

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ  
جامعة بوليتكنيك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

التصميم الإنشائي لـ " مكتبة عامة " في مدينه دورا.

مشروع التخرج

فريق العمل :-

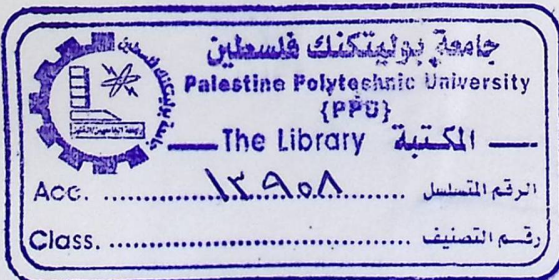
شفاء زهير الحروب

أحلام ناصر أبو هوش

مرام جمال شحاتيت

إشراف :-

د.ماهر عمرو



الخليل- فلسطين

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

اسم المشروع :-

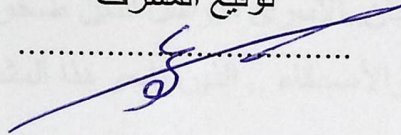
التصميم الإنشائي لمكتبة عامة في مدينة دورا

أسماء الطلبة :-

أحلام ناصر أبو هوش شفاء زهير الحروب مرام جمال شحاتيت

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

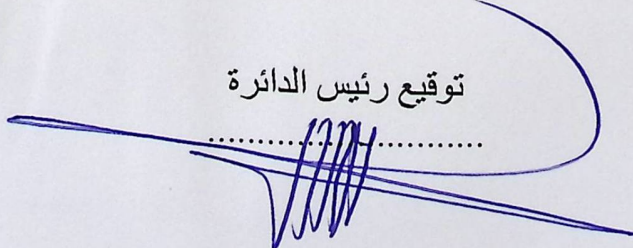
توقيع المشرف

.....  


توقيع اللجنة الممتحنة

.....

توقيع رئيس الدائرة

.....  


قال تعالى : (وَلَقَدْ آتَيْنَا لُقْمَانَ الْحِكْمَةَ أَنْ اشْكُرْ لِلَّهِ وَمَنْ يَشْكُرْ فَإِنَّمَا يَشْكُرُ لِنَفْسِهِ)

(لقمان 12)

(وَقُلْ اْعْمَلُوا فَسَيَرَى اللَّهُ عَمَلَكُمْ وَرَسُولُهُ وَالْمُؤْمِنُونَ). (التوبة: 105) صدق الله العظيم

بدأنا بأكثر من يد وقاسينا أكثر من هم وعانينا الكثير من الصعوبات وها نحن اليوم والحمد لله نطوي سهر الليالي وتعب الأيام وخلاصة مشوارنا بين دفتي هذا العمل المتواضع ، نسأل الله تعالى أن يتقبل منا عملنا ويحفظه في ميزان حسناتنا .

نهدي هذا العمل المتواضع إلى

منارة العلم والإمام المصطفى إلى الأمي الذي علم المتعلمين إلى سيد الخلق إلى رسولنا الكريم سيدنا محمد ﷺ.

أمي ، أبي ..

إلى كل من ساهم في إنجاز هذا المشروع .. جامعة بوليتكنك فلسطين

دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

إلى الشموع التي تحترق كي تضيء لنا الدرب ، أساتذتنا الأفاضل

إلى الدكتور الفاضل ماهر عمرو

إلى من هم أكرم منا جميعا .. الشهداء الذين ضحوا بحياتهم من أجل هذا الوطن

إلى الأحرار خلف القضبان.. الأسرى البواسل الذين ضحوا بحريتهم من أجل الوطن

إلى رفاق الدرب والأصدقاء .. الذين تابعوا هذا المشروع خطوة بخطوة

إلى الأعراء ومن اشتاقت لهم قلوبنا وذرفت من أجلهم دموعنا وفرقتنا الاقدار

فريق العمل

## الشكر والتقدير

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

كما ونتقدم بجزيل الشكر والامتنان

إلى بانية الجيل الواعد...جامعة بوليتكنك فلسطين .

إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا.

إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية....بطاقتها التدريسي و الإداري.

إلى الذين مهدوا لنا طريق الهداية والعلم والمعرفة ...

إلى جميع أساتذتنا الأفاضل ...

"كن عالماً.. فإن لم تستطع فكن متعلماً، فإن لم تستطع فأحب العلماء، فإن لم تستطع فلا

تبغضهم"

إلى المشرف على هذا البحث الدكتور...ماهر عمرو.

والشكر واصل لكل من ساهم في انجاز هذا البحث المتواضع .

فريق العمل

# عمل التصاميم و التفاصيل الإنشائية الكاملة لمكتبة عامة في مدينة دورا

## ملخص المشروع

تتلخص فكرة هذا المشروع في التصميم الإنشائي لمكتبة عامة , والمشروع عبارة عن مكتبة تتوفر فيها كافة المتطلبات والفعاليات التي تعمل على توفير جو علمي ثقافي وترفيهي للزوار , عن طريق توفير قاعات التدريس ومسرح ومدرج . من خلال الاطلاع على بعض الابحاث السابقة في نطاق المشاريع الخدماتية كمشاريع مراكز ثقافية وتعليمية وترفيهية، كان من الواضح أن الحاجة الى المشروع تكمن في الخدمة التي سيعود بها على الافراد والمجتمع .

