهة الشمالية:



الشكل (2-3) الواجهة الشمالية

يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للعمارة كما يظهر مدخل موقف السيارات الموجود بالطابق الارضي للعمارة، كما كانت الواجهة مستوية دون اي بروزات وذلك بسبب طبيعة الارض ومساحتها، واستخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة باستخدام الزجاج على طول الطوابق في منطقة الدرج .

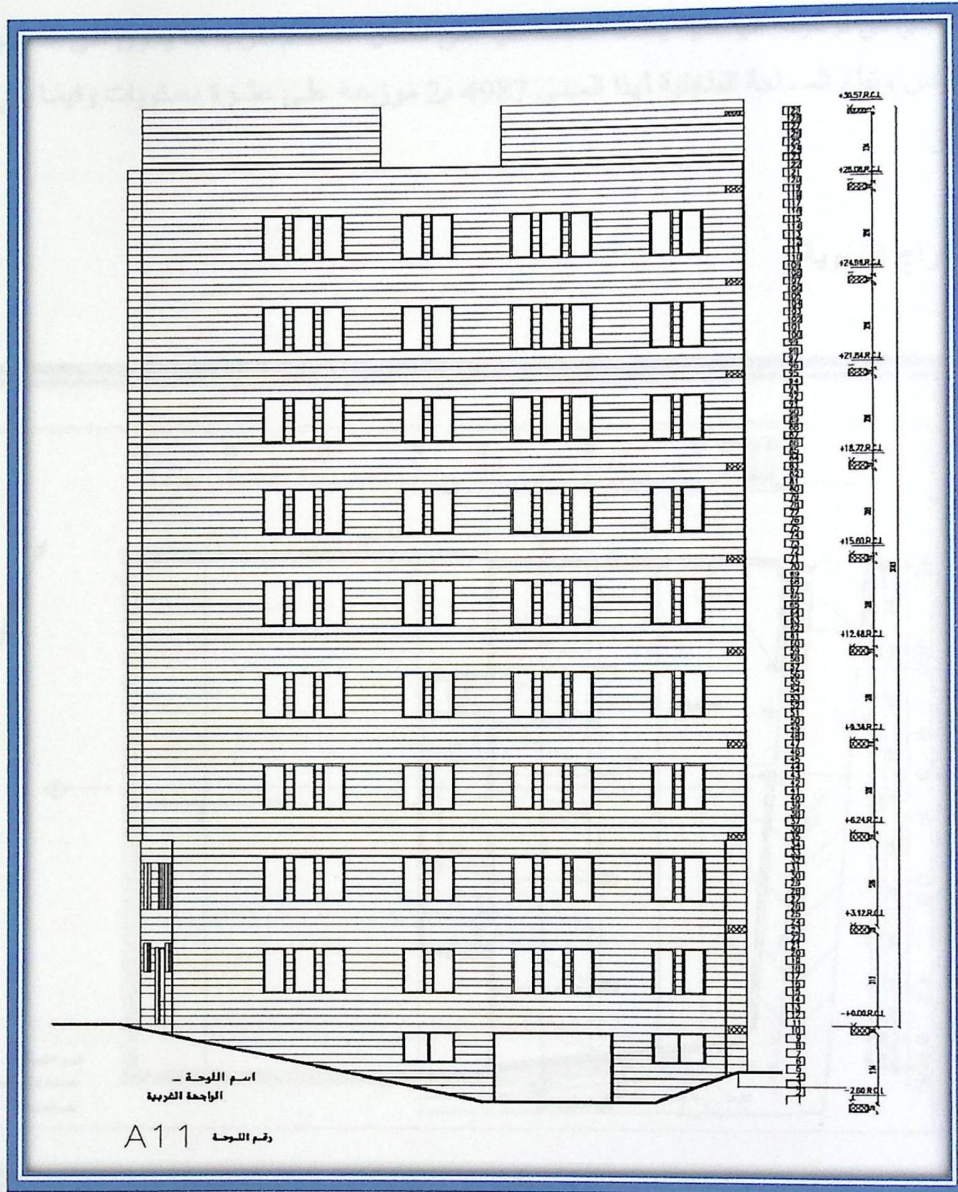
3.1.7.2 الواجهة الجنوبية:



الشكل (4-2) الواجهة الجنوبية

يظهر في هذه الواجهة المدخل الثاني للبنية والذي يوصل بدوره الى الحركة الافقية مباشرة عبر الطابق الارضي، كما ويحتوي على مدخل فرعي للمخازن التجارية ، كما ان التداخل في الكتل الافقية وخصوصا في يمين الواجهة يعطي المبنى المنظر الجمالي فضلا عن استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة وإعطاء منظر جمالي د من جهة أخرى حيث تميزت هذه الواجهة بوجود تباين في كتلتها ووجود مدخل للعمارة كما أنه ليس لها إطلالة على الشارع.

4.1.7.2 الواجهة الغربية:



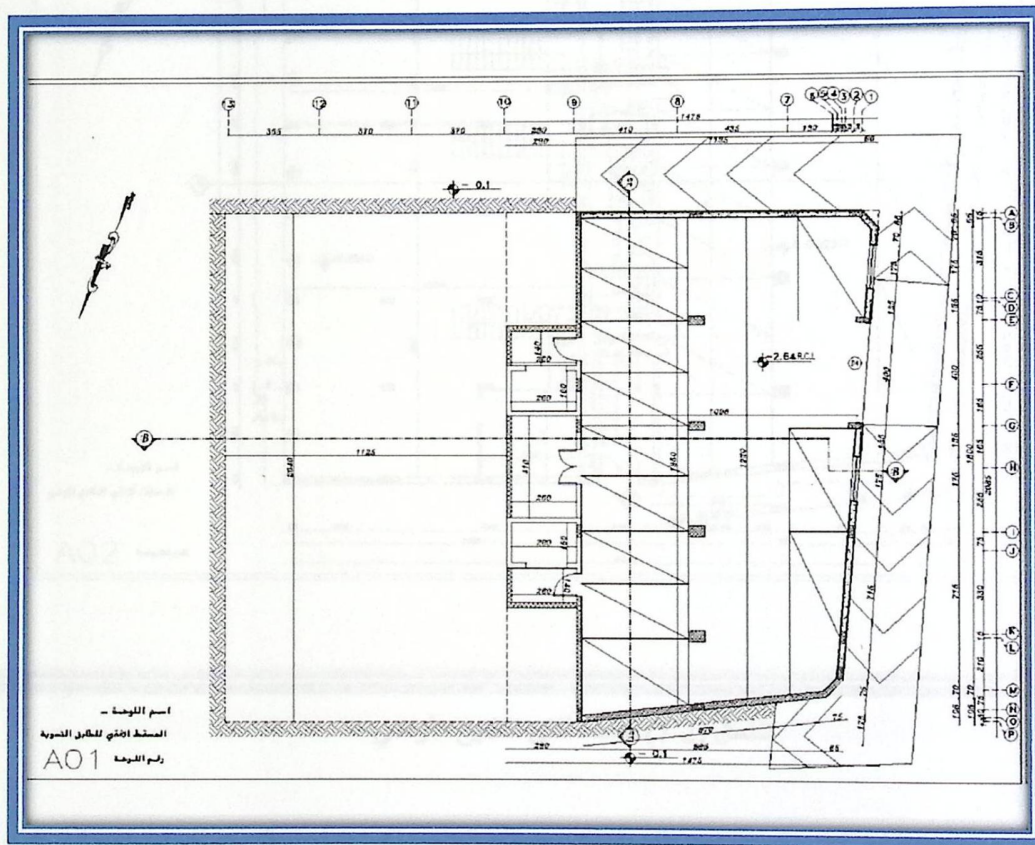
الشكل (5-2) الواجهة الغربية

تعتبر هذه هي الواجهة الخلفية للمبنى حيث كان فيها بالشكل الرئيسي مدخل جراج طابق التسوية المعمول على نصف مساحة البناء اضافة الى توصيل هذا الباب الى مستودعات المياه الرئيسية في هذا المبنى ، كما تم استخدام أكثر من نوع من الحجر لتمييز موقع الفتحات من جهة ومحاولة لإعطاء منظر جمالي من جهة أخرى كما ويوصل هذا المخل الى الحركة العمودية داخل المبنى عبر المصاعد المستخدمة في هذه العمارة .

2.7.2 وصف الطوابق:

المبنى في تركيبته الهندسية يعتمد اعتماداً كلياً على الشكل المنتظم اقرب ما يكون الى مستطيل نظراً لطبيعة الأرض وتبلغ المساحة الطابقية لهذا المبنى 4987 م² موزعة على عشرة مستويات. وفيما يلي وصف لهذه الطوابق.

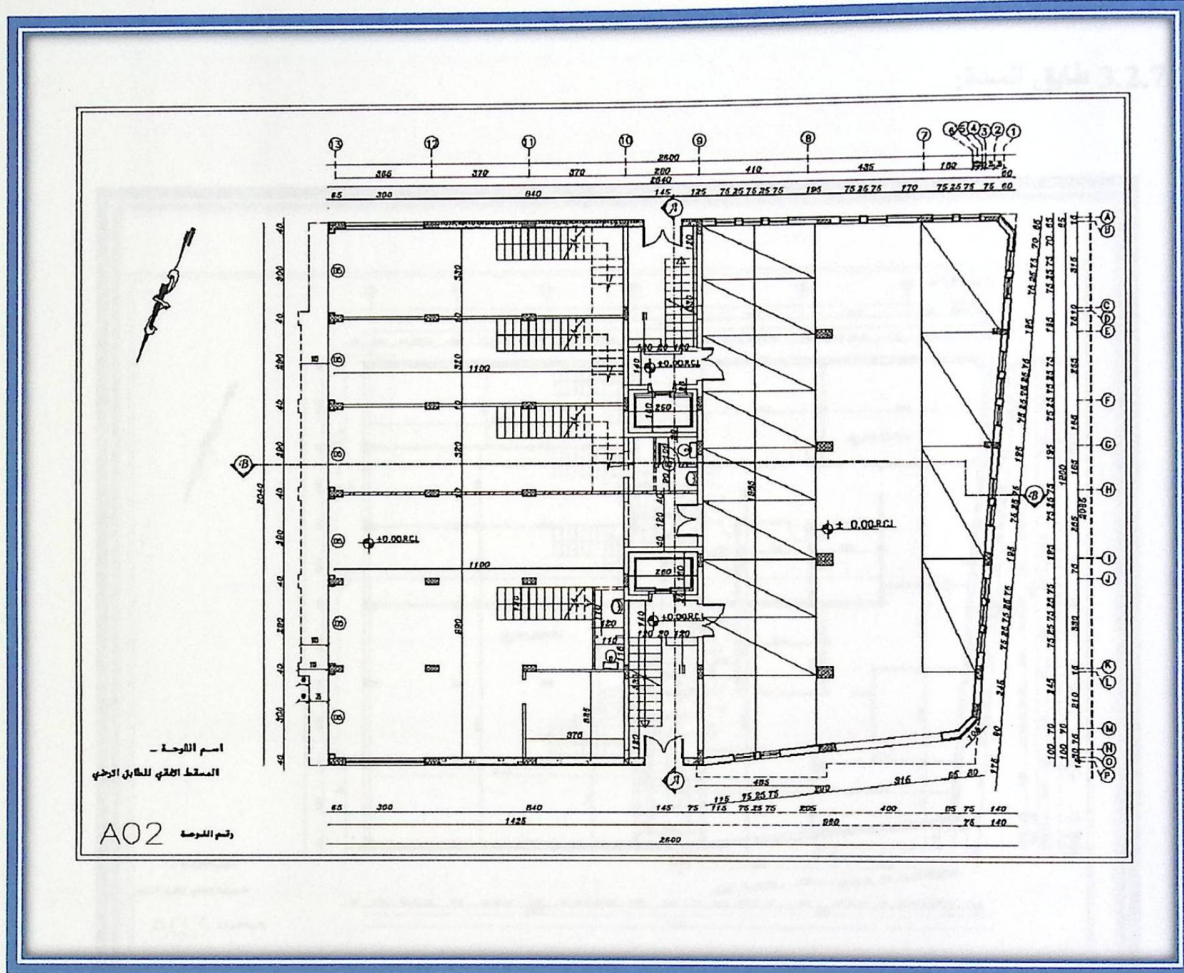
1.2.7.2 كراج التسوية :



الشكل (6-2) مسقط أفقي للكراج

يقع هذا الطابق تحت منسوب الشارع بمقدار 2.68 م من جهة المدخل الرئيسي للمبنى، وتبلغ مساحة هذا الطابق 222 م² ويحتوي على فعاليات خدمتية للمبنى، أما بالنسبة لموقف للسيارات فتبلغ مساحته 207 م²، ويحتوي على مدخل في الجهة الشمالية، ويتصل مع المبنى من خلال حركة المصاعد الأفقية.

2.2.7.2 الطابق الأرضي :



الشكل (7-2) مسقط أفقي للطابق الأرضي

يحتوي هذا الطابق على كراج آخر للسيارات بالجزء الخلفي للمبنى اما بالنسبة للجزء الامامي فهو يتكون من مخازن تجارية بالاضافة للوحدات الصحية وهو يرتفع عن مستوى الأرض الطبيعية بعدة درجات .
الداخل لهذا الطابق لا يجد صعوبة في الحركة وليست طويلة، وإمكانية الدخول لهذا الطابق متوفرة من الجهة الشرقية دون وجود الفرق الكبير في منسوب هذا الطابق ومنسوب ما حوله، وتبلغ مساحة هذا الطابق 510 م² وبارتفاع 3.12 م وتتوزع هذه المساحة على الفراغات التالية:

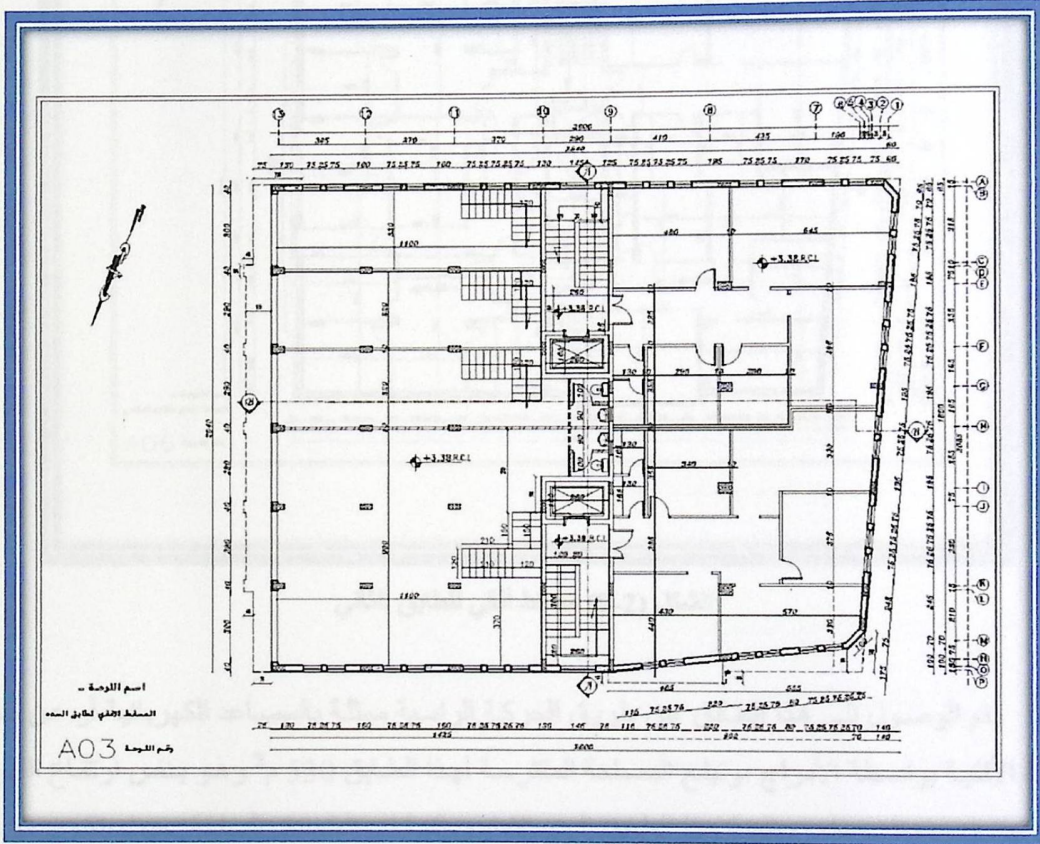
• كراج :

يحتوي هذا الكراج على حوالي 15 موقفا وبمساحة تبلغ 207 م² ، ويوجد أيضا مداخل عبر هذا الكراج توصل الشخص بالحركة العمودية للمبنى عبر المصاعد والادراج.

• مخازن تجارية :

تبلغ مساحة هذه المخازن 230 م² وارتفاع 3.12 متر ، حيث ان هذه المساحة مقسمة الى ستة مخازن تجارية بوحداتها الصحية وكامل خدماتها بواقعة مساحة لكل منهما تبلغ 40 م² تقريبا .

3.2.7.2 طابق السدة:



الشكل (8-2) مسقط أفقي لطابق السدة

يتم الوصول إلى الجهة الخلفية من هذا الطابق عن طريق درج ومصعد كهربائي قريب من المدخل الرئيسي. تبلغ مساحة هذا الطابق 510 م² ويمتاز كسابقه بسهولة الحركة بين فراغاته المختلفة فضلاً عن الملائمة بين وظائف الفراغات الموجودة في هذا الطابق والموزعة بشكل يضمن سهولة الحركة بين هذه الفراغات والتي تشمل الآتي:

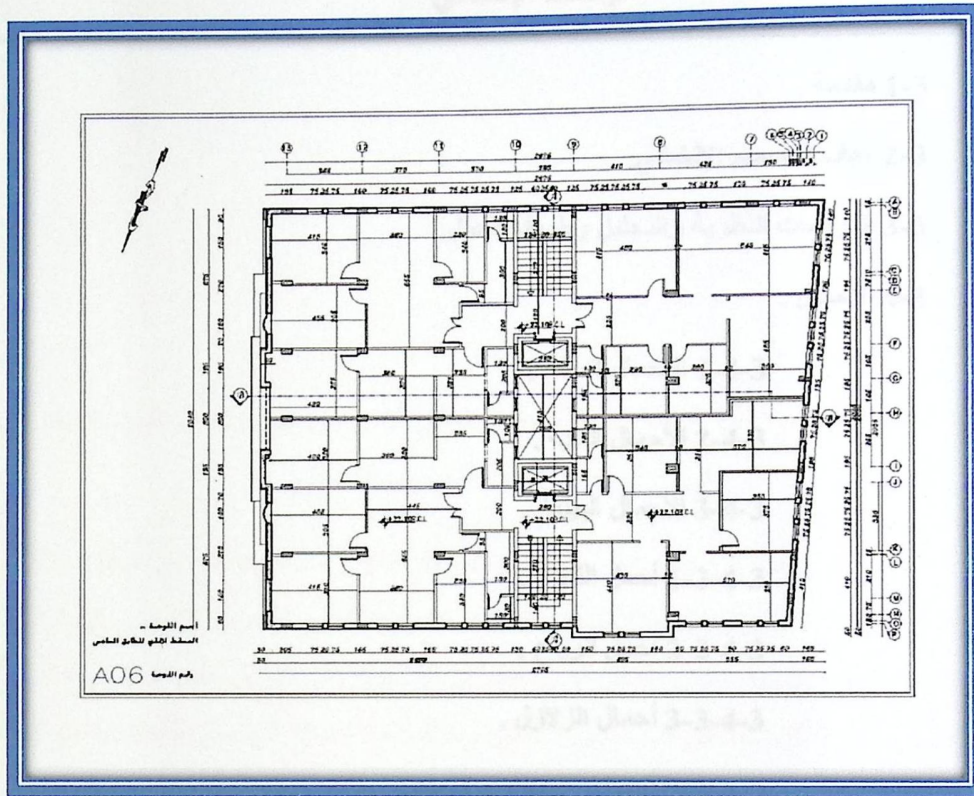
• سدة المخازن التجارية:

هذا وتبلغ المساحة الإجمالية للسدة 230 م² لكل مخزن تجاري سدته الخاصة به .