ويتكون المشروع من جزئيات تتمثل بدايةً في التحليل والتصميم الإنشائي للمكتبة. لقد تم التدقيق المعماري وتم اختيار العناصر الإنشائية المختلفة من اعمدة وجسور وعقدات بشكل لا يتناقض مع المتطلبات المعمارية للمشروع. وبعد ذلك تم الانتقال الى مرحلة التصميم التي تقسم الى تصميم العناصر المختلفة باستخدام البرامج التصميمية الإنشائية وعرض نتائجها على شكل مخططات تنفيذية .

تم التصميم- بناءً على متطلبات كود الخرسانة الأمريكي (ACI\_318) وتم الاستعانة ببعض برامج التصميم الإنشائية وبرامج الرسم مثل, Autocad2007, Office2007 , Atir , safe , Etabs , وغيرها من مشاريع التخرج السابقة وتم استخدام الكود الأردني في تحديد الأحمال الحية ، و سيتضمن المشروع دراسة إنشائية تفصيلية من تحديد و تحليل للعناصر الإنشائية والأحمال المختلفة المتوقعة ومن ثم التصميم الإنشائي للعناصر و إعداد المخططات التنفيذية بناءً على التصميم المعد لجميع العناصر الإنشائية التي تكوّن الهياكل الإنشائية للمبنى.

والله ولي التوفيق

## **The Structural Design of Public library**

### **WORKING TEAM:**

**Ahlam Naser Abu hawash**

**Shefa' Zohir Al hroub**

**Maram Jamal Shahateet**

### **SUPERVISOR:**

**DR .MAHER AMRO.**

## Project Abstract

The idea of this project is the structural design of a public Library .The public library were designed architecturally by Engineer.Mahmoud Alatrash , through the provision of classrooms, auditorium,. In addition to a special section to serve the public interest and to develop their skills and scientific ideas in funny and entertainment ways.

All of scientific requirement are available in the public library .The library is included an auditorium with an area of 700 m<sup>2</sup> .

The structural analysis and design will be done in this project for the architectural building (public library) . The design will be based on (ACI\_318) ( design of reinforcement concrete ) , and on several software programs such as Autocad2007 ,Office2007 , Atir , safe , Etabs , etc .For the determination of live loads the Jordinian code was used .

The architectural drawing were first studied and the structural elements were selected without any conflict with the architectural requirement . Analysis and design of element were done to make the requirement drawing for construction .

## فهرس المحتويات

رقم الصفحة	الموضوع
1	الفصل الاول
2	المقدمة
2	تعريف عام بالمشروع
3	اسباب اختيار المشروع
4	مشكلة البحث (المشروع)
4	اهداف المشروع
5	نطاق المشروع (حدود المشروع)
5	محتويات المشروع
6	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع
7	الفصل الثاني
8	لمحة عامة عن المشروع
8	1- موقع المشروع
9	2- أهمية الموقع وأسباب اختياره
10	3- الموقع العام
12	4- وصف المبنى
12	5- مساحة الموقع
12	6- طبوغرافية الموقع
12	7- حركة الرياح
13	8 - حركة الشمس
13	9- كمية الأمطار والرطوبة النسبية ودرجة الحرارة
13	وصف طوابق المشروع
13	1- طابق التسوية
14	2. الطابق الأرضي
15	3. الطابق الأول
16	4. الطابق الثاني



17	5 الطابق الثالث
18	6 الطابق الرابع
19	الواجهات
20	1 الواجهة الجنوبية الشرقية
21	2 الواجهة الجنوبية الغربية
22	3 الواجهة الشمالية الغربية
23	4 الواجهة الشمالية الشرقية
24	دراسة معمارية لعناصر المشروع
24	النواحي المعمارية
26	<b>الفصل الثالث</b>
27	المقدمة
27	هدف التصميم الانشائي
27	الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل
28	1- الاحمال
28	1-1- الاحمال الميتة
28	1-2- الاحمال الحية
29	1-3- الاحمال البيئية
30	العناصر الانشائية
30	1- العقدات
30	1-1- العقدات المصمتة
30	1-2- عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)
30	1-3- عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab)
31	2- الجسور
32	3- الأعمدة
33	4- الجدران الخرسانية
33	5- جدران التسوية والجدران الاستنادية
34	6- الأساسات
35	7- الأدراج

37	4- 1 Introduction.
37	4-2 Factored Loads
37	4-3Determination of thickness
37	4-3-1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab
38	4-4 Load Calculation
39	4-5 Design of Topping
41	4-6 Design of rib (18) in the ground floor slab
45	4-6-1 Design of Positive Moment for Rib
47	4-6-2 Design of Negative Moment for Rib
49	4-6-3 : Design of shear for rib
50	4- 7 Design of Beam for flexure
57	4-7-1 Design of negative moment for beam
59	4-7-2 Design of positive moment beam
62	4-7-3 Design of shear for Beam
64	4-8 Design of solid slab
71	4-9 Design of two way ribbed slab
72	4-9-1 determination of thickness of two way solid slab
80	4-10 Design of long column
83	4-11 Design of isolated footing
90	4-12 Design of strip foundation
92	4-13 Design of stair
100	4-14 Design of basement wall
106	4-15 Design of shear wall
112	4-16 Design of composite beam