• المكاتب:

يحتوي هذا الطابق على مكتبين للإيجار مساحة كل مكتب منهما حوالي 104 م² بخدماته الكاملة.

4.2.7.2 الطابق الاول وحتى السادس:



الشكل (9-2) مسقط أفقي للطابق الثاني

يتم الوصول إلى هذا الطابق عن طريق الحركة الرأسية ممثلة بالمصاعد الكهربائية أو عن طريق الحركة الأفقية بواسطة الأدراج، وتبلغ المساحة المقترحة لهذا الطابق 530 م² وهو بنفس ارتفاع الطوابق السابقة 2.86 م ويغلب على وظيفة هذا الطابق الجو الإداري كما في الطوابق السابقة حيث يتكون من ستة مكاتب للإيجار موزعة بانتظام وبشكل يضمن سلاسة الحركة بين هذه الفراغات التي تتوزع كالاتي:

- مكاتب الجزء الشرقي :

وهي اربعة مكاتب على مساحة تبلغ 240 م² شاملة على جميع المرافق الخاصة بالمكتب .

- مكاتب الجزء الغربي :

وهما مكتبان بمساحة تبلغ 225 م² شاملة على جميع المرافق الخاصة بالمكتب .

الفصل الثالث

الوصف الإنشائي

3

1-3 مقدمة .

2-3 هدف التصميم الإنشائي.

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل.

4-3 الأحمال .

1-4-3 الأحمال الميتة .

2-4-3 الأحمال الحية .

3-4-3 الأحمال البيئية .

1-3-4-3 أحمل الثلوج .

2-3-4-3 أحمل الرياح .

3-3-4-3 أحمال الزلازل .

4-3-4-3 أحمال الانكماش والتمدد .

5-3 الاختبارات العملية .

6-3 العناصر الإنشائية .

1-6-3 العقدات .

2-6-3 الجسور .

3-6-3 الأعمدة .

4-6-3 جدران القص .

5-6-3 الأساسات .

6-6-3 الادراراج .

7-6-3 الجدران الإستنادية .

7-3 البرامج المحوسبة المستخدمة .

الفصل الثالث الوصف الإنشائي

1-3 مقدمة:

بعد الانتهاء من الوصف المعماري في الفصل الثاني لا بد من ان ننتقل إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع ألا وهي مرحلة التصميم الإنشائي.

لقد سعى الإنسان منذ ان خلق على وجه الأرض بأن يكون مسكنه بأعلى مواصفات الأمان وأكثر اقتصادياً وبعد ان عرف الانسان التصميم الإنشائي كان لا بد ان يتوصل في تصميمه الإنشائي إلى توفير عاملين أساسيين وهما الأمان و الاقتصاد. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب بحيث تحقق العاملين الأساسيين (الامان والاقتصاد) إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعه، إن الغرض من عملية التصميم الإنشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضرورية فيها، مع المحافظة قدر الإمكان على العامل الاقتصادي. وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

2-3 هدف التصميم الإنشائي:

الهدف الأساسي للتصميم الإنشائي هو الوصول الى إنتاج منشأ متقن ومتزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع الأحمال المباشرة وغير المباشرة. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- الأمان : يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة : يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.

- حدود صلاحية المبنى للتشغيل من حيث تجنب أي هبوط زائد و تجنب التشققات التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:

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.

4-3 الأحمال:

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المبنى ويتم تصميمه بناءً على تأثيرها وتأخذ هذه الأحمال أشكالاً عدة فمنها الأحمال الحية والميتة والبيئية وغيرها. لذلك لا بد من تحديد هذه الأحمال بشكل دقيق ليتسنى عمل التصميم الإنشائي اللازم. وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المبنى وكيفية التعامل معه ليتم بعد ذلك تصميم العناصر الإنشائية بناءً عليها. وهذه الأحمال كالاتي:

- ✓ الأحمال الميتة.
- ✓ الأحمال الحية.
- ✓ الأحمال البيئية.
- ✓ أحمال الانكماش والتمدد.

1.4.3 الأحمال الميتة:

هي الأحمال الناتجة عن وزن المبنى نفسه ممثلة بأوزان كل من العناصر الإنشائية وأوزان المواد المستخدمة في أعمال التشطيب والقوى الجانبية كقوى دفع الأتربة للجدران الإستنادية وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى. ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

والمواد المستخدمة في العناصر الإنشائية تشمل الخرسانة وحديد التسليح و القسارة والطوب والبلاط ومواد التشطيب والحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج، بالإضافة إلى الأسقف المعلقة والديكورات الخاصة بالمبنى. والجدول رقم (1-3) يوضح الكثافات النوعية للمواد المستخدمة:

جدول (1-3) كثافة المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m ³)
1	المونة والبلاط	22
2	الطعم	10
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	القسارة	22
6	الرمل	17

2.4.3 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى، وهذه الأحمال تشمل أحمال الاستخدام الناتجة عن الأشخاص، والأثاث، والأجهزة، والمعدات، وتعتمد قيمة هذه الأحمال على طبيعة الاستخدام للمنشأ، ويمكن تصنيفها إلى:

- ✓ أحمال حية : مثل الأشخاص والأثاث والأجهزة الكهربائية ومواد التخزين غير المثبتة.
- ✓ أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات والرافعات. ويبين الجدول (2-3) قيم الأحمال الحية بناء على استخدام المنشأ:

جدول (2-3) جدول الأحمال الحية في المباني المختلفة

الحمل الحي (KN/m ²)	طبيعة الاستخدام	الرقم المتسلسل
5.0	مواقف السيارات	1
5.0	المخازن	2
4.0	الأدراج	3
5.0	المطاعم	4
2.5	المكاتب	5

3.4.3 الأحمال البيئية:

وتشمل أحمال الثلوج والرياح وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة، وهي تختلف في المقدار والاتجاه من منطقة لأخرى، وتعتبر جزء من الأحمال الحية وتوضحها كما يلي:

1.3.4.3 أحمال الثلوج:

يتم تحديد أحمال الثلوج بالاعتماد على علو المبنى وارتفاعه عن سطح البحر وذلك بناء على الكود المستخدم في تلك المنطقة.

جدول (3-3) أحمال الثلوج

أحمال الثلوج (kN /m ²)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) (m)
0	250 > h
(h-250) / 1000	500 > h > 250
(h-400) / 400	1500 > h > 500
(h - 812.5) / 250	2500 > h > 1500

واستنادا إلى جدول أحمال الثلوج السابق وبعد تحديد ارتفاع المبنى عن سطح البحر و الذي يساوي (915 م) وتبعا للبند الثالث تم حساب أحمال الثلوج كالآتي:

$$\begin{aligned} SL &= (h - 400) / 400 \\ &= (915 - 400) / 400 \\ &= 1.2875 \text{ kN /m}^2 \end{aligned}$$

2.3.4.3 أحمال الرياح:

أحمال الرياح لها تأثير على المبنى، وتحديد أحمال الرياح تم اعتمادا على سرعة رياح قصوى تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح الأرض وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى، و سيتم اعتماد الكود الأردني للحصول على قيم قوى الرياح الأفقية، وهذا يظهر جليا في المعادلة التالية:

$$q = 0.613(v_z)^2$$

حيث أن :

q : الضغط الديناميكي للرياح على ارتفاع محدد من منسوب سطح الأرض

المحيطة والوحدة (N/m²) .

V_z : السرعة التصميمية للرياح (م/ث).

$$V_z = V \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

S_1 : معامل طبوغرافية الأرض ويحدد من خلال جدول رقم 13 من الكود الأردني.

S_2 : معامل وعورة الأرض ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم 14 من الكود الأردني.

S_3 : معامل إحصائي ويحدد حسب ما ورد في الجدول رقم 15 من الكود الأردني.

و بالرجوع إلى الكود الأردني كانت هذه المعاملات كما يلي :-

$$S_1 = 0.9 \text{ TABLE13}$$

$$S_2 = 0.975 \text{ TABLE14}$$

$$S_3 = 1 \text{ TABLE15}$$

$$V = 35 \text{ m/s 4/5/3-b}$$

$$\Rightarrow V_z = 35 \cdot 0.9 \cdot 1.02 \cdot 1 = 32.13 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow q = 0.613 \cdot (32.13)^2 = 632.82 \text{ N/m}^2 = 0.633 \text{ kN/m}^2$$

و سيتم الاعتماد على هذه القيمة من الضغط الديناميكي للرياح للحصول على القوى التصميمية لفعل الرياح .

3.3.4.3 أحمال الزلازل:

تنتج الزلازل عن اهتزازات أفقية ورأسية بسبب الحركة النسبية لطبقات الأرض الصخرية ، تنتج عنها قوى قص تؤثر على المنشأ، ويجب أن تؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار عند التصميم وذلك لضمان مقاومة المبنى للزلازل في حال حدثت وبالتالي التقليل من الأضرار المحتملة نتيجة حدوث الزلازل.

وهي عبارة عن أحمال أفقية تؤثر على المنشأ، وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللي، وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تقاومُ بجدران القص الموجودة في المنشأ، وسيتم استخدام الكود الأردني لحساب القوى الناتجة عن الزلازل .

4.3.4.3 أحمال الانكماش والتمدد :

وهي أحمال ناتجة عن تمدد وانكماش العناصر الخرسانية للمبنى نتيجة اختلاف درجات الحرارة خلال فصول السنة، ويتم اخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل تمدد داخل المبنى بالرجوع على الكود المستخدم في التصميم.

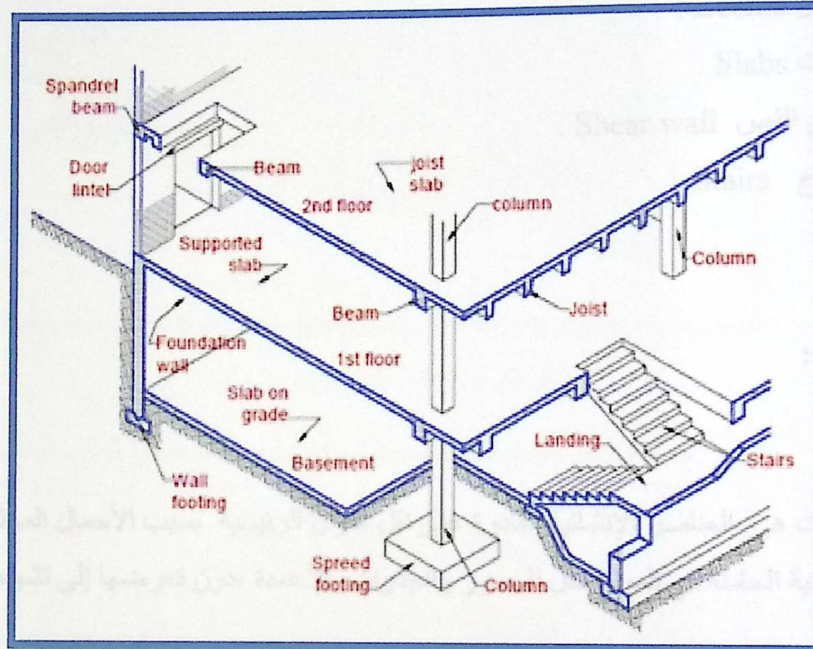
5-3 الاختبارات العملية :

كما في أي مشروع يتم إنشائه يجب القيام بعدة اختبارات عملية (الجيوتقنية) على أرض الواقع (أرض المشروع) ومن هذه الاختبارات اختبار قدرة تحمل التربة في الموقع وتقيد هذه المعرفة في إكمال عملية التصميم بشكل صحيح حيث أن تصميم الأساسات يعتمد على قيمة تحمل التربة وتعرف هذه القيمة بمقدار ما تتحمله التربة الإنشائية من أوزان لكل واحد متر مربع وفي هذا المشروع كانت هذه القيمة تساوي 4.5 كغم

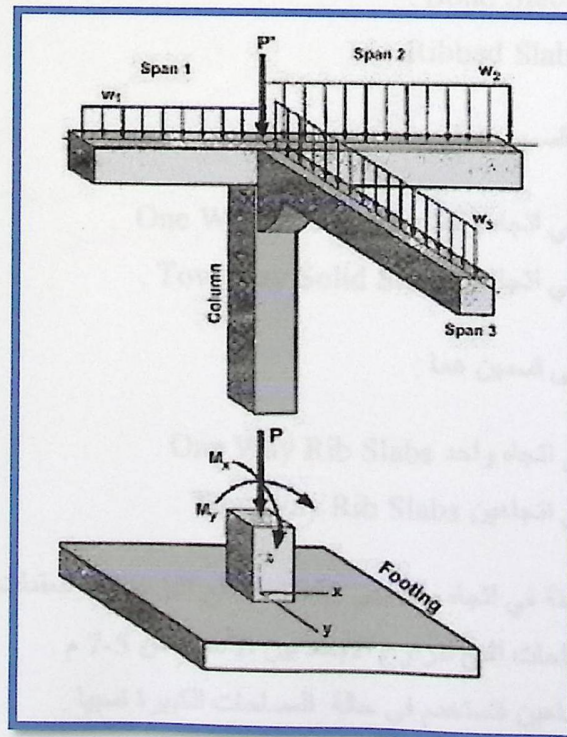
/سم²

6-3 العناصر الإنشائية :

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى



الشكل (1-3) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية



الشكل (2-3) انتقال الأحمال

وتتمثل هذه العناصر في :

- ✓ الأساسات Foundation .
- ✓ الأعمدة Columns .
- ✓ الجسور Beams .
- ✓ العقدات Slabs .
- ✓ جدران القص Shear wall .
- ✓ الأدراج Stairs .

1.6.3 العقدات :

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

ويوجد نوعان من العقدات شائعة الاستخدام :

1. العقدات المصمتة Solid Slabs .
2. العقدات المفرغة Ribbed Slabs .

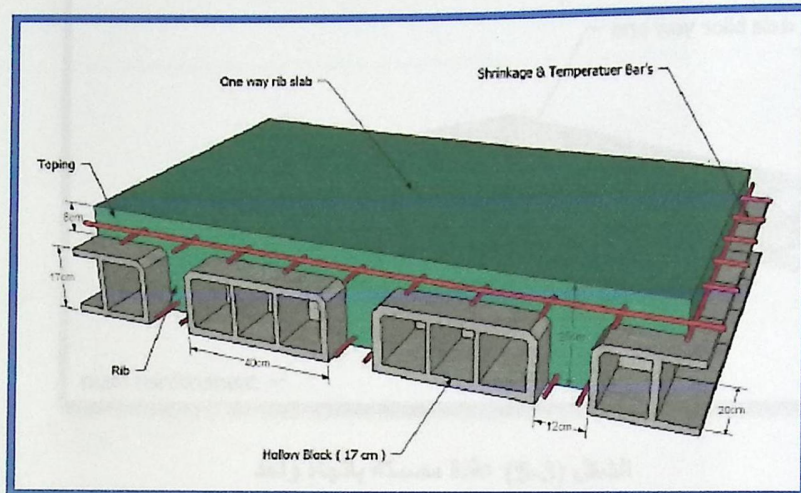
وتقسم العقدات المصمتة إلى قسمين هما :

1. العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .
2. العقدات المصمتة في اتجاهين Tow Way Solid Slabs .

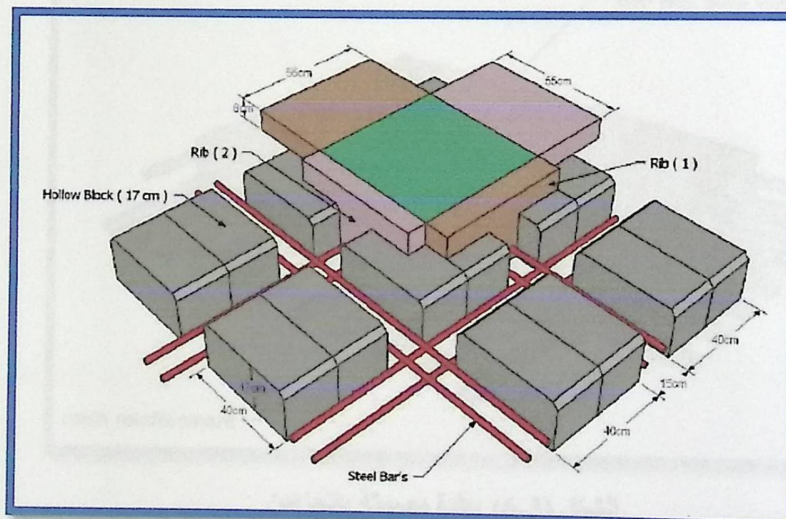
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :

1. عقدات اعصاب في اتجاه واحد One Way Rib Slabs .
2. عقدات اعصاب في اتجاهين Tow Way Rib Slabs .

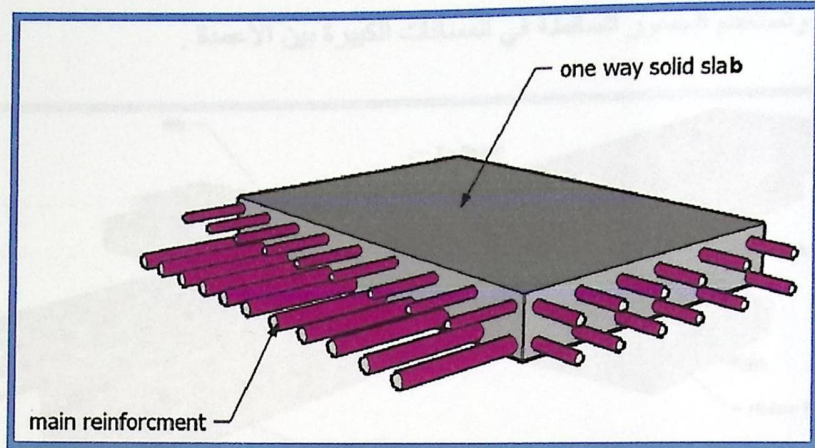
هذا وتستخدم العقدات المصمتة في اتجاه واحد في عقدات مطالع الدرج . أما العقدات المفرغة في اتجاه واحد فإنها تستخدم في تغطية المساحات التي تتراوح الأبعاد بين الأعمدة من 5-7 م . أما عقدات الاعصاب في اتجاهين فتستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا .



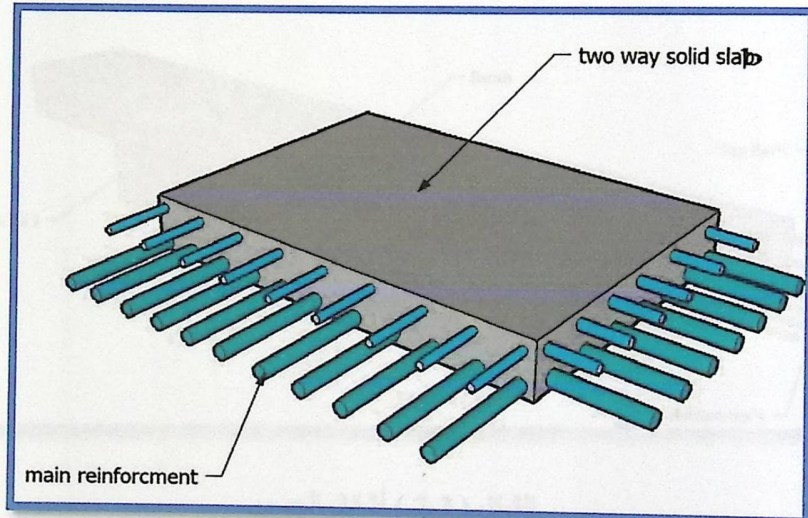
الشكل (3-3) عقدة اعصاب باتجاه واحد



الشكل (4-3) عقدة اعصاب باتجاهين



الشكل (5-3) عقدة مصمتة باتجاه واحد



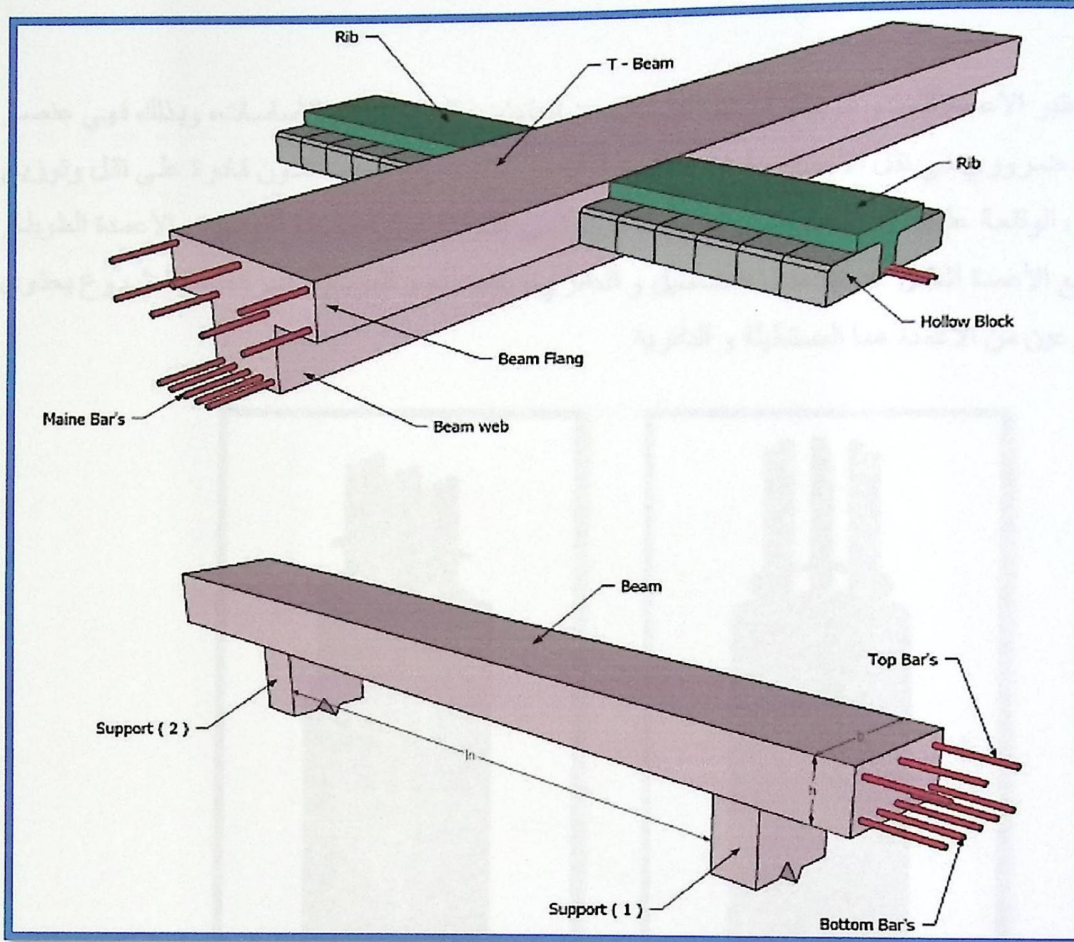
الشكل (6-3) عقدة مصمتة باتجاهين

2.6.3 الجسور :

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة. وهي نوعان :

1. الجسور المسحورة : عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .
2. الجسور الساقطة : عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي أو العلوي بحيث تسمى هذه الجسور T-section .

وتستخدم الجسور الساقطة في المسافات الكبيرة بين الأعمدة .



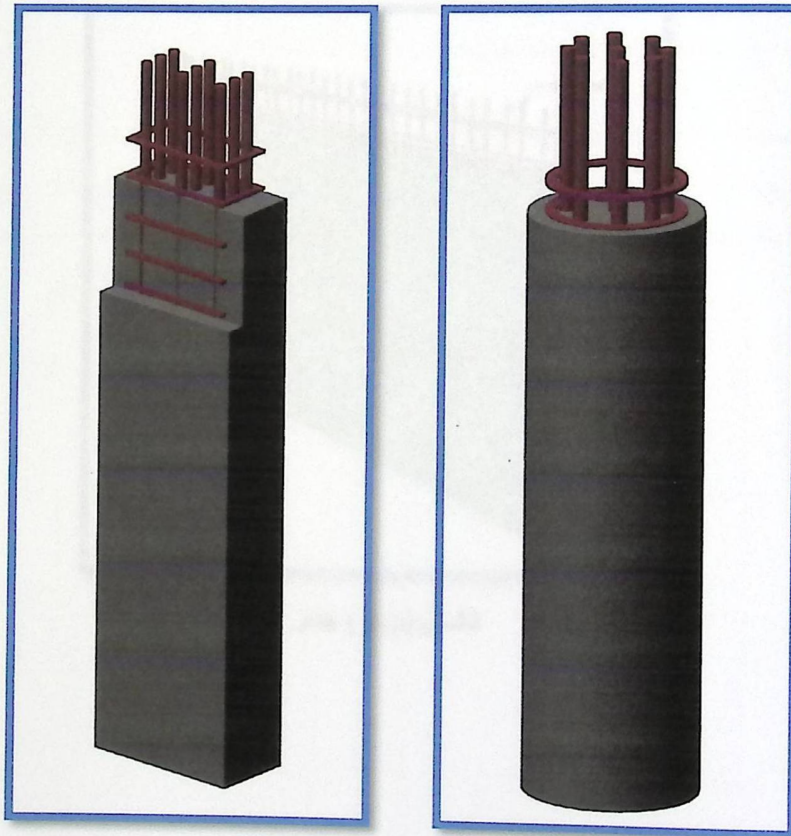
الشكل (7-3) أشكال الجسور

تستخدم الجسور في المباني للأغراض التالية:

- توضع الجسور في بعض الاحيان تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها.
- كما تستخدم في بعض الحالات لتقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك وتسليح اقتصادي.

3.6.3 الأعمدة :

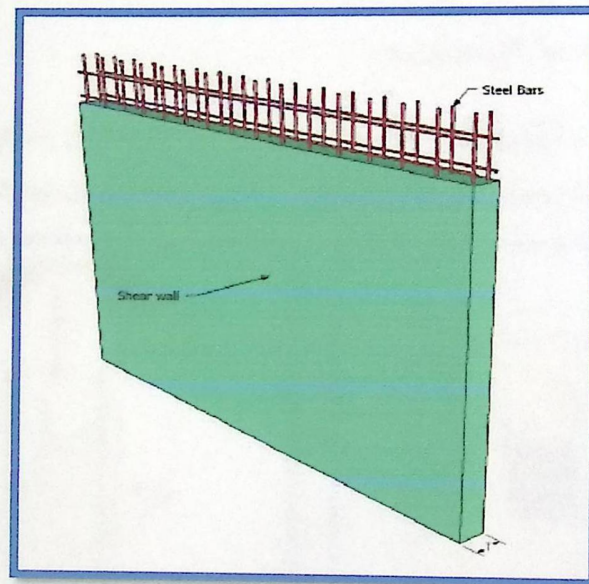
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى، لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين: الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ول مقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل والدائري والمضلع والمربع والمركب، والمشروع يحتوي على نوعين من الأعمدة هما المستطيلة والدائرية.



الشكل (3-8) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة

4.6.3 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) ، 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.



الشكل (3-9) جدار القص

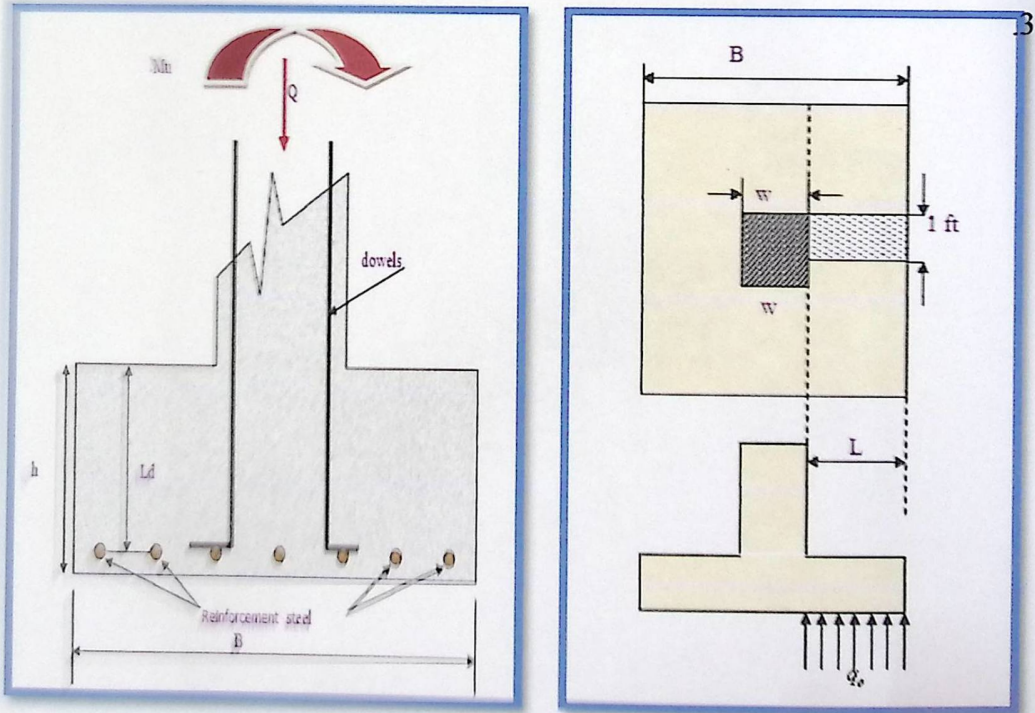
5.6.3 الأساسات :

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.

كما انها حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض وتقوم الأساسات بعملية نقل الأحمال من الأعمدة إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والتلوج والزلازل وأيضا الأوزان الحية داخل المبنى .

وتقسم الأساسات من حيث العمق إلى نوعين هما :

1. الأساسات السطحية (Shallow Foundation) : وتكون قريبة من سطح الأرض .
2. الأساسات العميقة (Deep Foundation) : وتكون هذه الأساسات بعيدة و عميق داخل التربة .



الشكل رقم (11-3) مقطع طولي في الأساس

الشكل رقم (10-3) مسقط أفقي للأساس

في الشكلين (10-3)، (11-3) يتم توضيح كيفية نقل الأحمال من المبنى إلى الأساس عن طريق العمود ، 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

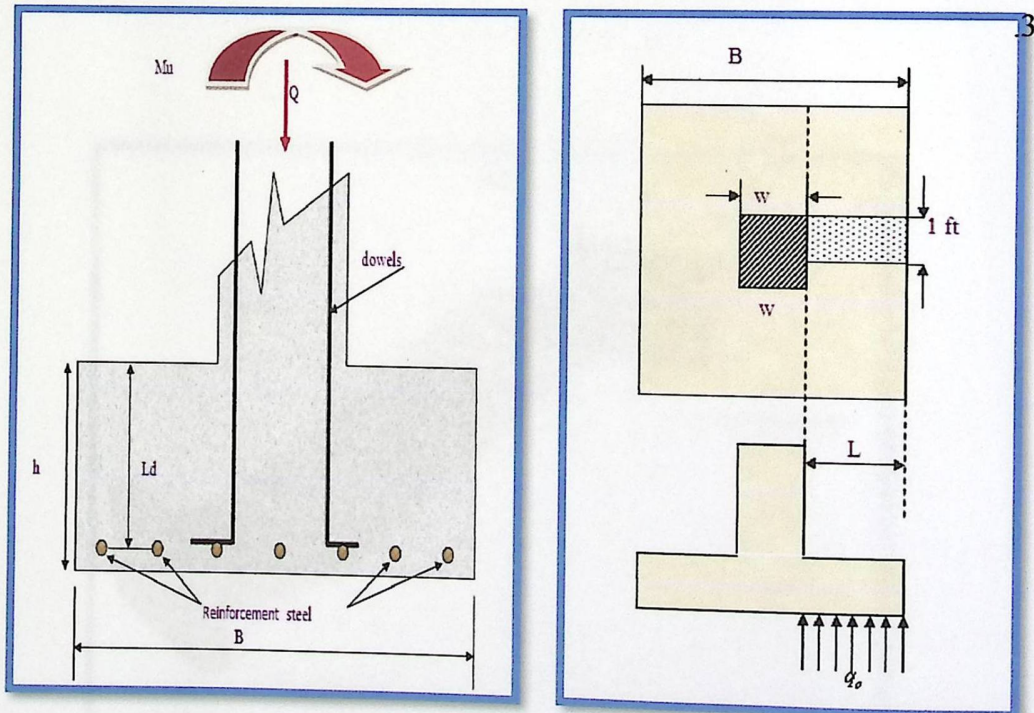
5.6.3 الأساسات :

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

كما انها حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض وتقوم الأساسات بعملية نقل الأحمال من الأعمدة إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والتلوج والزلازل وأيضا الأوزان الحية داخل المبنى .

وتقسم الأساسات من حيث العمق إلى نوعين هما :

1. الأساسات السطحية (Shallow Foundation) :وتكون قريبة من سطح الأرض .
2. الأساسات العميقة (Deep Foundation) : وتكون هذه الأساسات بعيدة و عميق داخل التربة .



الشكل رقم (11-3) مقطع طولي في الأساس

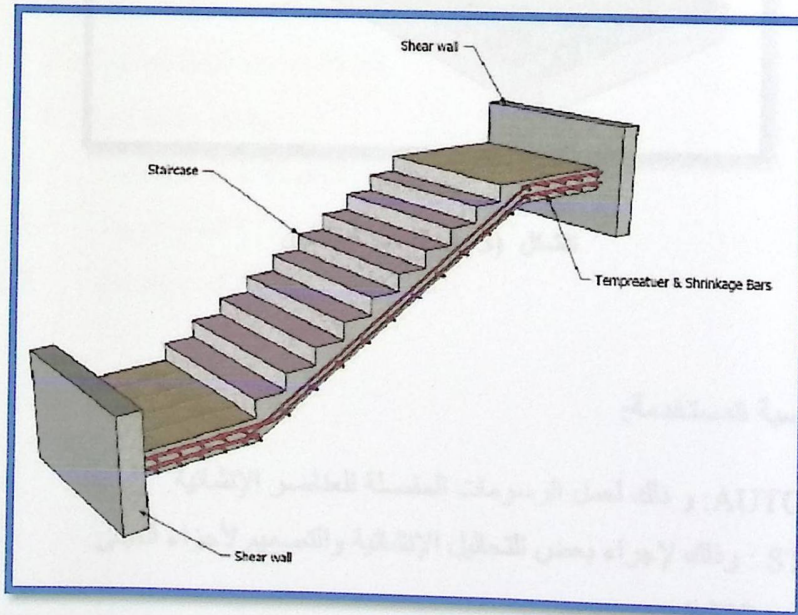
الشكل رقم (10-3) مسقط أفقي للأساس

في الشكلين (10-3)، (11-3) يتم توضيح كيفية نقل الاحمال من المبنى الى الاساس عن طريق العمود ، 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

بناءً 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 هذا المنشأ من شكل متدرج ليتلاءم وطبوغرافية الأرض.

6.6.3 الأدرج :

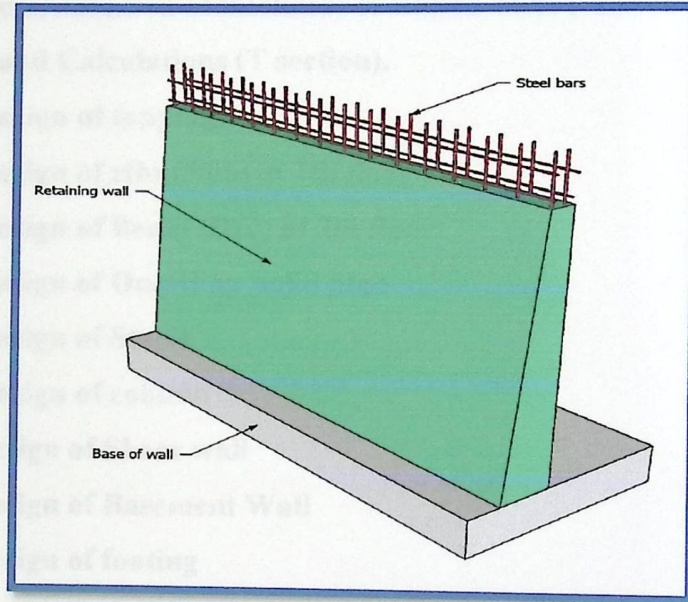
الأدرج هي العنصر المعماري المسئول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة . ويتم تصميم الدرج إنشائياً باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد .



الشكل (3-12) مقطع توضيحي في الدرج

7.6.3 الجدران الإستنادية :

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



الشكل (3-13) جدار استنادي

7-3 البرامج المحوسبة المستخدمة:

1. AUTOCAD 2007 : وذلك لعمل الرسومات المفصلة للعناصر الإنشائية.
2. STAAD PRO : وذلك لإجراء بعض التحاليل الإنشائية والتصميم لأجزاء المبنى.
3. ATIR : للتصميم الإنشائي.
4. Microsoft Office 2007 : وذلك لكتابة وتنسيق المشروع.