## فهرس الجداول

رقم الصفحة	اسم الجدول	رقم الجدول
6	المخطط الزمني للمشروع الفصل الثاني	1-1
28	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة اعتمادا على الكود الاردني	3-1
39	Calculation of the total dead load for one way rib slab	4-1
108	Calculation of the total Fx	4-2

## فهرس الأشكال والصور

رقم الصفحة	اسم الشكل - الصورة	رقم الشكل - الصورة
8	مخطط موقع المشروع	2-1
10	مخطط قطعة الأرض بالنسبة لموقع المشروع	2-2
11	مخطط الموقع العام للمشروع	2-3
14	مخطط المسقط الأفقي لطابق التسوية	2-4
15	مخطط المسقط الأفقي للطابق الارضي	2-5
16	مخطط المسقط الأفقي للطابق الاول	2-6
17	مخطط المسقط الأفقي للطابق الثاني	2-7
18	مخطط المسقط الأفقي للطابق الثالث	2-8
19	مخطط المسقط الأفقي للطابق الرابع	2-9
20	الواجهة الجنوبية الشرقية	2-10
21	الواجهة الجنوبية الغربية	2-11
22	الواجهة الشمالية الغربية	2-12
23	الواجهة الشمالية الشرقية	2-13
30	عقدة العصب ذات الاتجاه الواحد	3-1
31	عقدة العصب ذات الاتجاهين	3-2
32	أشكال الجسور	3-3
32	أحد أشكال الأعمدة	3-4
33	جدار القص	3-5
34	جدار استنادي	3-6

34		
35	أحد أشكال الأساسات	3-7
38	تسليح الأدرج	3-8
39	One way rib slab	4-1
42	Topping of slab	4-2
43	Rib (18) Ground	4-3
43	Spans length of rib (18).	4-4
43	surface Load of rib (18)-(KN.m).	4-5
44	Rib location	4-6
45	Moment diagram of rib (18) Ground	4-7
45	shear diagram of rib (18) Ground	4-8
51	Beam location	4-9
51	support reactions of the rib 153	4-10
54	Spans length of Beam	4-11
54	Factored Load of Beam-(KN.m).	4-12
55	Moment diagram for Beam -(KN.m).	4-13
55	Shear diagram for Beam -(KN)	4-14
64	One way solid slab of basement floor (s1)	4-15
65	Span length of solid slab	4-16
67	Envelop moment diagram of solid slab	4-17
67	Envelop shear diagram of solid slab	4-18
71	Two way ribbed slab	4-19
83	Footing section	4-20
93	Stairs plan	4-21
93	Load on stairs	4-22
95	Shear Envelop for stairs	4-23
96	Moment Envelop for stairs	4-24
99	Stairs section	4-25
100	Basement wall section	4-26
101	Load diagram on basement wall	4-27
102	Shear diagram on basement wall	4-28
102	Moment diagram on basement wall	4-29
104	Footing geometry	4-30
107	Shear wall	4-31
108	Fx diagram	4-32
112	Composit beam load diagram	4-33
114	Composit beam section	4-34

34		
35	أحد أشكال الأساسات	3-7
38	تسليح الأدرج	3-8
39	One way rib slab	4-1
42	Topping of slab	4-2
43	Rib (18) Ground	4-3
43	Spans length of rib (18).	4-4
43	surface Load of rib (18)-(KN.m).	4-5
44	Rib location	4-6
45	Moment diagram of rib (18) Ground	4-7
45	shear diagram of rib (18) Ground	4-8
51	Beam location	4-9
51	support reactions of the rib 153	4-10
54	Spans length of Beam	4-11
54	Factored Load of Beam-(KN.m).	4-12
55	Moment diagram for Beam -(KN.m).	4-13
55	Shear diagram for Beam -(KN)	4-14
64	One way solid slab of basement floor (s1)	4-15
65	Span length of solid slab	4-16
67	Envelop moment diagram of solid slab	4-17
67	Envelop shear diagram of solid slab	4-18
71	Two way ribbed slab	4-19
83	Footing section	4-20
93	Stairs plan	4-21
93	Load on stairs	4-22
95	Shear Envelop for stairs	4-23
96	Moment Envelop for stairs	4-24
99	Stairs section	4-25
100	Basement wall section	4-26
101	Load diagram on basement wall	4-27
102	Shear diagram on basement wall	4-28
102	Moment diagram on basement wall	4-29
104	Footing geometry	4-30
107	Shear wall	4-31
108	Fx diagram	4-32
112	Composit beam load diagram	4-33
114	Composit beam section	4-34

## List of Abbreviations

- $A_v$  = 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.
- **DL** = dead loads.
- $d$  = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- $E_c$  = modulus of elasticity of concrete.
- $f_y$  = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- $h$  = overall thickness of member.
- $I$  = moment of inertia of section resisting externally applied factored loads.
- $L_n$  = 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.
- $M$  = bending moment.
- $M_u$  = factored moment at section.
- $M_n$  = nominal moment.
- $S$  = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- $V_c$  = nominal shear strength provided by concrete.
- $V_n$  = nominal shear stress.
- $V_s$  = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- $V_u$  = factored shear force at section.
- $W_u$  = factored load per unit area.
- $\Phi$  = strength reduction factor.