Chapter Four

4

Structure Analysis and Design

- 4-1 Introduction.**
- 4-2 Determination of thickness of ribbed slabs (T section) .**
- 4-3 Load Calculations (T section).**
- 4-4 Design of topping.**
- 4-5 Design of ribs (R06) at 7th floor.**
- 4-6 Design of Beam (B10) at 7th floor.**
- 4-7 Design of One-Way Solid Slab**
- 4-8 Design of Stairs**
- 4-9 Design of column**
- 4-10 Design of Shear wall**
- 4-11 Design of Basement Wall**
- 4-12 Design of footing**
 - 4-12-1 Design of Isolated footing**
 - 4-12-2 Design of Wall footing**
 - 4-12-2 Design of Mat Foundation**

Chapter Four Structural Analysis And Design

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, and computer software's such as "ATIR" and to find the internal forces, deflection and moment for all the structural element of the investigated.

4.2 Determination of thickness of ribbed slabs (T section) :

According to ACI-Code-318-05, the minimum thickness of one way slabs are computed, as follows:

For rib (R05) in the 5th Floor.

$$h_{\min} \text{ for one-end continuous} = L/18.5 \\ = 3.55 / 18.5 = 19.2 \text{ cm}$$

$$h_{\min} \text{ for both-end continuous} = L/21 \\ = 3.4 / 21 = 16.2 \text{ cm}$$

$$h_{\min} \text{ for cantilever} = L/8 \\ = 0.92 / 8 = 11.5 \text{ cm}$$

⇒ We selected $h = 22\text{cm}$.

4.3 Load Calculations (T section):

Dead load:

Tiles	$0.03 \times 0.52 \times 22$	$= 0.3432 \text{ kN/m of rib}$
Mortar	$0.02 \times 0.52 \times 22$	$= 0.2288 \text{ KN/m of rib}$
Coarse Sand Fill	$0.07 \times 0.52 \times 17$	$= 0.6188 \text{ kN/m of rib}$
Topping	$0.08 \times 0.52 \times 25$	$= 1.04 \text{ kN/m.}$
Concrete Rib	$0.14 \times 0.12 \times 25$	$= 0.42 \text{ kN/m of rib}$
Block	$0.14 \times 0.40 \times 10$	$= 0.56 \text{ kN/m of rib}$
Plaster	$0.02 \times 0.52 \times 22$	$= 0.2288 \text{ kN/m of rib}$
Partition	1.5×0.52	$= 0.78 \text{ Kn/m of rib}$

Nominal Total Dead Load =

$$0.6188 + 0.3432 + 0.66 + 0.56 + 1.04 + 0.2288 = 4.2196 \text{ kN/m of rib}$$

Nominal Total live load $= 2.5 \times 0.52 = 1.3 \text{ kN/m of rib}$

Total Dead Lad (Unfactored) $= 4.2196 / 0.52 = 8.1146 \text{ kN/m}^2$

Total live load $= 2.5 \text{ kN/m}^2$

4.4 Design of topping:

Factor load From ACI code the equation tell that:

$$DL = 0.08 \times 25 + 0.03 \times 22 + 0.07 \times 17 + 0.02 \times 22 + 1.5 = 5.79 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_u = 1.2 DL + 1.6 LL.$$

$$q_u = 1.2 (5.79) + 1.6 (2.5) = 10.95 \text{ kN/m}^2.$$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{10.95 \times (0.4)^2}{12} = 0.146 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 0.42 \sqrt{f_c'} \times \frac{b \times h^2}{6}$$

$$= 0.42 \sqrt{24} \times \frac{1 \times 0.08^2}{6} = 2.1947 \text{ kN.m.}$$

$$\phi \times Mn = 0.55 \times 2.1947 = 1.20711 \text{ kN.m.}$$

$$\phi \times Mn = 1.2071 \text{ kN.m} > Mu = 0.146 \text{ kN.m.}$$

The Topping can be constructed in plain concrete, Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided.

For the shrinkage and temperature reinforcement:

$$\rho = 0.0018$$

$$As_{\min} = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 8 = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

Use $\Phi 8/25 \text{ cm}$ ($4\Phi 8/\text{m}$), with $As = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$ both directions.

$$As = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m} > As_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

4.5 Design of ribs (R06) at 7th floor

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

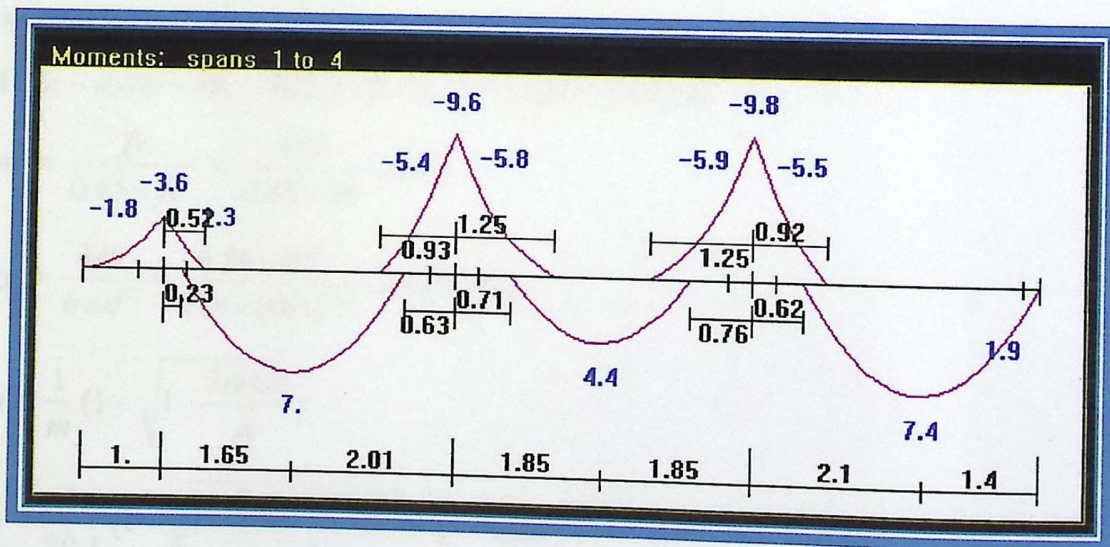


Fig. (4-1) Moment Diagram of Rib (R6)

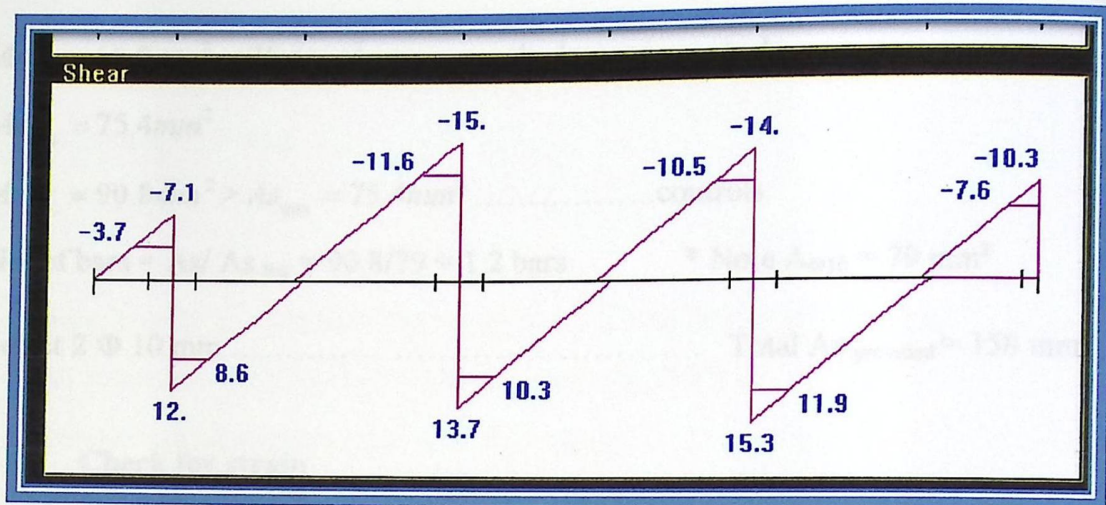


Fig. (4-2) Shear Diagram of Rib (R06)

4.5.1 Design of negative moment for rib (R06):

Assume slab is fixed at support points (Ribs)

Maximum negative moment is $M_u = -5.9 \text{ kN.m}$

$$M_n = 5.9 / 0.9 = 6.56 \text{ kN.m}$$

$$d = h - \text{cover} - \Phi_s - \Phi/2 = 22 - 2 - 1 - 1.2/2 = 18.4 \text{ cm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{6.56 \times 10^6}{120 \times (184)^2} = 1.615 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(1.615)}{410}} \right) = 0.00411$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.00411 (120) (184) = 90.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{f_c'}}{(f_y)} (b_w)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (b_w)(d) \dots \dots \dots (ACI-10.5.1)$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(410)} (120)(184) \geq \frac{1.4}{410} (120)(184)$$

$$A_{s_{min}} = 66.0 \text{ mm}^2 < 75.4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{the larger is control}$$

$$A_{s_{min}} = 75.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{req.}} = 90.8 \text{ mm}^2 > A_{s_{min}} = 75.4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{controls}$$

$$\text{No. of bars} = A_s / A_{s_{bar}} = 90.8 / 79 = 1.2 \text{ bars} \quad * \text{ Note } A_{\Phi 10} = 79 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } 2 \Phi 10 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Total } A_{s_{provided}} = 158 \text{ mm}^2.$$

• Check for strain

Tension = compression

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

$$2 \times 79 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 120 \times a$$

$$a = 26.5 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{26.5}{0.85} = 31.13 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{184 - 31.13}{31.13} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0147 > 0.005$$

⇒ Ok

4.5.2 Design of positive moment for rib (R06):

For all spans

Effective flange width (b_E) according to ACI-code (8.10.2):

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

$$b_E = L_c / 4 = 3.55 / 4 = 88.75 \text{ cm}$$

$$b_E = 12 + 16t = 14 + 16(8) = 142 \text{ cm}$$

$$b_E = C / C \text{ spacing} = 52 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{controls}$$

Use M_u max. Positive for spans = 7.4 kN.m

$$M_n = 7.4 / 0.9 = 8.23 \text{ kN.m}$$

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

Assume $a = t = 8\text{cm}$

$$C = 0.85 f'_c \times a \times b_E$$

$$C = 0.85 (24) (0.08) (0.52) = 848.64 \text{ kN}$$

$$M_n = T \text{ or } C (d - 0.5 a) = 848.64 (0.184 - 0.5 (0.08)) = 122.2 \text{ kN.m}$$

$$M_n \text{ available} = 122.2 \text{ kN.m} > M_n \text{ required} = 8.23 \text{ kN.m}$$

Then design as a rectangular with $b_E = 52 \text{ cm}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{8.23 \times 10^6}{520 \times (184)^2} = 0.468 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(0.468)}{410}} \right) = 0.001154$$

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.001154 \times 520 \times 184 = 110.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{f'_c}}{(f_y)} (bw)(d) \geq \frac{1.4}{f_y} (bw)(d) \dots\dots\dots (ACI - 10.5.1)$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(410)} (120)(184) \geq \frac{1.4}{410} (120)(184)$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 66.0 \text{ mm}^2 < 75.4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{the larger control}$$

$$A_{s_{\text{min}}} = 75.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 110.4 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{min}}} = 75.4 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

So select $2\Phi 10$

$$A_{s_{\text{provided}}} = 158 \text{ mm}^2.$$

• Check for strain

$$T = C$$

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

$$2 \times 79 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.11 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.11}{0.85} = 7.18 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{184 - 7.18}{7.18} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.074 > 0.005$$

⇒ Ok

4.5.3 Design of shear for rib (R06):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$$V_{u \text{ critical}} = 11.9 \text{ kN}$$

Use $\Phi 10$ with two legs

$$A_v = 2 \times 79 = 158 \text{ mm}^2$$

$$1. \quad V_u \leq \frac{1}{2} \Phi V_c$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$= \frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 120 \times 184$$

$$= 6.76 \text{ kN}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

$$2. \quad \frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$\Phi V_c = 6.876 \times 2 = 13.52 \text{ kN}$$

$$V_u < \Phi V_c \dots \dots \dots \text{control}$$

Minimum shear reinforcement is required

$$\frac{A_v}{S_{req.}} \geq \frac{1}{3} \times \frac{bw}{f_y t} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{f_c'}}{f_y t} \times bw$$

$$\frac{A_v}{S_{req.}} \geq \frac{1}{3} \times \frac{120}{410} \geq \frac{1}{16} \frac{\sqrt{24}}{410} \times 120$$

$$\frac{A_v}{S_{req.}} \geq 0.0976 \geq 0.0896$$

$$\frac{A_v}{S_{req.}} = 0.0976$$

$$\frac{2 * 79}{S_{req.}} = 0.0976 \Rightarrow S_{req.} = 1618 \text{ mm} = 161.8 \text{ cm}$$

$$S_{req.} < \frac{d}{2} = \frac{18.4}{2} = 9.2 \text{ cm}$$

$$\text{Then Select } S = 7.5 \text{ cm} < \frac{d}{2} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Select $\Phi 10 @ 7.5 \text{ cm c/c}$

4-6 Design of Beam (B10) at 7th floor:

Using "Atir" software for the following values of moment and shear:

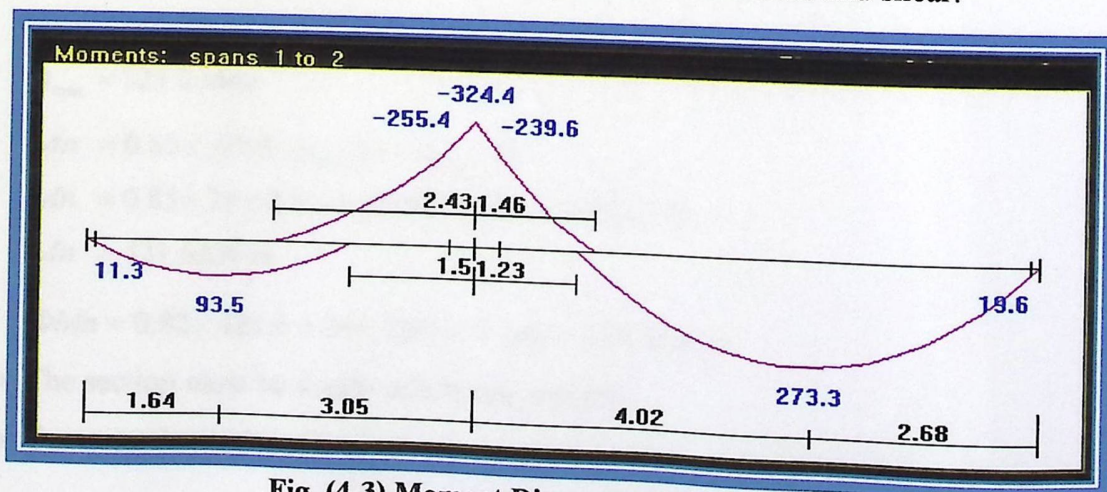


Fig. (4-3) Moment Diagram of Beam (B10)

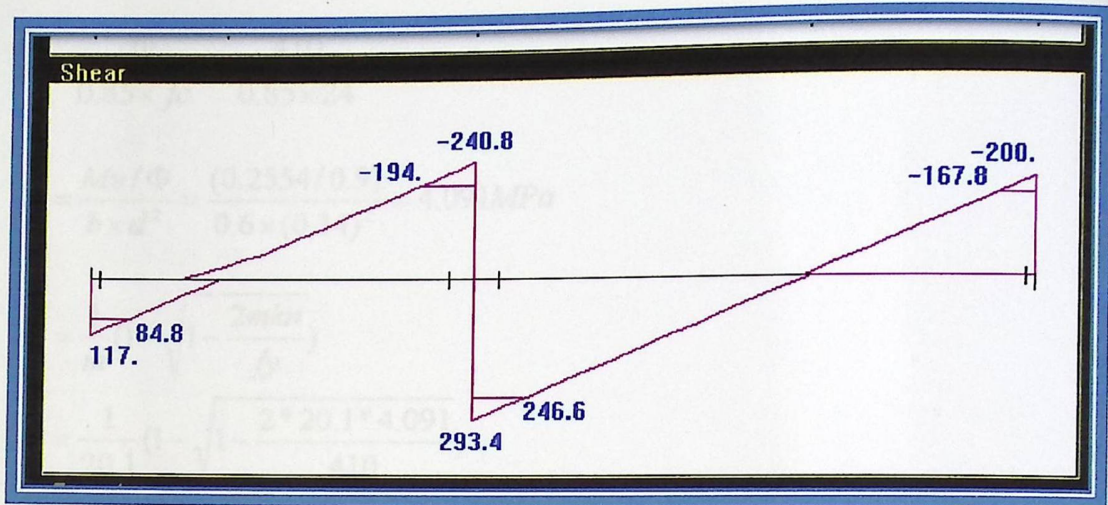


Fig. (4-4) Shear Diagram of Beam (B10)

4.6.1 Design of negative moment for beam (B10):

$$d = 400 - 40 - 10 - 10 = 340 \text{ mm}$$

$$Mu = 255.4 \text{ kN.m}$$

Check Singly Or Dubly:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$$c = 145.7 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$a = 0.85 \times 145.7 = 123.86 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 145.7 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 123.86 \text{ mm}$$

$$Mn = 0.85 \times f_c' \times b \times a_{\max} (d - a_{\max} / 2)$$

$$Mn = 0.85 \times 24 \times 0.6 \times 0.12386 (0.34 - 0.12386 / 2)$$

$$Mn = 421.6 \text{ kN.m}$$

$$\Phi Mn = 0.82 \times 421.6 = 345.7 \text{ kN.m} > Mu = 255.4 \text{ kN.m}$$

⇒ The section must be singly reinforced section:

⇒ Compute Area of steel

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.2554/0.9)}{0.6 \times (0.34)^2} = 4.091 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 4.091}{410}} \right)$$

$$\rho = 0.01125$$

$$A_s = 0.01125 \times 600 \times 340$$

$$A_s = 2295 \text{ mm}^2$$

Use 5 Φ 25

$$\text{Area of steel} = 5 \times 490 = 2450 \text{ mm}^2$$

• Check for strain

$$T = C$$

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

$$5 \times 490 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 82.07 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{82.07}{0.85} = 96.61 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{362 - 96.6}{96.6} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0082 > 0.005$$

⇒ Ok

4.6.2 Design of positive moment for beam (B10):

- Span 1

$$d = 400 - 40 - 10 - 8 = 340 \text{ mm}$$

$$Mu = 93.5 \text{ kN.m}$$

Check Singly Or Dubly:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$$c = 145.7 \text{ mm}$$

$$\alpha = \beta \times c$$

$$\alpha = 0.85 \times 145.7 = 123.86 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 145.7 \text{ mm}$$

$$\alpha_{\max} = 123.86 \text{ mm}$$

$$Mn = 0.85 \times f_c' \times b \times \alpha_{\max} (d - \alpha_{\max} / 2)$$

$$Mn = 0.85 \times 24 \times 0.6 \times 0.12386 (0.34 - 0.12386 / 2)$$

$$Mn = 421.6 \text{ kN.m}$$

$$\Phi Mn = 0.82 \times 421.6 = 345.7 \text{ kN.m} > Mu = 93.5 \text{ kN.m}$$

⇒ The section must be singly reinforced section:

$$m = \frac{fy}{0.85 \times f_c'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mu / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.0935 / 0.9)}{0.6 \times (0.340)^2} = 1.498 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 1.498}{410}} \right)$$

$$\rho = 0.0038$$

$$As = 0.0038 \times 600 \times 340$$

$$As = 775 \text{ mm}^2$$

Use 3 Φ 20

$$\text{Area of steel} = 3 \times 314 = 942 \text{ mm}^2$$

• Check for strain

$$T = C$$

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

$$3 \times 314 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 31.55 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{31.55}{0.85} = 37.12 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{342 - 37.12}{37.12} \times 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0246 > 0.005$$