---

# الفصل الأول

1-1 المقدمة.

2-1 تعريف عام بالمشروع .

3-1 أسباب اختيار المشروع .

4-1 مشكلة البحث ( المشروع ) .

5-1 أهداف المشروع .

6-1 نطاق المشروع ( حدود المشروع ) .

7-1 محتويات المشروع .

8-1 المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع .

## 1-1 المقدمة :

منذ القدم والانسان يسعى الى تطوير نفسه وذلك لتوفير سبل الامن والراحة والرفاهية ,وقد ادى عمله الدؤوب الى تطوير محيطه وبيئته بما يتوافق مع احتياجاته ومتطلبات عصره .

وفي ظل التطور العلمي السريع الذي نشهده في هذا الوقت بالإضافة الى التقدم الثقافي , اصبح تشييد المكتبات حاجة ملحة وهذا يتطلب ايجاد التصاميم المناسبة لمكتبات متكاملة تخدم هذا التطور .

تتطلب عملية التصميم عامة توفير جميع المتطلبات للمبنى المراد انشاؤه سواء من الناحية المعمارية التي تعنى بالمظهر العام للمبنى وكيفية توزيع الفراغات والمساحات داخله وربط الأقسام الخدمائية المختلفة ببعضها البعض ، أو من الناحية الإنشائية التي تعنى بتوفير النظام الإنشائي القادر على التحمل الآمن للأحمال المؤثرة على المبنى مع مراعاة الناحية الاقتصادية الأدنى الممكنة لتشييد النظام الإنشائي بما لا يتعارض مع المتطلبات المعمارية المختلفة. كذلك لابد من الأخذ بعين الاعتبار النواحي المتعلقة بالتمديدات الكهربائية بما يتلاءم مع طبيعة المشروع المنشأ وعناصره الميكانيكية كأنظمة التدفئة والتبريد والصرف الصحي.

والمشروع عبارة عن مكتبة عامة في مدينة دورا ولقد تم التصميم المعماري للمشروع من قبل : المهندس محمود الأطرش بإشراف الدكتور غسان دويك .

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمكتبة عامة تتكون من طابق تسوية وأرضي و أول وثاني وثالث ورابع وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقود وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

## 2-1 تعريف عام بالمشروع :

ان من اهم المشاريع التي يتم تنفيذها هي المكتبات العامة لما لها من اهمية كبيرة على المستوى العام وما تحويه في طياتها من خدمات ادارية واجتماعية وألوان التعامل المختلفة .



### 3-1 أسباب اختيار المشروع :

تعود أهمية اختيار المشروع إلى عدة أمور من أهمها اكتساب المهارة في التصميم الإنشائي لمختلف العناصر في المباني وخاصة المباني المميزة كالمكتبات العامة والذي سيتم عرضه في هذا البحث. بالإضافة إلى زيادة المعرفة للنظم الإنشائية المتبعة في بلادنا، وكذلك اكتساب المعرفة العلمية والعملية المتبعة في تصميم وتنفيذ المشاريع الإنشائية والتي ستواجه فريق العمل بعد التخرج إن شاء الله .

هناك عدة أسباب دفعت إلى اختيار هذا المشروع؛ منها أسباب تتعلق بطبيعة المشروع كونه مكتبة عامة ، وأخرى تعود إلى أسباب شخصية يمكن تلخيصها على النحو التالي :-

#### الأسباب المتعلقة بطبيعة المشروع :-

- 1- التأكيد على الأهمية العلمية حيث تعد المعرفة العلمية ركناً أساسياً من أركان المعرفة في ميادينها كافة كما يُعد أيضاً السمة البارزة للعصر الحديث .
- 2- الحاجة لتوفير بناء يمثل مدى أهمية المعرفة العلمية والحاجة الدائمة للإستزادة من العلوم بكافة أنواعها .
- 3- توفير بناء يخدم البيئة المحيطة ويعمل على توفير جو ثقافي وترفيهي واجتماعي لجميع شرائح المجتمع وتنمية اهتماماتهم العلمية .

#### الأسباب الشخصية :-

- 1- رغبة فريق العمل 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 الإقتصاد .
- 3- اكتساب الخبرة والمهارة في إعداد المخططات التنفيذية المختلفة مع مراعاة متطلبات السوق المحلي .

## 4-1 مشكلة البحث ( المشروع ) :

تتمثل مشكلة هذا المشروع في التحليل و التصميم الإنشائي لجميع العناصر الإنشائية المكونة للمكتبة العلمية حيث تم اعتمادها لتكون ميدانا لهذا البحث , وفي هذا المجال سيتم تحليل كل عنصر من العناصر الإنشائية مثل البلاطات والأعصاب والأعمدة والجسور ... الخ , بتحديد الأحمال الواقعة عليه , ومن ثم تحديد أبعاد العناصر المختلفة , مع الأخذ بعين الاعتبار عامل الأمان للمنشأ المنصوص عليه في الكود الأمريكي (ACI\_318), ومن ثم سيتم عمل المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها , لإخراج هذا المشروع من حيز الدراسة إلى حيز التنفيذ .

## 5-1 أهداف المشروع

### 1. أهداف معمارية :-

الناحية الجمالية والمعمارية للمبنى هي العلامة الاولى للفت انتباه المواطنين والزوار , فالطابع المعماري الجميل يدل على تطور الذوق المعماري ومنه تطور المدينة وحضارتها من خلال الكتل المتناسقة والعناصر المستعملة في الواجهات , ولا يقتصر هذا الذوق على المظهر الخارجي فقط وإنما ينعكس أيضا على الفراغات الداخلية من حيث التقسيم الداخلي للمنشأة بشكل مدروس ومنتظم , مما يؤدي الى سهولة الحركة والاستعمال للمستخدم , بالإضافة الى ذلك التمتع بالنواحي الجمالية التي يضيفها المهندس المعماري على المبنى من الداخل .

### 2. أهداف إنشائية :-

1. القدرة على اختيار النظام الإنشائي المناسب للمشاريع المختلفة وتوزيع عناصره الإنشائية على المخططات مع مراعاة الحفاظ على الطابع المعماري.
  2. العمل على توظيف كافة المعلومات المكتسبة أثناء حياتنا الدراسية من خلال المساقات المختلفة من اجل الوصول إلى مشروع متكامل.
  3. التعرف على نماذج وطرق إنشائية جديدة لم تكتسب خلال الدراسة ومعرفة كيفية التعامل معها حسب الحاجة.
- و بذلك يمكن أن يعد المشروع بمثابة مرجع متكامل في مجال التحليل والتصميم لمختلف العناصر الإنشائية في المباني لما يحويه من أمثلة وتطبيقات على هذه الموضوعات.

## 6-1 نطاق المشروع (حدود المشروع):

سوف تقتصر الدراسة في هذا المشروع على إعداد المخططات الإنشائية الهندسية المطلوبة للعناصر الإنشائية المختلفة والمكونة للمكتبة ، بحيث تتوافق هذه التصميمات مع التصميم المعمارية المعدة مسبقا .

## 7-1 محتويات المشروع :

### الفصل الأول:

وهو عبارة عن مقدمة عن المشروع , يحوي في طياته نظرة عامة عن المشروع والدوافع التي ساعدت على اختيار هذا المشروع والخطوات المتبعة في اعداده .

### الفصل الثاني:

ويعرض هذا الفصل وصفا معماليا عن المنشأ الذي سيتم دراسته من حيث المساقط الأفقية والرأسية والمساحات والواجهات ... الخ .

### الفصل الثالث:

وسيتيم في هذا الفصل عرض النظام الانشائي الذي سنتبعه في تصميم المنشأ , ويشمل الجسور والأعصاب والعقدات والأعمدة ... الخ .

### الفصل الرابع:

يحتوي هذا الجزء على التحليل والتصميم لعناصر المبنى , حيث يوضح هذا الفصل كيفية حساب الاحمال الواقعة على هذا المبنى , بالإضافة الى تصميم ابعاد وحديد التسليح لهذه العناصر الانشائية , علما بأنه سيتم اعتماد الكود الامريكي في تصميم العناصر الانشائية من الخرسانة المسلحة .

## 8-1 المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع:

يبين الجدول رقم (1-1) المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع وفق الخطوات المقترحة للعمل.

16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	الأنشطة
																تقديم المشروع
																إعداد المخططات الهندسية
																إعداد المخطط الزمني للمشروع
																إعداد الأقساط
																تخطيط الأعمال للمشروع
																التصميم الإنشائي للمشروع
																إعداد المخططات
																كتابة المشروع
																عرض المشروع

الجدول (1-1): المخطط الزمني للمشروع الفصل الثاني

## الفصل الثاني

### الوصف المعماري للمشروع

1-2 لمحط عامه عن المشروع.

2-2 وصف طوابق المشروع .

3-2 الواجهات .

4-2 دراسة معمارية لعناصر المشروع .

5-2 النواحي المعمارية .

## 1-2 لمحة عامة عن المشروع :

المشروع عبارة عن مكتبة عامة تهدف إلى تحسين المستوى التعليمي والثقافي والمعرفي لجميع أفراد المجتمع من مختلف الأعمار وتتضمن المكتبة النشاط الثقافي بالإضافة إلى النشاط الترفيهي و تقوم على فكرة الاستمتاع بالتعلم.

وهذه المكتبة تحتوي على مجموعة من الفراغات لتقوم بالوظيفة الثقافية المراد تحقيقها لدى أفراد المجتمع الفلسطيني في منطقة الجنوب خاصة ومن هذه الفعاليات فعاليات ثقافية ، فعاليات داعمة لمفهوم الثقافة ، فعاليات ترفيهية ، فعاليات تعليمية وفعاليات دينية تعكس الثقافة الدينية الإسلامية في جنوب فلسطين .