⇒ Ok

• Span 2

$$d = 400 - 40 - 10 - 10 = 340 \text{ mm}$$

$$M_u = 273.3 \text{ kN.m}$$

Check Singly Or Dubly:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + 0.004}{d}$$

$$c = 145.7 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$a = 0.85 \times 145.7 = 123.86 \text{ mm}$$

$$c_{\max} = 145.7 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 123.86 \text{ mm}$$

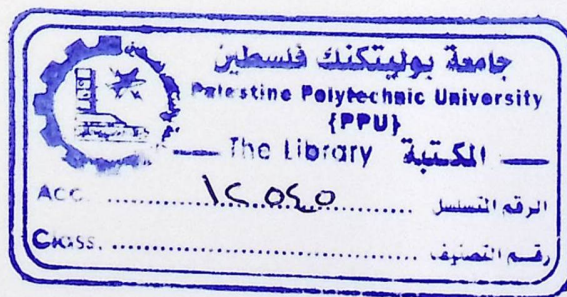
$$M_n = 0.85 \times f_c' \times b \times a_{\max} (d - a_{\max} / 2)$$

$$M_n = 0.85 \times 24 \times 0.6 \times 0.12386 (0.34 - 0.12386 / 2)$$

$$M_n = 421.6 \text{ kN.m}$$

$$\Phi M_n = 0.82 \times 421.6 = 345.7 \text{ kN.m} > M_u = 273.3 \text{ kN.m}$$

⇒ The section must be singly reinforced section:



$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mu/\Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.2733/0.9)}{0.6 \times (0.34)^2} = 4.378 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 4.378}{410}} \right)$$

$$\rho = 0.0122$$

$$A_s = 0.0122 \times 600 \times 340$$

$$A_s = 2481.8 \text{ mm}^2$$

Use 6 $\Phi 25$

$$\text{Area of steel} = 6 \times 490 = 2940 \text{ mm}^2$$

- Check for strain

$$T = C$$

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

$$6 \times 490 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 600 \times a$$

$$a = 98.48 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta} = \frac{98.48}{0.85} = 115.86 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{342 - 115.86}{115.86} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.00586 > 0.005$$

$\Rightarrow$ Ok

4.6.3 Design of shear for beam (B10):

ACI – 318 – Categories for shear design:

$$V_{u \text{ critical}} = 246.6 \text{ kN}$$

Use $\Phi 10$ with two legs

$$A_v = 2 \times 79 = 158 \text{ mm}^2$$

$$1. \quad V_u \leq \frac{1}{2} \Phi V_c$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \Phi V_c &= \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d \\ &= \frac{1}{2} \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 600 \times 340 \\ &= 62.46 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_u > \frac{1}{2} \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

$$2. \quad \frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$\frac{1}{2} \Phi V_c = \frac{1}{2} \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_c = 62.46 \times 2 = 124.92 \text{ kN}$$

$$V_u > \Phi V_c \dots \dots \dots \text{not control}$$

$$3. \quad \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}}$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3} \right) \times b_w \times d \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{f_c'} \times b_w \times d$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3} \right) \times 0.6 \times 0.34 \times 10^3 \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{24} \times 0.6 \times 0.34 \times 10^3$$

$$\Phi V_{s_{\min}} \geq 51.0 \text{ kN} \geq 46.85 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{s_{\min}} = 51.0 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} = 124.92 + 51.0 = 175.92 \text{ kN}$$

$$V_u > \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} \dots \dots \dots \text{not control}$$

$$4. \quad \Phi V_c + \Phi V_{s_{\min}} \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times bw \times d$$

$$\Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 600 \times 340 = 249.85 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times bw \times d = 124.92 + 249.85 = 374.77 > V_u$$

$$\Phi V_{s_{\text{req}}} + \Phi V_c \geq V_u$$

$$\Rightarrow \Phi V_{s_{\text{req}}} = V_u - \Phi V_c = 246.6 - 124.92 = 121.68 \text{ kN}$$

$$S_{\text{req}} = \frac{\Phi \times A_v \times f_y \times d}{\Phi V_{s_{\text{req}}}} = \frac{0.75 \times 158 \times 410 \times 340}{121.68 \times 10^3} = 13.6 \text{ cm} \dots \dots \text{control.}$$

$$S \leq \frac{d}{2} = \frac{34.0}{2} = 17.0 \text{ cm.}$$

Select $\Phi 10 @ 12.5 \text{ cm c/c}$

4.7 Design of One-way solid slab

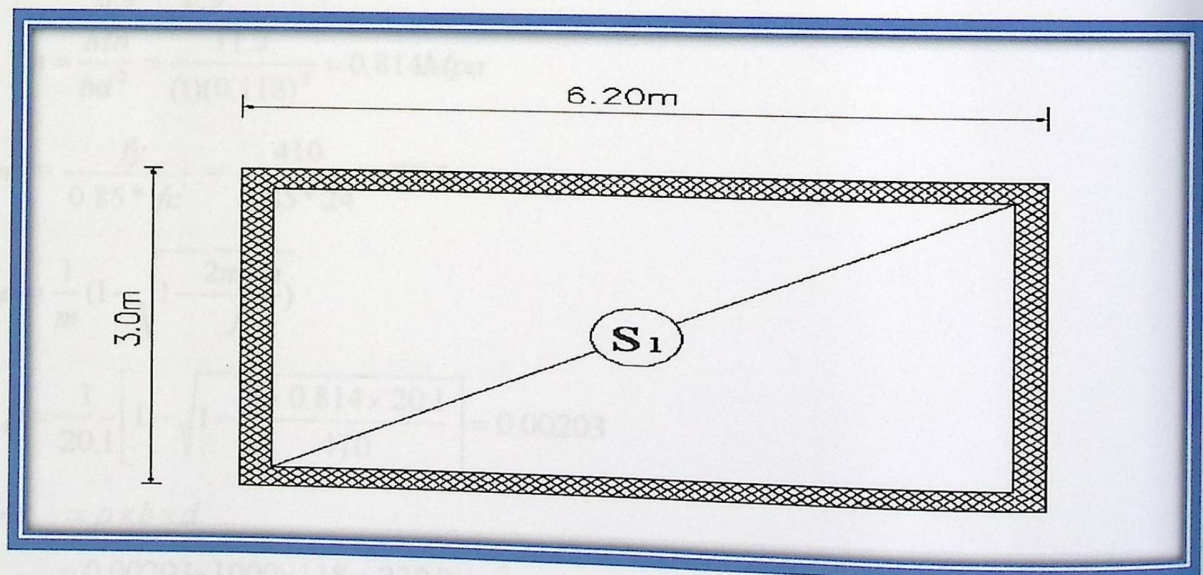


Fig (4.5) One-Way Solid Slab Plane

4.7.1 Check if it's one way

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{6.2}{3.0} = 2.1 > 2.0 \dots \text{One way}$$

4.7.2 Determination of thickness:

$$h = \frac{L}{20} = \frac{2.6}{20} = 13\text{cm}$$

Select $h = 15\text{cm}$

4.7.3 Load Calculation

$$D.L = 4.2\text{KN} / \text{m}^2$$

$$L.L = 2.5\text{KN} / \text{m}^2$$

From Ater Por. we get

$$V_u = 11.8\text{KN}$$

$$M_u = 10.2\text{KN.m}$$

4.7.4 Design for positive moment:

$$d = 150 - 20 - 12 = 118\text{mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{0.9} = \frac{10.2}{0.9} = 11.3\text{KN.m}$$

$$k_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{11.3}{(1)(0.118)^2} = 0.814\text{Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{410}{0.85 * 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.814 \times 20.1}{410}} \right] = 0.00203$$

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

$$= 0.00203 \times 1000 \times 118 = 239.2\text{mm}^2$$

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

$$A_{s_{min}} = 270\text{mm}^2 > A_{s_{req}} = 239.2$$

$$\Rightarrow A_s = 270\text{mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = \frac{270}{113} = 3$$

Use $\phi 12 @ 25\text{cm c/c}$

4.7.5 Check for Strain :

Tension = Compression

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

$$270 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 1000 \times a$$

$$a = 0.543\text{cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.543}{0.85} = 0.64\text{cm}$$

$$\epsilon_s = \frac{11.8 - 0.64}{0.64} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.052 > 0.005 \quad \text{.....ok}$$

4.7.6 Shrinkage & Temperature Reinforcement in top layer:

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

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

$$\# \text{ of bars} = \frac{270}{79} = 4$$

Use $\phi 10 @ 25\text{cm c/c}$

4.7.7 Development length of the bars:

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

$$L_d = \frac{410}{2\sqrt{24}} \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.2 = 48.99\text{cm.}$$

Use $L_d = 50\text{cm.}$

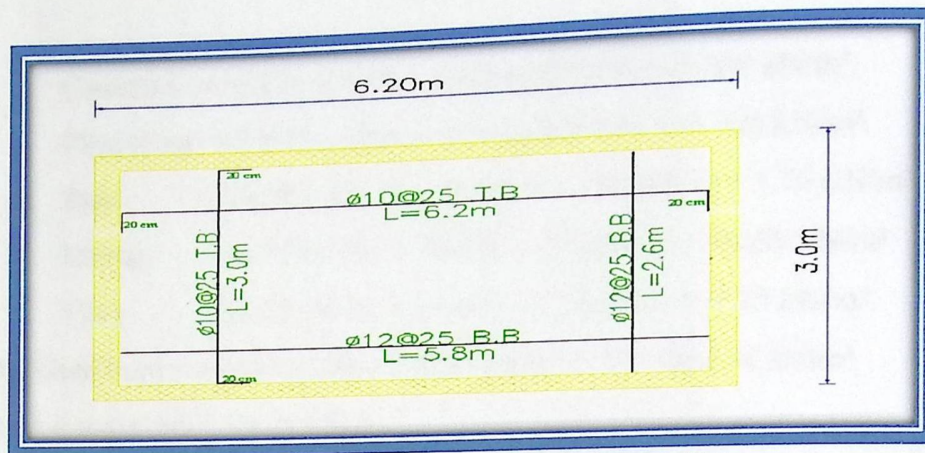


Fig (4.6) Details of One-Way Solid Slab

4.8 Design of Stairs:

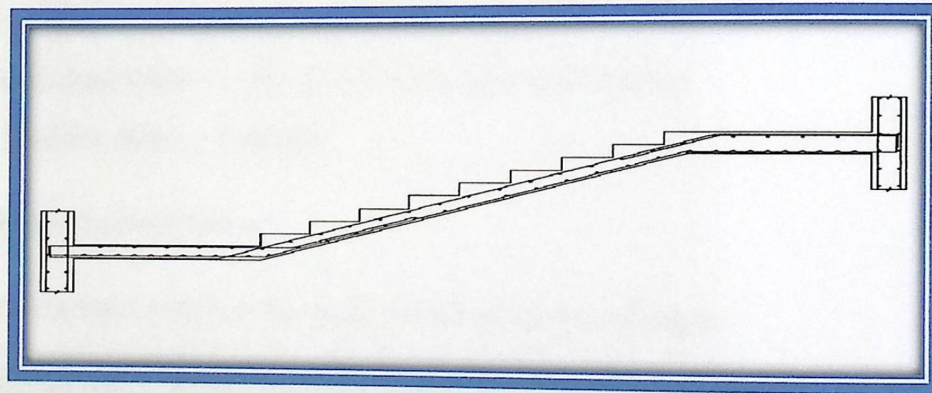


Fig.(4-7) Cross Section for the Staircase

4.8.1 Determination of Slab Thickness:

By limitation of deflection for solid slabs :

$$h_{req} \geq \frac{L}{20} \dots \text{simply supported case}$$

$$h_{req} \geq \frac{4.23}{20} = 0.2115m \Rightarrow \text{select slab thickness} = 22cm$$

$$d = 22 - 2 - 1 = 19cm$$

$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{17}{30}\right) = 29.54^\circ$$

4.8.2 Load Calculation:

Dead load companation for flight:-

1. Concrete = $(0.22) \times (24) \times (1)/\cos(29.54) = 6.069 \text{ kN/m}^2$.
2. Plastering = $(0.02) \times (22) \times (1)/\cos(29.54) = 0.506 \text{ kN/m}^2$.
3. Stair = $(0.5) \times (0.3) \times (0.117) \times (20)/(0.3) = 1.70 \text{ kN/m}^2$.
4. Mortar = $(0.17+0.30) \times (0.02) \times (22)/(0.3) = 0.689 \text{ kN/m}^2$.
5. Tiles = $(0.17+0.33) \times (0.03) \times (27)/(0.3) = 1.35 \text{ kN/m}^2$.

Total dead load = $6.069+0.506+1.70+0.689+1.35 = 10.314 \text{ kN/m}^2$.

Dead load compansion for landing:-

1. Concrete = $(0.22) \times (24) = 5.28 \text{ kN/m}^2$.
2. Plastering = $(0.02) \times (22) = 0.44 \text{ kN/m}^2$.
3. Mortar = $(0.02) \times (22) = 0.44 \text{ kN/m}^2$.
4. Tiles = $(0.03) \times (27) = 0.81 \text{ kN/m}^2$.

Total dead load = $5.28+0.44+0.44+0.81 = 6.97 \text{ kN/m}^2$.

Live load for stairs = 5 kN/m^2

4.8.3 Design Against Shear:-

The following figure shows the shear envelope of the staircase.

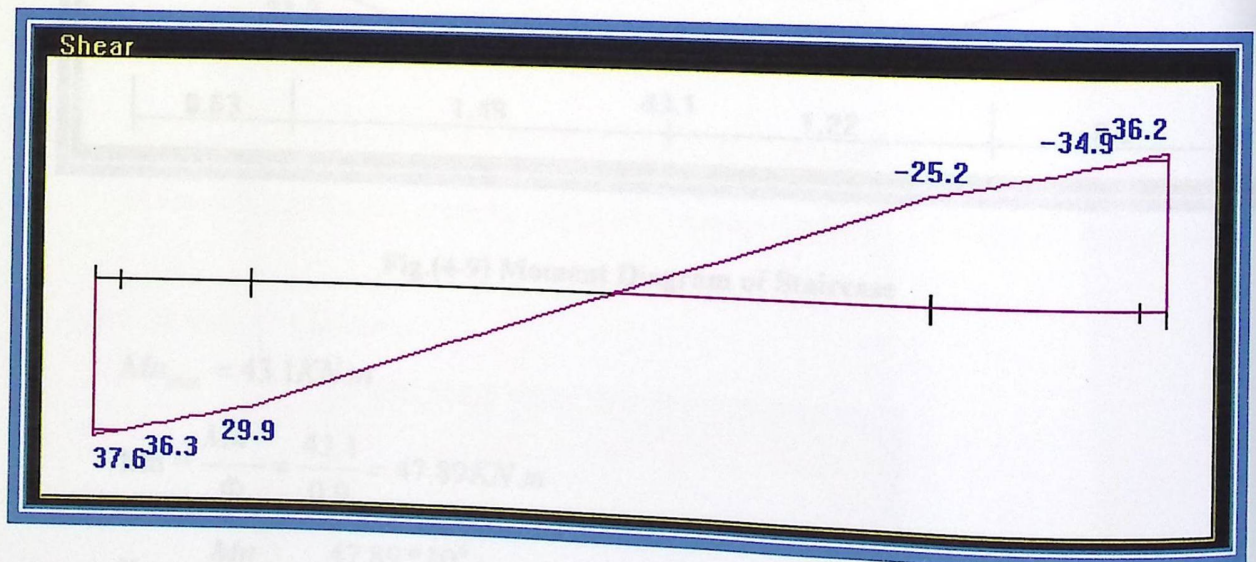


Fig.(4-8) Shear Diagram of Staircase

$$V_u = A_y \times \cos 29.54$$

$$V_u = 37.6 \times \cos 29.54 = 32.71 \text{ kN}$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1 \times 0.190}{6} = 116.351 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 116.35 > V_u = 32.71$$

$$\therefore \phi V_c > V_{u \text{ critical}}$$

$\therefore$ no shear reinforcement is required so the depth of stair's slab is OK

4.8.4 Design Against Bending:

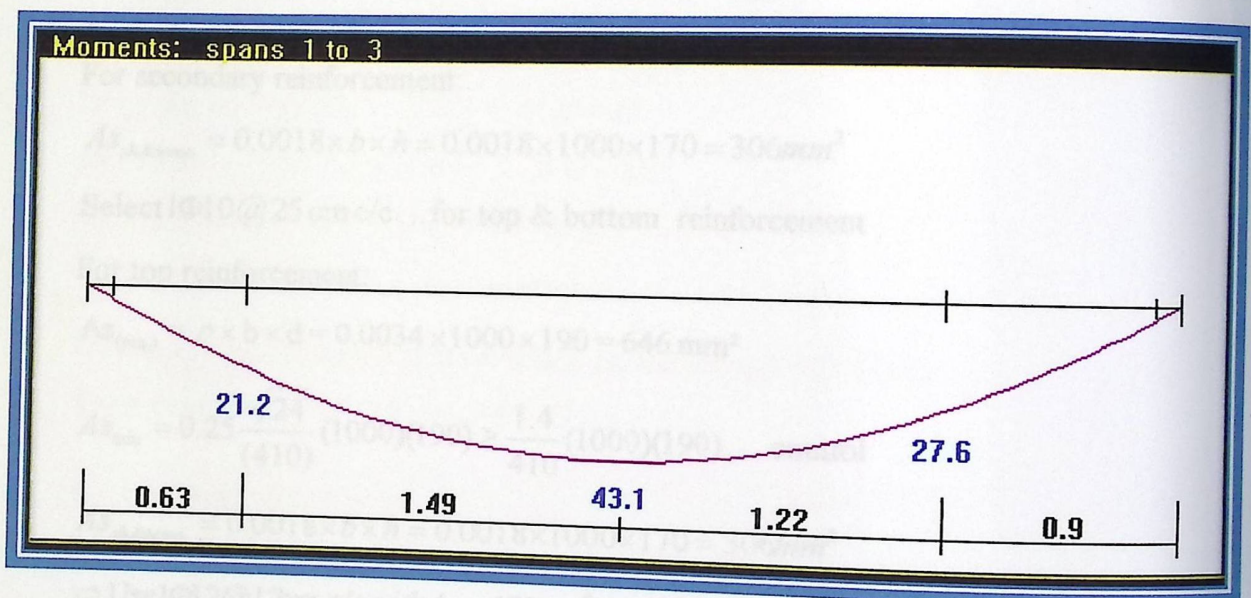


Fig.(4-9) Moment Diagram of Staircase

$$M_{u \text{ max}} = 43.1 \text{ KN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{43.1}{0.9} = 47.89 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{47.89 \times 10^6}{1000 \times (190)^2} = 1.33 \text{ kN / m}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mKn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(1.33)}{410}} \right) = 0.0034$$

$$As_{(req.)} = \rho \times b \times d = 0.0034 \times 1000 \times 190 = 646 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(410)} (1000)(190) \geq \frac{1.4}{410} (1000)(190)$$

$$As_{min} = 567.6 \text{ mm}^2 \leq 648.8 \text{ mm}^2$$

$$As_{req.} = 646 \text{ mm}^2 < As_{min} = 648.8 \text{ mm}^2 \quad As_{min} \text{ (control)}$$