### 1-1-2 موقع المشروع :

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير الظروف المناخية السائدة في المنطقة ، بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل فذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع ، فيجب ان يكون هناك توضيح للأرض المقترحة للبناء وعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة و حركة الشمس .



الشكل (2-1) : موقع المشروع.

المصدر الباحث

2-1-2 أهمية الموقع وأسباب اختياره :

إن عملية اختيار أرض لإقامة مشروع المكتبة العامة لا تعتمد بشكل أساسي على توفر قطعة الأرض بل تقام على أسس ومعايير تساعد في وضع قرار سليم يوجه المشروع إلى ذلك المسلك الذي يضيف على خدمات المشروع وأجزائه صبغة التكامل والتوافق مع النسيج الحضري العام . وفيما يلي عدة نقاط مهمة في عملية اختيار أرض المشروع في مدينة دورا : -

1. جغرافيه الموقع : هو الجانب الذي يختص في دراسة موقع الأرض بالنسبة للنسيج العمراني بشكل عام ، وتأثير الموقع على وظيفة المبنى ، ودراسة المناخ وطبوغرافية الأرض .

2 . شبكه المواصلات : هو الجانب الذي يتم فيه دراسة الطرق الرئيسية والفرعية المؤدية للموقع .

3.الغطاء النباتي : هو الجانب الذي يتحدث عن طبيعة الأرض من حيث احتوائها على الغطاء النباتي من أشجار ونباتات .

4. أنماط المباني المحيطة : طبيعة المباني المحيطة بقطعة الأرض ونوعها ، تجارية ، صناعية ، سكنية ، أم خدماتية ... الخ . وكيفية تأثير هذه المباني على قطعه الأرض وتأثيرها على المبنى المراد إنشاؤه ، ونوعية مواد البناء المستخدمة في المباني المحيطة وارتفاعاتها إن وجدت .

من خلال الدراسة والتحليل والإحصائيات ، تم اعتماد مدينة دورا لإقامة المشروع وذلك بناء على الاسباب التالية :

- 1- تفتقر مدينة دورا لوجود مكتبة عامة بمساحة تتناسب وكثافة عدد السكان الكبير في المدينة .
- 2- من خلال احصائيات الجهاز الفلسطيني الحديثة نلاحظ وجود مكتبات عامة في شمال فلسطين أكثر من جنوبه ، حيث تتواجد في الشمال ما يقارب 40 مكتبة أما وسطها وجنوبها فلا يتجاوز العدد 15 مكتبة .
- 3- المكتبة العامة المتواجدة في المدينة لم تصمم وفقا للمعايير التخطيطية والتصميمية الخاصة ببناء المكتبات .
- 4- توفر قطع أراضي في المدينة وفقا للمعايير اللازمة لإقامة مشروع المكتبة .

تقع قطعة الأرض المقترحة لإقامة المكتبة العامة فيها على شارع عمر بن الخطاب الرئيسي (شارع وسط البلد ) وشارع خالد بن الوليد الفرعي ، مقابل ستاد دورا الدولي حيث ترتفع حوالي 825 م عن سطح البحر .

يمكن القول أن الارض الواقعة على شارع عمر بن الخطاب تحقق المعايير التي تم تحديدها لاختيار أرض المشروع وذلك من خلال :

- 1- سهولة المواصلات للموقع .
- 2- قرب قطعة الارض من مراكز نشاط (مراكز تعليمية وثقافية وترفيهية).

- 3- الموقع يجذب القراء والمرتابين من جميع الاتجاهات ويقع على منطقة مفترق طرق بحيث يمكن للقادم رؤية المكتبة بسهولة .
- 4- يتميز الموقع بالتهوية الجيدة والاضاءة الطبيعية الممتازة ، فلا يحاط بمبان كثيرة .
- 5- الموقع يسمح بوجود مدخل في مستوى الشارع .

وبناء على الاسباب التي تم ذكرها سابقا أتت الحاجة لتصميم المكتبة العامة في مدينة دورا لتحقيق الاهداف الثقافية المرجوة وتوفير البيئة المناسبة للقراء والباحثين ؛ وبذلك تطوير القطاع الثقافي في المدينة .



الشكل (2-2) : قطعة الأرض بالنسبة لموقع المشروع .

المصدر الباحث

### 2-1-3 الموقع العام :

لموقع العام للمبنى جاء ملبياً لجميع احتياجات المكتبة العامة من توفير مساحات واسعة مبلطة وخضراء تستخدم للقراءة بالإضافة لى استيعاب عدد كافي من السيارات لخدمة الزائرين . فالموقع يترك مساحة امامية مبلطة جميلة جدا بجانبها يستخدمها القراء للقراءة الخارجية .



- 3- الموقع يجذب القراء والمرتادين من جميع الاتجاهات ويقع على منطقة مفترق طرق بحيث يمكن للقادم رؤية المكتبة بسهولة .
- 4- يتميز الموقع بالتهوية الجيدة والاضاءة الطبيعية الممتازة ، فلا يحاط بمبان كثيرة .
- 5- الموقع يسمح بوجود مدخل في مستوى الشارع .