$\Rightarrow$ Use $1\Phi 12 @ 17 \text{ cm c/c}$ with $As = 678 \text{ mm}^2 > As_{min} = 648.8 \text{ mm}^2$ bottom reinforcement

For secondary reinforcement:

$$As_{sh\&temp.} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 170 = 306 \text{ mm}^2$$

Select $1\Phi 10 @ 25 \text{ cm c/c}$... for top & bottom reinforcement

For top reinforcement:

$$As_{(req.)} = \rho \times b \times d = 0.0034 \times 1000 \times 190 = 646 \text{ mm}^2$$

$$As_{min} = 0.25 \frac{\sqrt{24}}{(410)} (1000)(190) \geq \frac{1.4}{410} (1000)(190) \text{ control}$$

$$As_{sh\&temp.} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 170 = 306 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow$ Use $1\Phi 12 @ 17 \text{ cm c/c}$ with $As = 678 \text{ mm}^2 > As_{req} = 646 \text{ mm}^2$.. for top reinforcement

4.8.5 Design of Landing:-

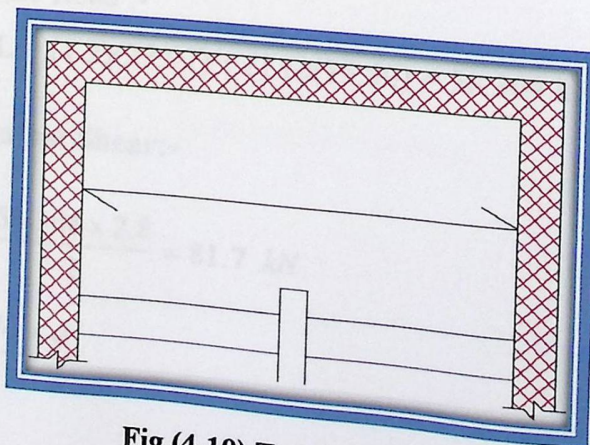


Fig.(4-10) Top View Landing

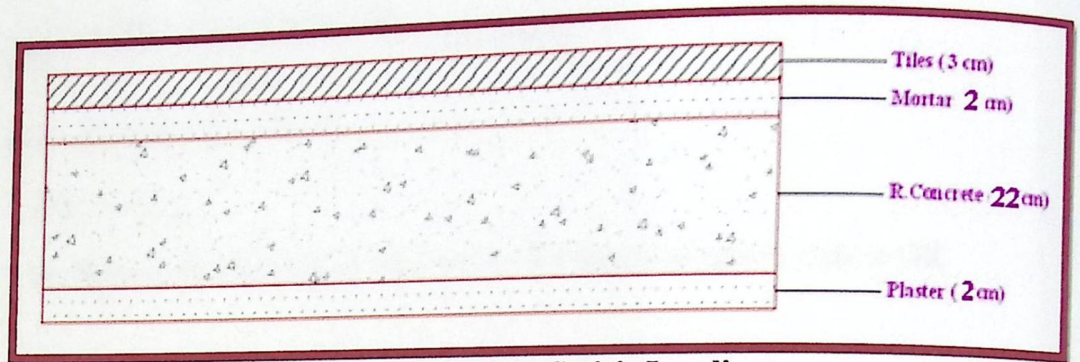


Fig.(4-11) Section in Stair's Landing

- Dead Load calculations:-

$h_{\text{slab}} = 22\text{cm}$

$$D1 \text{ of Tiles} = (0.03) \times (27) = 0.81 \text{ kN/m}^2.$$

$$D1 \text{ of mortar} = (0.02) \times (22) = 0.44 \text{ kN/m}^2.$$

$$D1 \text{ of slab} = (0.22) \times (24) = 5.28 \text{ kN/m}^2.$$

$$D1 \text{ of plaster} = (0.02) \times (22) = 0.44 \text{ kN/m}^2.$$

$$\sum D1 = 6.97 \text{ kN/m} \dots \dots \text{for 1 m strip}$$

$D2$ (that comes from the stairs reaction on the landing) = 21 kN/m

$$\text{Total dead load} = 6.97 + 21 = 27.97 \text{ kN/m}.$$

- Live load calculations:-

$L1$: Live load on the landing = 5 kN/m.for 1m strip.

$L2$ (that comes from the stairs reaction on the landing) = 10.5 kN/m

$$\text{Total live load} = 5 + 10.5 = 15.50 \text{ kN/m}$$

- Total Ultimate Load :-

$$q_u = 1.2D + 1.6L = (1.2)(27.97) + (1.6)(15.50) = 58.364 \text{ kN/m}$$

4.8.5.1 Design Against Shear:-

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{58.364 \times 2.8}{2} = 81.7 \text{ kN}.$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 190}{6} = 116.35 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 116.35 > V_u = 81.7$$

$$\therefore \phi V_c > V_{u_{critical}}$$

$\therefore$ no shear reinforcement is required so the depth of stair's slab is OK

4.8.5.2 Design Against Bending:

$$M_u = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{58.364 \times 2.8^2}{8} = 57.2 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{57.2}{0.9} = 63.6 \text{ kN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{63.6 \times 10^6}{1000 \times (190)^2} = 1.76 \text{ Mpa.}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times K_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.1)(1.76)}{410}} \right) = 0.005$$

$$A_{s_{(req.)}} = \rho \times b \times d = 0.005 \times 1000 \times 190 = 950 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 1000 \times 220 = 396 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{(req.)}} = \rho \times b \times d = 0.005 \times 1000 \times 190 = 950 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{control})$$

$\Rightarrow$ Use 1 Φ 14/15 cm C/C..... bottom reinforcement

For secondary reinforcement:

$$A_{s_{sh.\&temp.}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 220 = 396 \text{ mm}^2$$

Select 1 Φ 10/20 cm ...for top & bottom reinforcement

4.9 Design of column

4.9.1 Design of Short column (col .17)

4.9.1.1 Load Calculation:

$$p_u = 4880 \text{ KN}$$

$$p_{nreq} = \frac{4880}{0.65} = 7507.7 \text{ KN}$$

$$Use \rho = \rho_g = 1.6\%$$

4.9.1.2 Design of Main Reinforcement:

$$P_u = 0.8 \times A_g (0.85 \times F_c' + \rho_g (F_y - 0.85 F_c'))$$

$$7507.7 \times 10^3 = 0.8 A_g (0.85 \times 24 + 0.016 (410 - 0.85 \times 24))$$

$$A_g = 3523.6 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Use } 60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} \Rightarrow A_g = 3600 \text{ cm}^2$$

$$7507.7 \times 10^3 = 0.8 \times 3600 \times 10^2 \times \{0.85 \times 24 + \rho_g (410 - 0.85 \times 24)\}$$

$$\rho_g = 0.0145 \geq \rho_{\min} = 0.01$$

$$A_{streq} = 0.0145 \times 360000 = 5238 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Use } \phi 12 @ 25 \quad \text{As provide} = 5880 \text{ mm}^2$$

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

L_u : Actual unsupported (unbraced) length

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

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

$$\frac{k.L_u}{r} = \frac{k.L_u}{0.3(h)} = 16.5 < 34 - 12 \frac{M1}{M2} = 22$$

∴ Short.....Column

4.9.1.3 Design of Tie Reinforcement :

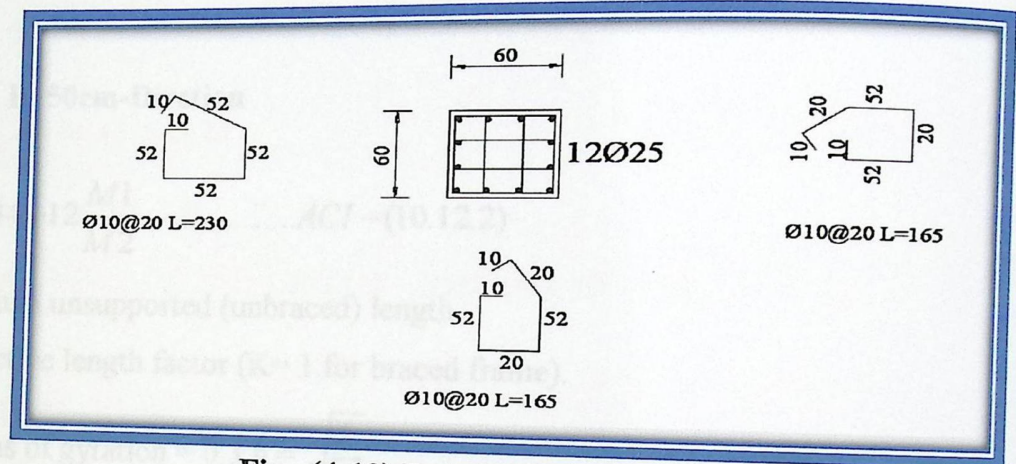


Fig . (4-12) Details of Column .(Col-17)

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 $\leq$ Least dimension $= 60\text{cm}$

Use $\phi 10 @ 20\text{cm c/c spacing}$.

4.9.2 Design of long column

Select column (C18) for design

4.9.2.1 Load Calculation:

$$P_u = 1660 \text{ KN}$$

$$P_n = 1660 / (0.65) = 2553.8 \text{ KN}$$

4.9.2.2 Determination of Agreq

$$\rho_g = 1.6 \%$$

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

$$2553.8 = 0.8 * A_g [0.85 * 24 + 0.016 * (410 - 0.85 * 24)]$$

$$A_g = 1198.6 \text{ cm}^2$$

Use 25x50 cm with $A_g = 1250 \text{ cm}^2 > A_{greq} = 1198.6 \text{ cm}^2$

4.9.2.3 Check Slenderness Effect:

• In 50cm-Direction

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots\dots\dots \text{ACI} - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (unbraced) length.

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

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

$$Lu = 3.40 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1$$

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

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots\dots\dots \text{ACI} - (10.12.2)$$

$$\frac{1 \times 3.12}{0.3 \times 0.5} = 20.8 < 22$$

∴ short Coloumn in 50:direction

• In 25cm-Direction

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \dots\dots\dots \text{ACI} - (10.12.2)$$

Lu: Actual unsupported (un braced) length.

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

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

$$L_u = 3.12 \text{ m}$$

$$M_1/M_2 = 1$$

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

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{..... ACI - (10.12.2)}$$

$$\frac{1 \times 3.12}{0.3 \times 0.25} = 41.6 > 22$$

$\therefore$ long Coloumn in 25 direction

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad \text{..... [ACI 318 - 2002 (Eq. 10-15)]}$$

$$E_c = 4750 \sqrt{f_c'} = 4750 \times \sqrt{24} = 23270.15 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2 DL}{P_u} = \frac{(1196)}{1660} = 0.72$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.25^3}{12} = 0.000651 \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23270.15 \times 0.000651}{1 + 0.72} = 3.52 \text{ MN.m}^2$$

$$P_u = \frac{P_c}{(K L_u)^2} \quad \text{..... ACI 318 - 2002 (Eq. 10-13b)}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 \times 3.52}{(0.9 \times 3.12)^2} = 377 \text{ kN}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad \text{..... ACI 318 - 2002 (Eq. 10-10b)}$$

$$C_m = 1 \quad \text{..... According to ACI 318 - 2002 (10.10.6.4)}$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0 \quad \text{..... ACI 318 - 2002 (Eq. 10-12b)}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{1660}{0.75 \times 377 \times 10^3}} = 2.37 > 1$$

$$e_{\min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 250 = 22.5 \text{ mm} = 0.0225 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.0225 \times 2.64 = 0.0594$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.0594}{0.25} = 0.24$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{1660}{0.5 \times 0.25} \times \frac{145}{1000} = 1.93 \text{ Ksi}$$

$$\rho_g = 0.023$$

$$A_s = \rho \times A_g = 0.023 \times 500 \times 250 = 2875 \text{ mm}^2$$

$\therefore$ use 8 ϕ 22

4.9.2.4 Design of the Reinforcement:

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

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

$S \leq$ Least dimension.

$$\text{spacing} \leq 16 \times d_b = 16 \times 2.2 = 35.2 \text{ cm}$$

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

$$\text{spacing} \leq \text{least dim.} = 25 \text{ cm}$$

Use $\phi 10 @ 20 \text{ cm}$

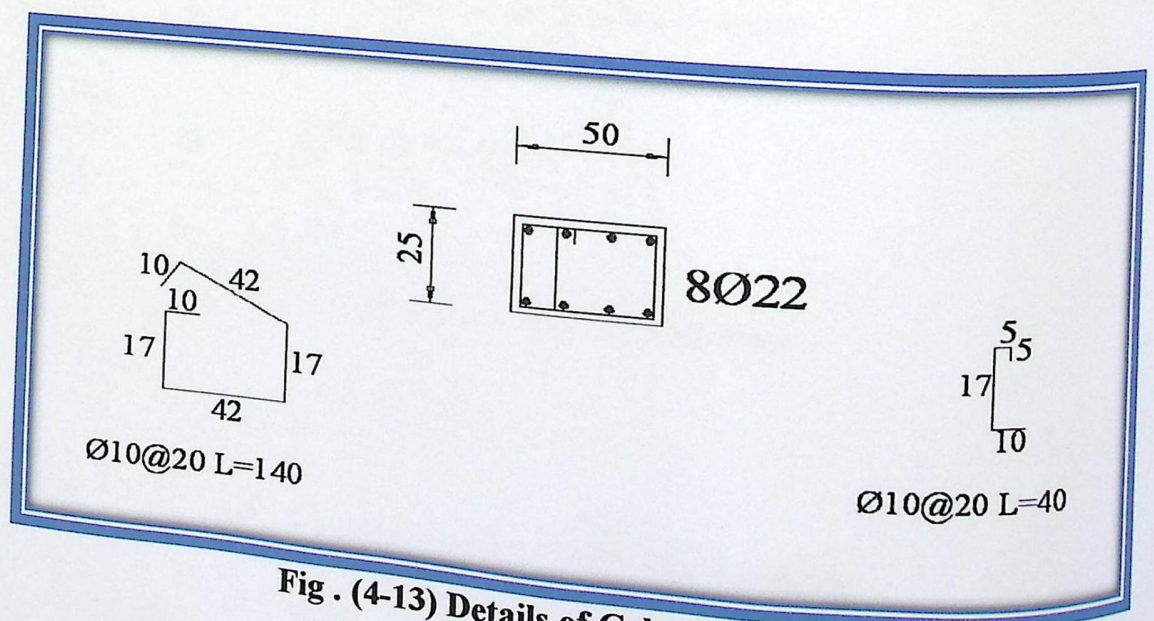


Fig. (4-13) Details of Column (Col-18)

4.10 Design of Shear wall:

4.10.1 Load Calculation :

$$W_{\text{Basement Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5 (W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 2448 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Ground Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5 (W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 4786 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Store Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5 (W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 4860 \text{ KN}$$

$$W_{\text{first Floor}} = W_{\text{second Floor}} = W_{\text{third Floor}} = W_{\text{fourth Floor}} = W_{\text{fifth Floor}} = W_{\text{sixth Floor}} = 4860 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Seventh Floor}} = W_{\text{slab}} + W_{\text{stairs}} + 0.5 (W_{\text{upper columns \& walls}} + W_{\text{lower columns \& walls}}) = 2467 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Basement}} + W_{\text{Ground}} + W_{\text{Store}} + W_{\text{First}} + W_{\text{Second}} + W_{\text{Third}} + W_{\text{Fourth}} + W_{\text{Fifth}} + W_{\text{Sixth}} + W_{\text{Seventh}}$$

$$W_{\text{Total}} = 43721 \text{ KN}$$

4.10.2 Calculation of shear force on "shear walls" :

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

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

The total design base shear need not exceed the following :

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

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

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

$$H_{\text{Building}} = 13.8\text{m}$$

$$Z = 3.0$$

$$R = 5.5$$

$$I = 1.0$$

$$C_a = 0.24$$

$$C_t = 0.0488$$

$$C_v = 0.24$$

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.

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

C_t = 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 .