وبناء على الاسباب التي تم ذكرها سابقا أتت الحاجة لتصميم المكتبة العامة في مدينة دورا لتحقيق الاهداف الثقافية المرجوة وتوفير البيئة المناسبة للقراء والباحثين ؛ وبذلك تطوير القطاع الثقافي في المدينة .

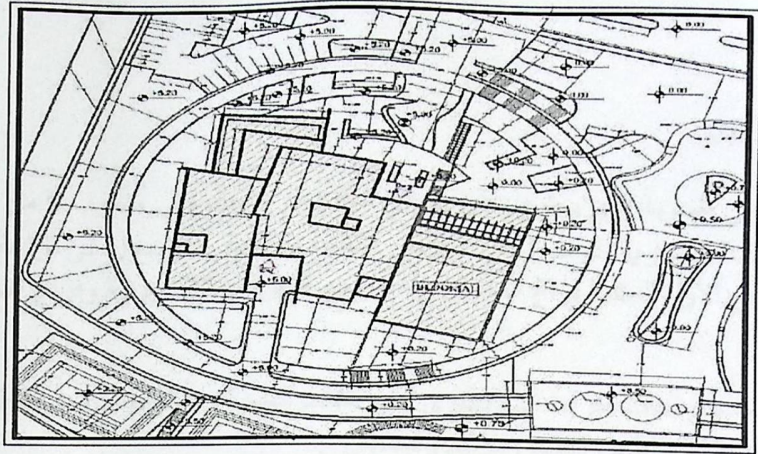


الشكل (2-2) : قطعة الأرض بالنسبة لموقع المشروع .

المصدر الباحث

### 2-1-3 الموقع العام :

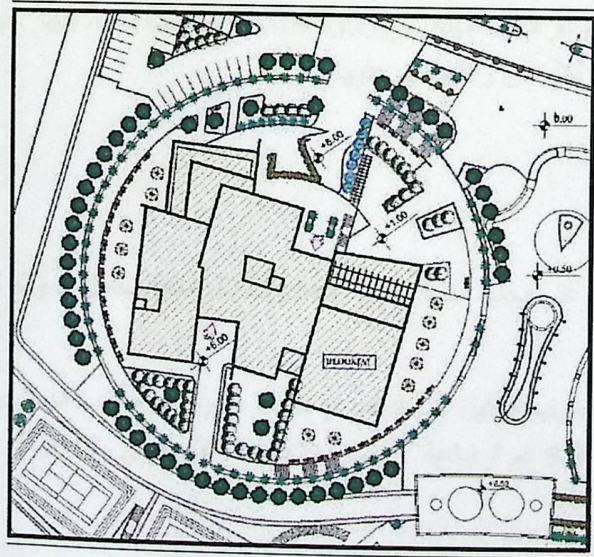
لموقع العام للمبنى جاء ملبياً لجميع احتياجات المكتبة العامة من توفير مساحات واسعة ومباعدة وخضراء تستخدم للقراءة بالإضافة لى استيعاب عدد كافي من السيارات لخدمة الزائرين . فالموقع يترك مساحة امامية مباعدة جميلة جدا بجانبها يستخدمها القراء لقراءة الخارجية .



Site Plan & Dimension

الشكل (2-3) : الموقع العام للمشروع.

المصدر الباحث



Site Plan

الشكل (2-3) : الموقع العام للمشروع.

المصدر الباحث

## 2-1-4 وصف المبنى :

يتكون المبنى من طابق التسوية الذي يحتوي على دورتي مياه ومدراج يمتد حتى منسوب 9 متر ، والطابق الأرضي الذي يحتوي على عدد من الفراغات المعمارية للوصول الى معرض الكتاب من جهة و الوصول الى فراغات القراءة في المكتبة من جهة أخرى ، ويضم الطابق الأول للمكتبة فراغ المصادر و المراجع اليدوية و الالكترونية وفراغ الدوريات والحركة العمودية المتمثلة بالادراج والمصاعد.

اما الطابق الثاني فيضم فراغات القراءة التي تحتوي على الكتب العلمية و الطبيعية بالإضافة الى استخدام القراءة الالكترونية في جميع أقسام المكتبة ، وكذلك الطابق الثالث والرابع والخامس .

## 2-1-5 مساحة الموقع :

تبلغ مساحة قطعة الأرض المقترحة لإقامة المشروع حوالي 4 دونم .

## 2-1-6 الطبوغرافية للموقع :

تتميز قطعة الأرض المقترحة بأن طبوغرافيتها سهلة , مع وجود اختلاف منسوب بسيط فيها , حيث يشكل ميلها 1% تقريبا ، حيث يساعد على إعطاء صورة جمالية للأرض والتصميم عليها.

## 2-1-7 حركة الرياح :

تعتبر الرياح من أهم العوامل الرئيسية التي يجب أخذها بعين الاعتبار أثناء عملية تحليل الموقع لما لها من تأثير على المباني لكونها تعتبر حملا اضافيا على المنشأ .

يصل معدل الرياح السنوي في منطقة جنوب الخليل الى 8 كم / ساعة ، حيث يبلغ أقصاها بشهر كانون الاول ، وخفض معدل لها في شهر تشرين الثاني حيث يسجل 6.8 كم / ساعة . (جهاز الاحصاء الفلسطيني، 2010) .