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

$$T = 0.0488 * (31)^{\frac{3}{4}} = 0.641$$

$$V_1 = \left(\frac{C_v \times I}{R \times T} \right) \times W = \left(\frac{0.24 \times 1.0}{5.5 \times 0.641} \right) \times 43721 = 2976 \text{ kN}$$

Not Exceed

$$V_1 = \left(\frac{2.5 \times C_a \times I}{R} \right) \times W = \left(\frac{2.5 \times 0.24 \times 1}{5.5} \right) \times 43721 = 4770 \text{ kN}$$

And Not Less than

$$V_1 = 0.11 \times C_a \times I \times W = 0.11 \times 0.24 \times 1 \times 43721 = 1154 \text{ kN}$$

$$V = 2976 \text{ KN} \dots \dots \dots (\text{control})$$

$$F_t = 0.07 \times T \times V = 0.07 \times 0.641 \times 2976 = 134 \text{ kN}$$

$$F_{xi} = \left(\frac{V - F_t}{(W \times H)_{\text{tot}}} \right) \times W_i \times h_i = \left(\frac{2976 - 134}{741915} \right) \times W_i \times h_i = 0.003831 \times W_i \times h_i$$

Table (4-1) Calculation of the total F_x

floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi
7th	2467	2976	31	231.79	76477	293
6th	4860	2976	27.9	231.79	135594	519.5
5th	4860	2976	24.8	231.79	120528	461.7
4th	4860	2976	21.7	231.79	105462	404
3rd	4860	2976	18.6	231.79	90396	346.3
2nd	4860	2976	15.4	231.79	74844	286.7
1st	4860	2976	12.3	231.79	59778	229
Store	4860	2976	9.2	231.79	44712	171.3
Ground	4786	2976	5.8	231.79	27759	106.3
Basement	2448	2976	2.6	231.79	6365	24.2
Σ	43721				741915	

For shear wall in theater

Wall take percentage force from total horizontal = 10.6%

$$\begin{aligned}
 \text{for seventh floor } F_x &= \frac{10.6}{100} \times 427 = 45.3 \text{ Kn} \\
 \text{for sixth floor } F_x &= \frac{10.6}{100} \times 946.5 = 100.33 \text{ Kn} \\
 \text{for fifth floor } F_x &= \frac{10.6}{100} \times 1408.2 = 149.3 \text{ Kn} \\
 \text{for fourth floor } F_x &= \frac{10.6}{100} \times 1812.2 = 192.1 \text{ Kn} \\
 \text{for third floor } F_x &= \frac{10.6}{100} \times 2158.5 = 228.8 \text{ Kn} \\
 \text{for second floor } F_x &= \frac{10.6}{100} \times 2445.2 = 259.2 \text{ Kn} \\
 \text{for first floor } F_x &= \frac{10.6}{100} \times 2674.2 = 283.5 \text{ Kn} \\
 \text{for store floor } F_x &= \frac{10.6}{100} \times 2845.5 = 301.62 \text{ Kn} \\
 \text{for ground floor } F_x &= \frac{10.6}{100} \times 2951.8 = 312.9 \text{ Kn} \\
 \text{for basement floor } F_x &= \frac{10.6}{100} \times 2976 = 315.5 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

Table (4-1) Calculation of the total Fx

floor	W (Kn)	V (Kn)	H (Kn)	Ft (Kn)	(W.H)	Fxi	FX
7th	2467	2976	31	231.79	76477	293	427
6th	4860	2976	27.9	231.79	135594	519.5	946.5
5th	4860	2976	24.8	231.79	120528	461.7	1408.2
4th	4860	2976	21.7	231.79	105462	404	1812.2
3rd	4860	2976	18.6	231.79	90396	346.3	2158.5
2nd	4860	2976	15.4	231.79	74844	286.7	2445.2
1st	4860	2976	12.3	231.79	59778	229	2674.2
Store	4860	2976	9.2	231.79	44712	171.3	2845.5
Ground	4786	2976	5.8	231.79	27759	106.3	2951.8
Basement	2448	2976	2.6	231.79	6365	24.2	2976
Σ	43721				741915		

For shear wall in theater

Wall take percentage force from total horizontal = 10.6%

$$\text{for seventh floor } F_x = \frac{10.6}{100} \times 427 = 45.3 \text{ Kn}$$

$$\text{for sixth floor } F_x = \frac{10.6}{100} \times 946.5 = 100.33 \text{ Kn}$$

$$\text{for fifth floor } F_x = \frac{10.6}{100} \times 1408.2 = 149.3 \text{ Kn}$$

$$\text{for fourth floor } F_x = \frac{10.6}{100} \times 1812.2 = 192.1 \text{ Kn}$$

$$\text{for third floor } F_x = \frac{10.6}{100} \times 2158.5 = 228.8 \text{ Kn}$$

$$\text{for second floor } F_x = \frac{10.6}{100} \times 2445.2 = 259.2 \text{ Kn}$$

$$\text{for first floor } F_x = \frac{10.6}{100} \times 2674.2 = 283.5 \text{ Kn}$$

$$\text{for store floor } F_x = \frac{10.6}{100} \times 2845.5 = 301.62 \text{ Kn}$$

$$\text{for ground floor } F_x = \frac{10.6}{100} \times 2951.8 = 312.9 \text{ Kn}$$

$$\text{for basement floor } F_x = \frac{10.6}{100} \times 2976 = 315.5 \text{ Kn}$$

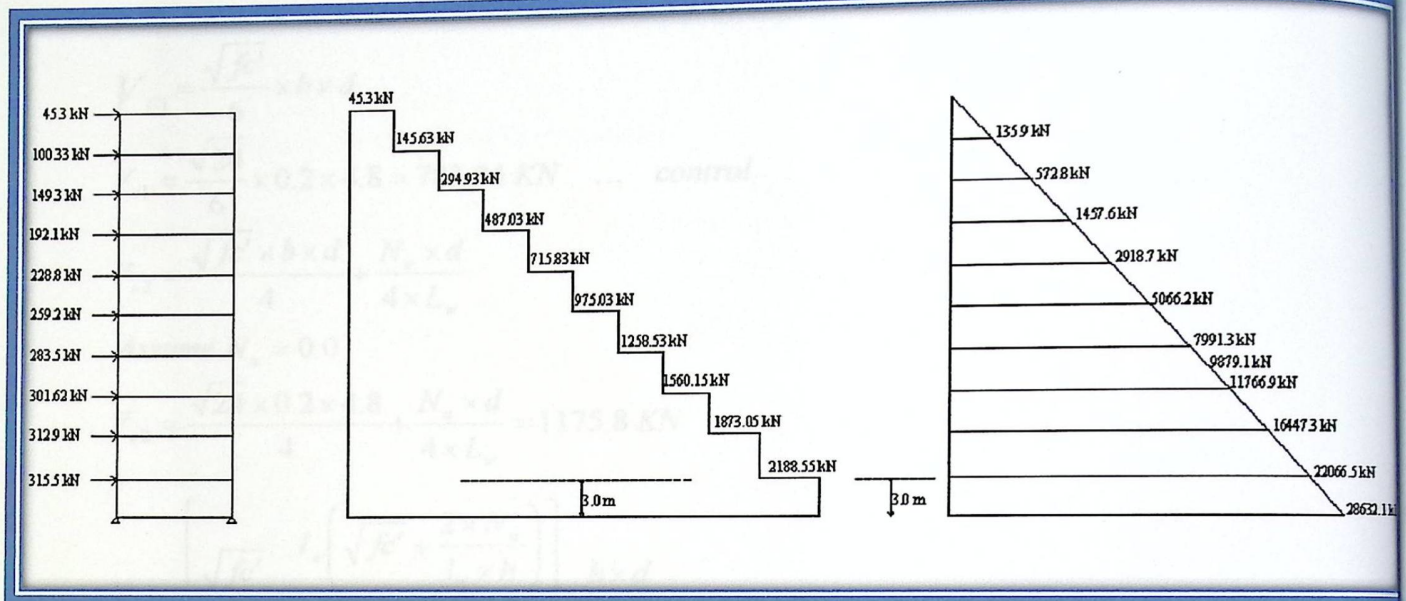


Fig. (4-14) Shear & Moment Diagram For Shear Wall

4.10.3 Shear Wall Design Parameters:

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

$$f_y = 410 \text{ Mpa}$$

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

$$l_w = 6\text{m shear wall width}$$

$$h_w = 30\text{m building height}$$

4.10.4 Design of Horizontal Reinforcement:

Critical Section

$$\frac{l_w}{2} = \frac{6}{2} = 3\text{m} \dots \text{control}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{30}{2} = 15.0\text{m}$$

$$d = 0.8 \times l_w = 0.8 \times 6 = 4.8\text{m}$$

$$V_u = 2188.55 \text{ KN}$$

$$M_u = 22066.5 \text{ KN.m}$$

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

$$V_{c1} = \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.2 \times 4.8 = 783.84 \text{ KN} \quad \dots \text{ control}$$

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

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

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{24} \times 0.2 \times 4.8}{4} + \frac{N_u \times d}{4 \times L_w} = 1175.8 \text{ KN}$$

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

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

$$\therefore V_{c3} = \text{Will apply}$$

$$V_{c3} = \left[\frac{\sqrt{24}}{2} + \frac{6(\sqrt{24} + 0.0)}{\langle 7.083 \rangle} \right] \times \frac{0.2 \times 4.8}{10}$$

$$V_{c3} = 633.54 \text{ KN}$$

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

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{2188.55}{0.9} - 633.54 = 1798.2 \text{ Kn}$$

$$\frac{A_{vh}}{S_2} = \frac{1798.2 \times 10^3}{410 \times 4800} = 0.914 \text{ mm}$$

$$\frac{A_{vhm}}{S_2} = 0.0025 \times b = 0.0025 \times 200 = 0.50 \text{ mm}$$

$$S_2 \leq \frac{l_w}{5} = \frac{6}{5} = 1200 \text{ mm}$$

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

$$S_2 = \frac{2 \times A_{vh}}{0.000914} = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.000914} = 0.173 \text{ m}$$

$\therefore$ Use $\phi 10 @ 15 \text{ cm}$ c/c For the reinforcement in two layers (horizontal)

4.10.5 Design of Vertical reinforcement:

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

$$A_{vn} = \left[0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{30}{6} \right) \left(\frac{2 \times 79}{25 \times 250} - 0.0025 \right) \right] \times S_1 \times h$$

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

$$S_1 = \frac{2 \times 79 \times 10^{-6}}{0.0025 \times 0.20} = 0.316 \text{ m} = 316 \text{ mm} \quad \dots \text{ control}$$

$$S_1 \leq \frac{l_w}{3} = \frac{6000}{3} = 2000 \text{ mm}$$

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

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

4.10.6 Shear Wall Detail:

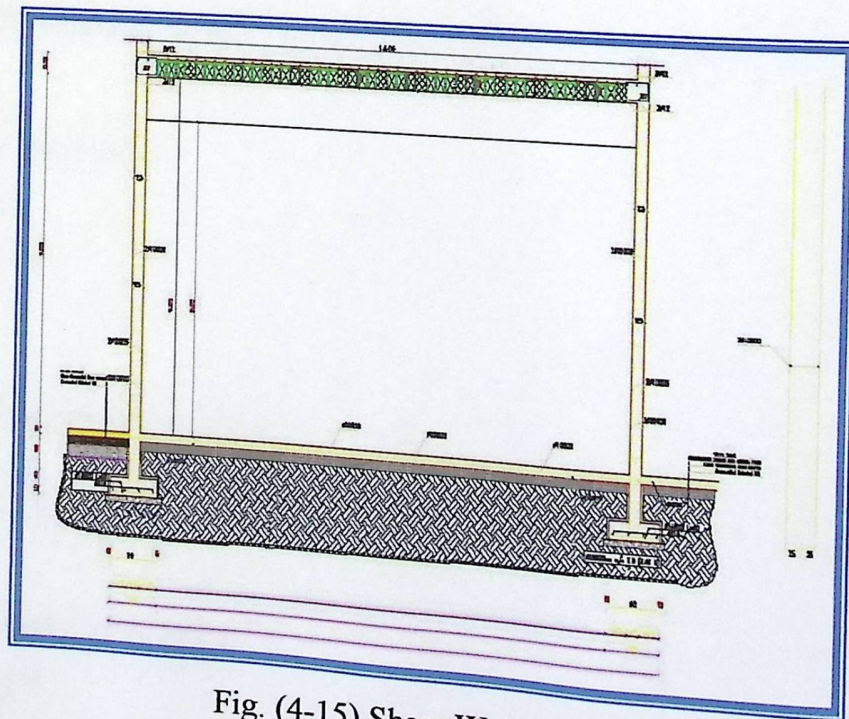


Fig. (4-15) Shear Wall Detail

4.11 Design of Basement wall:

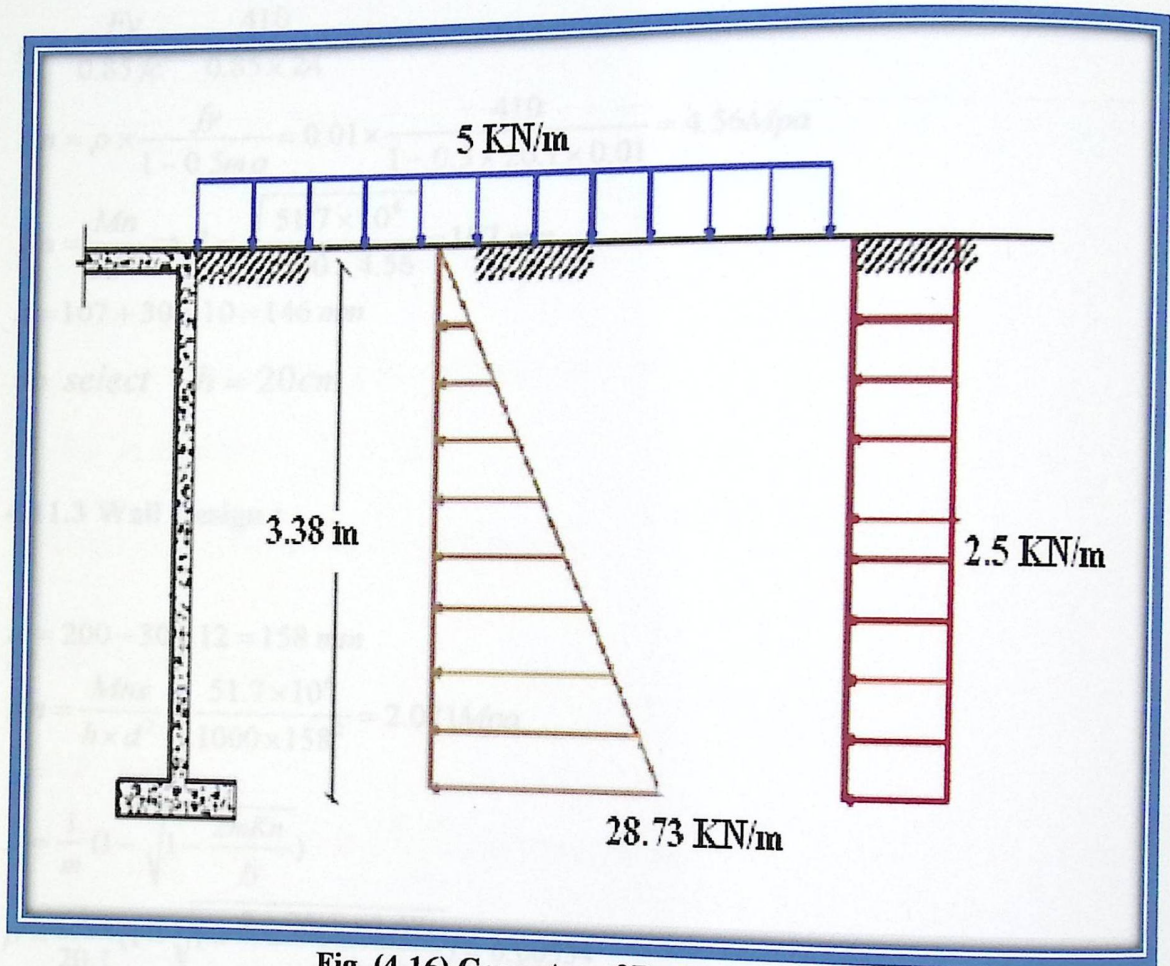


Fig. (4-16) Geometry of Basement Wall

4.11.1 Load Calculation :

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

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

$$\theta = 30^\circ$$

$$K = 0.5$$

$$q_1 = 17 \times 3.38 \times 0.5 = 28.73 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = P \times K_0$$

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

4.11.2 Thickness Calculation :

$$\text{Assume } \rho = 0.01$$

$$M_u = 46.5 \text{ kN.m}$$

$$M_n = 46.5 / 0.9 = 51.7 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{F_y}{0.85 f_c'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$K_n = \rho \times \frac{f_y}{1 - 0.5m\rho} = 0.01 \times \frac{410}{1 - 0.5 \times 20.1 \times 0.01} = 4.56 \text{ Mpa}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b d^2} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{51.7 \times 10^6}{1000 \times 4.56}} = 107 \text{ mm}$$

$$h = 107 + 30 + 10 = 146 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \text{select } h = 20 \text{ cm}$$

4.11.3 Wall Design :

$$d = 200 - 30 - 12 = 158 \text{ mm}$$

$$K_n = \frac{M_{nx}}{b \times d^2} = \frac{51.7 \times 10^6}{1000 \times 158^2} = 2.071 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 2.071}{410}} \right) = 0.00534$$

$$\Rightarrow A_{s_{req}} = 0.00534 \times 1000 \times 158 = 843.3 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25 \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b \times d = \frac{0.25 \sqrt{24} \times 1000 \times 158}{410} = 472 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

But not less than

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4 \times b w \times d^2}{f_y} = \frac{1.4 \times 1000 \times 158}{410} = 539.5 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s_{min}} = 539.5 \text{ mm}^2 / \text{m} < A_{s_{req}} = 843.3 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\# \text{ of bar in one meter} = \frac{843.3}{113} = 7.5$$

$$\Rightarrow \text{Select } \Phi 12 @ 12.5 \text{ cm/c}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= 0.0012 \times b \times h \\ &= 0.0012 \times 1000 \times 200 \\ &= 240 \text{ mm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

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

4.11.4 Design of Secondary Reinforcement:

Select the greater of:

$$A_{s \text{ horizontal}} = 0.002 \times 1000 \times 200 = 400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{400}{113} = 3.5$$

$\Rightarrow$ Select $\phi 12 @ 25 \text{ cm}$ with $A_s = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$

4.11.5 Check for Shear :

$$\phi \times V_c \geq V_u$$

$$\phi \times V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} \times b \times d = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 1000 \times 158$$

$$\phi V_c = 96.8 \text{ kN} \gg V_u = 51.2 \text{ kN}$$

$\therefore$ No Shear Reinforcement Required

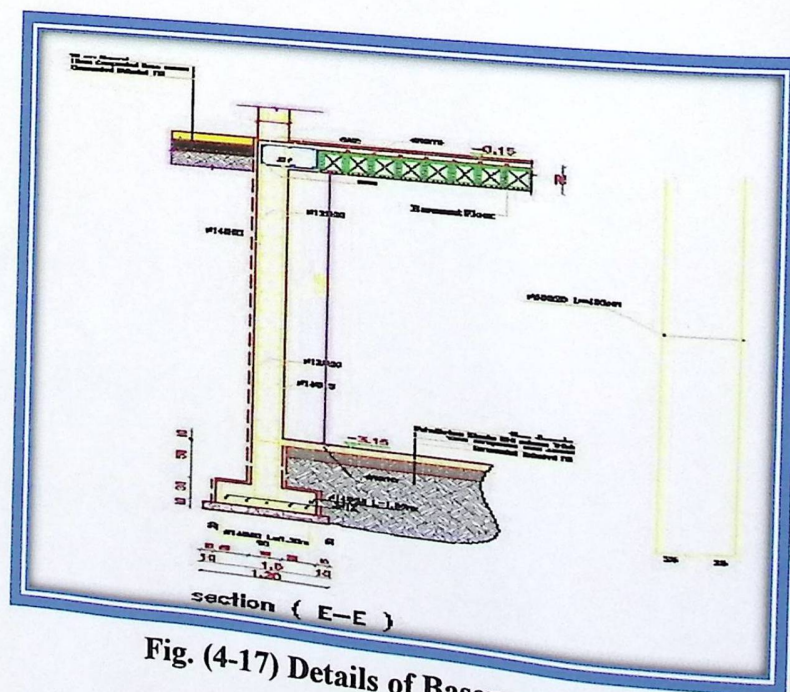


Fig. (4-17) Details of Basement Wall

4. 12 Design of Footing

4. 12.1 Design of Isolated Footing (F01):

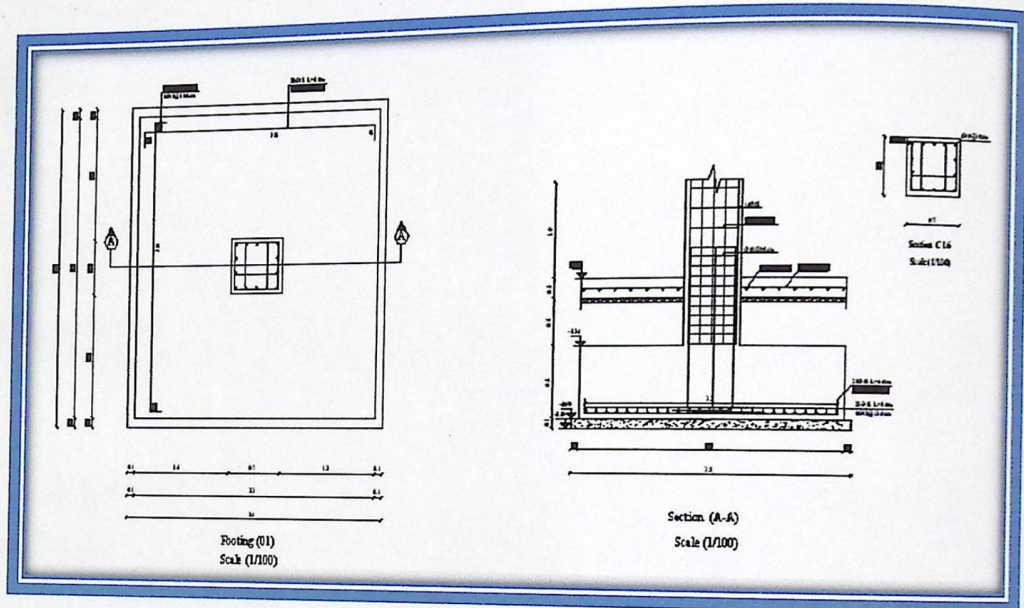


Fig. (4-18) Geometry of Footing (F01)

Once the ultimate column or load is determined, the proper footing can be designed. The following subsections describe the analysis and design of footing (F01) :

4.12.1.1 Load Calculation:

From Column :

Factored Load = 5749.9 kN.

Soil Weight = 17 kN/m^3 .

Soil Depth = 0.2 m.

Column geometry $70 \times 60 \text{ cm}$.

Allowable Soil Pressure = 450 kN/m^2 .

4.12.1.2 Design of Footing Area:

Assume footing to be about (85 cm) thick.

$$A = \frac{\text{Force}(\text{service})}{q_{all.net}}$$

$$q_{all.net} = 450 - 5 - 0.2 \times 17 - 0.85 \times 24$$

$$q_{all.net} = 421.2 \text{ Kn/m}^2$$

$$A = \frac{4453.3}{421.2}$$

$$A = 10.57 \text{ m}^2$$

$$A = W \times L = 10.57 \text{ m}^2$$

$$L = W = \sqrt{10.57} = 3.252 \text{ m} \approx 3.3 \text{ m}$$

$$q_u = \frac{\text{Force}(\text{Factored})}{A} = \frac{5749.9}{10.57} = 528 \text{ Kn/m}^2$$

Where :

A: Area of footing.

W: Width of footing.

L: Lenth of footing.

4.12.1.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:

Assume $h = 75 \text{ cm}$ $d = 750 - 75 - 20 = 655 \text{ mm}$

• Check For One Way Action:-

For X - direction

$$V_u = \left(\frac{L - a}{2} - d \right) \times q_u \times W$$

$$V_u = \left(\frac{3.3 - 0.70}{2} - 0.655 \right) \times 528 \times 3.3$$

$$V_u = 1123.85 \text{ Kn}$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} \times L \times d$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 3.3 \times 0.655 \times 10^3$$

$$\Phi V_c = 1323.65 \text{ Kn}$$

$$\Phi V_c > V_u \text{ O.K}$$

For Y- direction

$$V_u = \left(\frac{W - b}{2} - d \right) \times q_u \times L$$

$$V_u = \left(\frac{3.3 - 0.60}{2} - 0.655 \right) \times 528 \times 3.3$$

$$V_u = 1210.97 \text{ Kn}$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} \times L \times d$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 3.3 \times 0.655 \times 10^3$$

$$\Phi V_c = 1323.65 \text{ Kn}$$

$$\Phi V_c > V_u \dots \dots \text{O.K}$$

• **Check for Two Way Action :-**

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

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

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

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

Where:

$$\beta_c = \frac{\text{Column Length (a)}}{\text{Column Width (b)}} = \frac{70}{60} = 1.17$$

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

$$= 2 \times \{ (a+d) + (b+d) \} = 2 \times \{ (0.70+0.655) + (0.60+0.655) \} = 5.22 \text{ m.}$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$V_c = \frac{1}{12} \left(2 + \frac{4}{1.17} \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0.45 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left(\frac{40 \times 0.655}{5.22} + 2 \right) \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d = 0.58 \sqrt{f_c'} \cdot b_o \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.333 \sqrt{f'_c} b_o d \dots \text{Control}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_o d = 0.333 \sqrt{24} \times 5.22 \times 0.655 \times 10^3$$

$$V_c = 5577.78 \text{ Kn} \dots \Phi = 0.75$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times 5577.78 = 4183.34 \text{ Kn}$$

$$\Phi V_c > V_u \dots \text{O.K}$$

4.12.1.4 Check Transfer of Load at Base of Column:

$$\phi P_n = \phi (0.85 f'_c A_g)$$

$$\phi P_n = 0.65 \times [0.85 \times 24 \times (700 \times 600)] / 1000 = 5569.2 \text{ kN}$$

$$\text{But } P_u = 4970.2 \text{ kN} < \phi P_n = 5569.2 \text{ kN}$$

$\therefore$ Dowels are not required for load transfer.

But use the minimum reinforcement of dowels:

$$A_{s_{\min}} = 0.005 \times A_g = 0.005 \times 420000 = 2100 \text{ mm}^2$$

Select 7 Φ 20

$$A_{s_{\text{Provided}}} = 2198 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{Req.}}} = 2100 \text{ mm}^2$$

4.12.1.5 Design for Bending Moment:

At X- Direction

$$M_u = 528 \times 3.3 \times 1.3 \times \frac{1.3}{2} = 1472328 \text{ kN.m}$$

Using Reinforced Concrete.

$$M_n = \frac{1472328}{0.9} = 1635.92 \text{ kN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b d^2} = \frac{1.636}{3.3 \times (0.655)^2} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 1.16}{410}} \right) = 0.0029$$

$$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.0029 \times 3300 \times 655 = 6268.35 \text{ mm}^2$$

$$As_{Shrinkage(min.)} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 3300 \times 750 = 4455 \text{ mm}^2$$

$$As = As_{req} = 6268.35 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{control}$$

$$\text{select } 25\phi 18 \text{ with } As = 6350 \text{ mm}^2 > As_{req.} = 6268.35 \text{ mm}^2$$

At Y- Direction

$$Mu = 528 \times 3.3 \times 1.35 \times \frac{1.35}{2} = 1587.762 \text{ kN.m}$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{1587.762}{0.9} = 1764.18 \text{ kN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{1.764}{3.3 \times (0.655)^2} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 1.25}{410}} \right) = 0.0032$$

$$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.0032 \times 3300 \times 655 = 6916.8 \text{ mm}^2$$

$$As_{Shrinkage(min.)} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 3300 \times 750 = 4455 \text{ mm}^2$$

$$As = As_{req} = 6916.8 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{control}$$

$$\text{select } 28\phi 18 \text{ with } As = 7112 \text{ mm}^2 > As_{req.} = 6916.8 \text{ mm}^2$$

4.12.1.6 Check for Strain:

At X- Direction

Tension = Compression

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

$$6350 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 3300 \times a$$

$$a = 38.7 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{38.7}{0.85} = 45.53 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{410 - 45.53}{45.53} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.024 > 0.005 \quad \dots\dots\dots OK$$

At Y- Direction

Tension = Compression

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

$$7112 \times 410 = 0.85 \times 24 \times 3300 \times a$$

$$a = 43.31 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{43.31}{0.85} = 60 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{410 - 60}{60} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0175 > 0.005 \quad \dots\dots\dots OK$$

4.12.2 Design of Wall Footing:

4.12.2.1 Determination of Footing Depth:

- Allowable soil pressure = 450 KN/m²
- Assume footing thickness = 40 cm > h min = 25cm.
- Service Load (Force) = 230 KN/m (From Wwall + Load in column).

$$B = \frac{\text{Force}(\text{service})}{q_{all.net}}$$

$$q_{all.net} = 450 - 5 - 0.6 * 17 - 0.3 * 24$$

$$q_{all.net} = 427.6 \text{ Kn} / \text{m}^2$$

$$B = \frac{230}{427.6} = 0.54 \text{ m}$$

Because we will used $\phi 12$ of steel

$$\text{so that} \rightarrow B = 0.24 \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times db$$

$$B = (((0.24 \frac{410}{\sqrt{24}} \times 12) + 75) \times 2) + 250 \rightarrow B = 88.21 \text{ cm} \cong 90 \text{ cm}$$

$$\text{Assumed } h = h_{min} = 25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow d = h - \text{cover} - db$$

$$\rightarrow d = 250 - 75 - 20 = 155 \text{ mm}$$

4.12.2.2 Check shear action :

$$q_u = \frac{1.2 D.L + 1.6 L.L}{1 \text{ m} \times B}$$

$$q_u = \frac{1.2(184.762) + 1.6(44.673)}{1 \text{ m} \times 0.90} =$$

$$q_u = \frac{293.191}{0.90} = 325.77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$V_u = q_u \left(\frac{B - 0.25}{2} - d \right) \times L$$

$$V_u = 325.77 \left(\frac{0.90 - 0.25}{2} - 0.155 \right) \times 1$$

$$V_u = 55.38 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{f_c'} \times L \times d$$

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 1 \times 155$$

$$\Phi V_c = 94.92 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c > V_u \dots \dots \dots O.K$$

4.12.2.3 Design of Bending :

$$B = 70 \text{ cm} \quad \& \quad h = 25 \text{ cm}$$

$$Mu = q_u \left(\frac{x}{2} \right)^2$$

$$Mu = 325.77 \times \left(\frac{0.325}{2} \right)^2$$

$$Mu = 8.6 \text{ KN.m}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{0.0086}{0.9} = 0.0096$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{0.0096}{1.0 \times (0.155)^2} = 0.40 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.40}{410}} \right)$$

$$\rho = 0.001$$

$$A_s = \rho \times L \times d$$

$$A_s = 0.001 \times 1000 \times 155$$

$$A_s = 155 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min.} = 0.0018 \times L \times h$$

$$A_{s \min.} = 0.0018 \times 1000 \times 250$$

$$A_{s \min.} = 450 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{control})$$

Use. $\Phi 12 @ 25 \text{ cm.c / c}$

$$A_{s \min.} = 0.0018 \times 900 \times 250$$

$$A_{s \min.} = 405 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{control})$$

Use. $4\Phi 12$

$$A_{s \text{ available}} = 452 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req.}} = 405 \text{ mm}^2$$

4.12.2.3 Design of Dowels Bars:

$$A_s \min_{req} = 0.0012 \times 1000 \times 250 = 300 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Use ϕ 12@12.5 cm

$$L_d = \frac{f_y}{4\sqrt{f_c'}} \times db$$

$$L_d = \frac{410}{4\sqrt{24}} \times 12$$

$$L_d = 251 \text{ mm}$$

$$L_d \geq 0.4 f_y \times db$$

$$L_d \geq 0.4 \times 410 \times 12 = 197 \text{ mm}$$

$$L_{d_{available}} = 250 - 75 - 3 \times 12 = 139 \text{ mm} \dots \text{not O.K}$$

4.12.3 Design of Mat Foundation:

4.12.3.1 Determination of Depth Of Footing:

$$V_{u_{max}} = 30.9 \text{ kN.}$$

$$\text{Select } h = 30 \text{ cm.} \quad d = 30 - 7 - 1 - 1 = 21 \text{ cm.}$$

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

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 1000 \times 210 = 128.6 \text{ KN}$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

4.12.3.2 Design of positive moment:

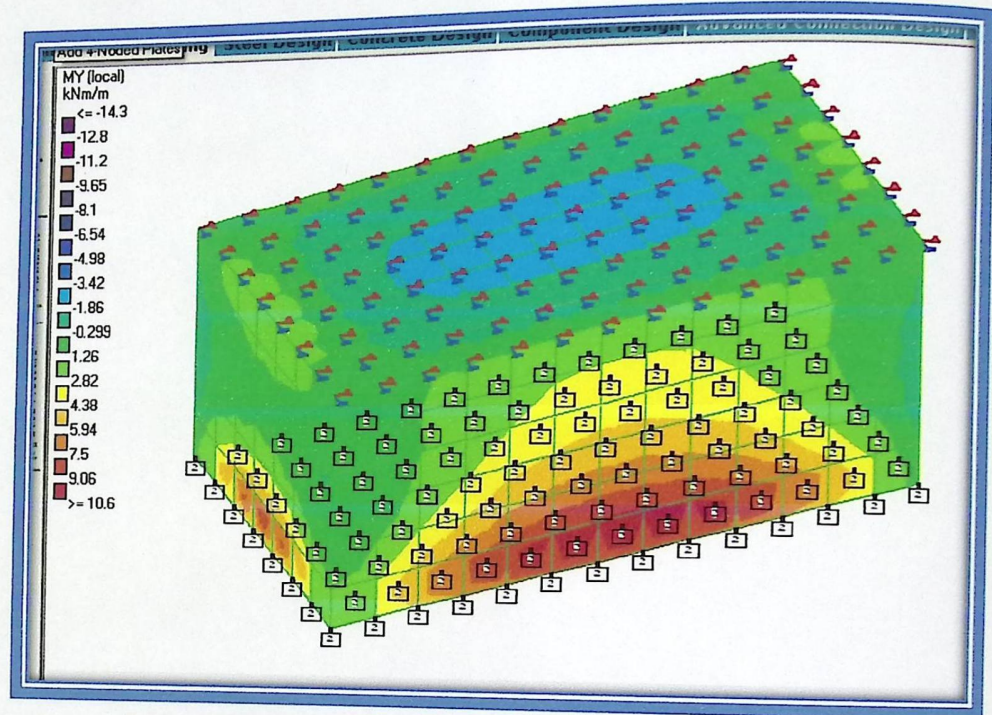


Fig. (4-19) moment diagram of Mat Foundation

$$M_u = 10.6 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{M_u / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.0106 / 0.9)}{1 \times (0.21)^2} = 0.267 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.267}{410}} \right)$$

$$\rho = 0.00066$$

$$A_s = 0.00066 \times 1000 \times 210$$

$$A_s = 137.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25\sqrt{24} \times 1000 \times 210}{410} = 627 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4 \times 1000 \times 210}{410} = 717 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 717 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Control}$$

Use $\Phi 14 @ 20 \text{ cm c/c}$

4.12.3.3 Design of negative moment:

$$Mu = 14.3 \text{ kN.m}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{410}{0.85 \times 24} = 20.1$$

$$k_n = \frac{Mu / \Phi}{b \times d^2} = \frac{(0.0143 / 0.9)}{1 \times (0.21)^2} = 0.36 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.1} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.1 \times 0.36}{410}} \right)$$

$$\rho = 0.000887$$

$$A_s = 0.000887 \times 1000 \times 210$$

$$A_s = 186.2 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.25\sqrt{24} \times 1000 \times 210}{410} = 627 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{1.4 \times 1000 \times 210}{410} = 717 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 717 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{Control}$$

Use $\Phi 14 @ 20 \text{ cm c/c}$

الفصل الخامس

النتائج والتوصيات

5

1-5 النتائج .

2-5 التوصيات .

1. يجب على كل طالب أو مهندس إظهار أن يكون قادراً على التصميم بشكل بدوي حتى يستطيع استخدام الخبرة والمعرفة في استخدام البرامج الحاسوبية المتقدمة.
2. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، البرهان الطوبولوجي الصحيح باليد وبطريقة شريفة وتكرار الطرق الشفهية على البرهان.
3. يجب تطوير النظام الإنشائي المناسب من حيث الأمان والكفاءة الاقتصادية.
4. على المهندسين المصمم أن يكون ملماً بطرق توليد العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة سليمة اقتصادية.
5. تم استخدام نظام (One-Way Ribbed Slab) في جميع المراحل أثناء التحليل والتصميم ولكن المنشأ كما تم استخدام ألواح المسطحة (Solid Slab) لتوزيع الدرع والتبريد.
6. الأعمال التحليلية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من القوة الأرضية.
7. من الملاحظات التي يجب أن يتمسك بها المصمم في التصميم التي يقوم من خلاله بالتحقق من سلامة المنشأ أن تعرضه في المشروع وذلك ما تم اتباعه.

الفصل الخامس

النتائج و 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. من العوامل التي يجب أخذها بعين الاعتبار، العوامل الطبيعية المحيطة بالمبنى وطبيعة الموقع وتأثير القوى الطبيعية على الموقع.
3. يجب اختيار النظام الإنشائي الأنسب من حيث الأمان والتكلفة الاقتصادية.
4. على المهندس المصمم أن يكون ملماً بطرق تنفيذ العناصر الإنشائية حتى يتمكن من تصميم المنشأ بطريقة قابلة للتنفيذ.
5. تم استخدام نظام (One- Way Ribbed Slab) في جميع الطوابق نظراً لطبيعة وشكل المنشأ. كما تم استخدام العقدات المصمتة (Solid Slab) لبيوت الدرج والمصاعد.
6. الأحمال الحية المستخدمة في المشروع تم الحصول عليها من الكود الأردني.
7. 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 ومدرّس.

2-5 التوصيات

1. يجب أن يكون هنالك تنسيق بين المصمم المعماري والإنشائي خلال عملية التصميم حتى ينتج مبنى متكاملًا إنشائيًا ومعماريًا.
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. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائيًا ومعماريًا.
6. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال أي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

الملاحق

APPENDIX (A)

المصادر والمراجع

١. كودات البناء الوطني الأردني، كود الأحمال والقوى، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، ١٩٩٠م.
2. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-05)
3. Uniform Building Code (UBC-97) .

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (A)

ARCHITECTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

APPENDIX (B)

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

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

Note:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete
(density 145 lb/ft³).

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c , in the range
1440–1920 lb/ft³, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.0002w_c)$ but not
less than 1.0.

b) For f_c other than 4200 MPa, the values shall be multiplied by $(3.4 + f_c/700)$.

STRUCTURAL DRAWINGS

This appendix is an attachment with this project

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

APPENDIX (C)

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

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

Notes:

Values given shall be used directly for members with normalweight concrete (density $w_c = 2320 \text{ kg/m}^3$) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:

a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c , in the range 1440-1920 kg/m^3 , the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.

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

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

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

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

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

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

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

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

(MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS)

الأحمال الحية للأرضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال (الاشغال)	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص			
المباني السكنية والخاصة	المنازل والبيوت والشقق السكنية والأبنية ذات الطابق الواحد.	جميع الغرف بما في ذلك غرف النوم والمطابخ وغرف الغسيل وما شابه ذلك	2.000	1.400
	الفنادق والموتيلات والمستشفيات	غرف النوم	2.000	1.800
	منازل الطلبة وما شابهها	غرف وقاعات النوم	2.000	1.800
المباني العامة	القاعات العامة وقاعات التجمع والمساجد والكنائس وقاعات التدريس والمسارح ودور السينما وقاعات التجمع في المدارس والكليات والنوادي والمدرجات المسقوفة والقاعات الرياضية المغلقة	مقاعد ثابتة	4.000	-
		مقاعد غير ثابتة	5.000	3.600
		مستودعات الكتب	6.000	-
	المكتبات	من دون مستودع كتب	2.500	4.500
	غرف المطالعة في المكتبات	مع مستودع كتب	4.000	4.500