تتعرض مدينة جنوب الخليل للرياح الشمالية الغربية والرياح الشرقية في فصل الشتاء ، وهي رياح جافة باردة لقنومها من المناطق الشرقية الباردة ، أما في فصل الصيف فيهب عليها الرياح الغربية والشمالية الغربية حيث تلتف حرارة شهور الصيف ، والرياح الشرقية والشمالية الشرقية وهي جافة حارة نسبيا ، ورياح الخماسينية تهب من المناطق الجنوبية وتكون حارة جافة محملة بالغبار . (الحمادة، 2013) .

## 2-1-2 حركة الشمس :

إن دراسة حركة الشمس من العوامل المهمة في تحليل المبنى، لذلك يجب دراسة حركة الشمس بالموقع وتحديد مدة الاشعاع الشمسي وشدته ومعرفته والاتجاه المطلوب للحصول على الاضاءة المناسبة و تجنب الاشعة الحادة فالشمس طاقة مرغوب فيها، وتوجيه المبنى تجاه الشمس مع حمايته من السطوع الواقع عليه من المنطقة الغربية، هي وسيلة ناجحة في الحصول على أكبر قدر ممكن من الطاقة الشمسية في أيام البرد، والتقليل من كمية الطاقة المستهلكة للتدفئة.

يصل معدل الاشعاع السنوي في منطقة جنوب الخليل الى 7.3 ساعة / يوم ، ويختلف هذا من شهر الى اخر فبينما يزداد معدل الاشعاع الشمسي في شهر تموز ليصل الى 10.8 ساعة / يوم ، كان أدنى معدل له 4.7 ساعة / يوم في شهر كانون الأول .  
(جهاز الاحصاء الفلسطيني، 2010)

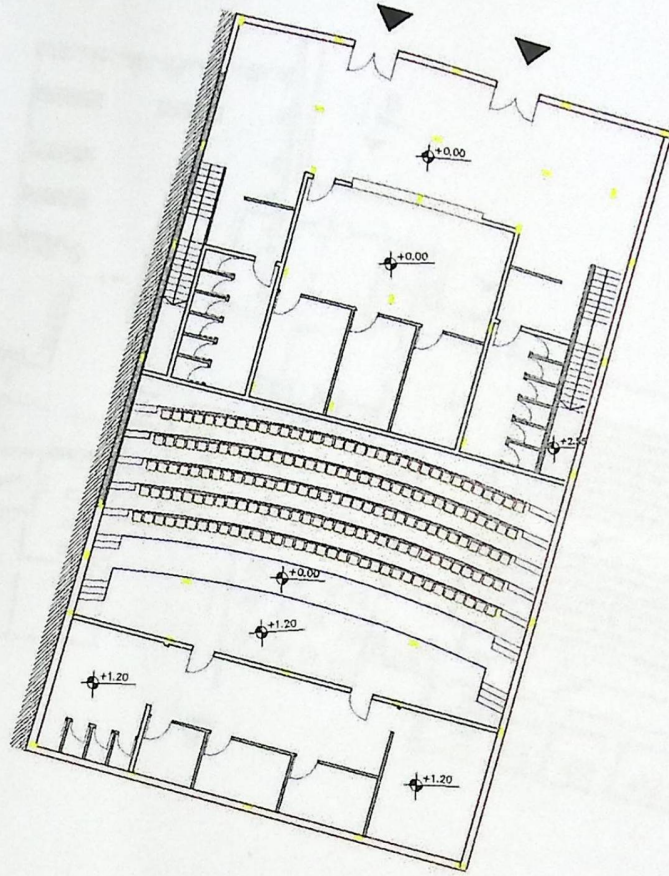
## 2-1-2 كمية الأمطار والرطوبة النسبية ودرجة الحرارة :

مناخ مدينة دورا يتأثر بمناخ فلسطين الذي يعرف بأنه جاف و حار صيفاً ومعتدل وماطر شتاءً ، ومناخ مدينة دورا يتباين تبعاً للتضاريس والمساحات المائية المجاورة والبعد عن الصحراء، فيصل مجموع كمية الامطار السنوي الى 393.7 ملم ويتراوح هذا من شهر الى اخر كما ويصل معدل الرطوبة النسبية في مدينة دورا الى 56% ويتراوح بين 38% في شهر تشرين الثاني الى 66% في شهر كانون الثاني وايلول . أما بالنسبة الى درجة الحرارة فتصل حوالي 14.9 درجة مئوية سنويا . ( جهاز الاحصاء الفلسطيني ، 2010 ) .

## 2-2 وصف طوابق المشروع :-

### 2-2-1 طابق التسوية :-

يحتوي طابق التسوية على فراغات ( دورتي مياه ،وصالة عرض تبدأ أرضيتها من منسوب 0.0 الى منسوب +9.00) ولإحدى دورتي المياه مدخل من الخارج ويوجد اتصال عمودي (درج) من منسوب 0.00 الى منسوب +2.5 في صالة العرض كما هو موضح في الشكل (2-4) .

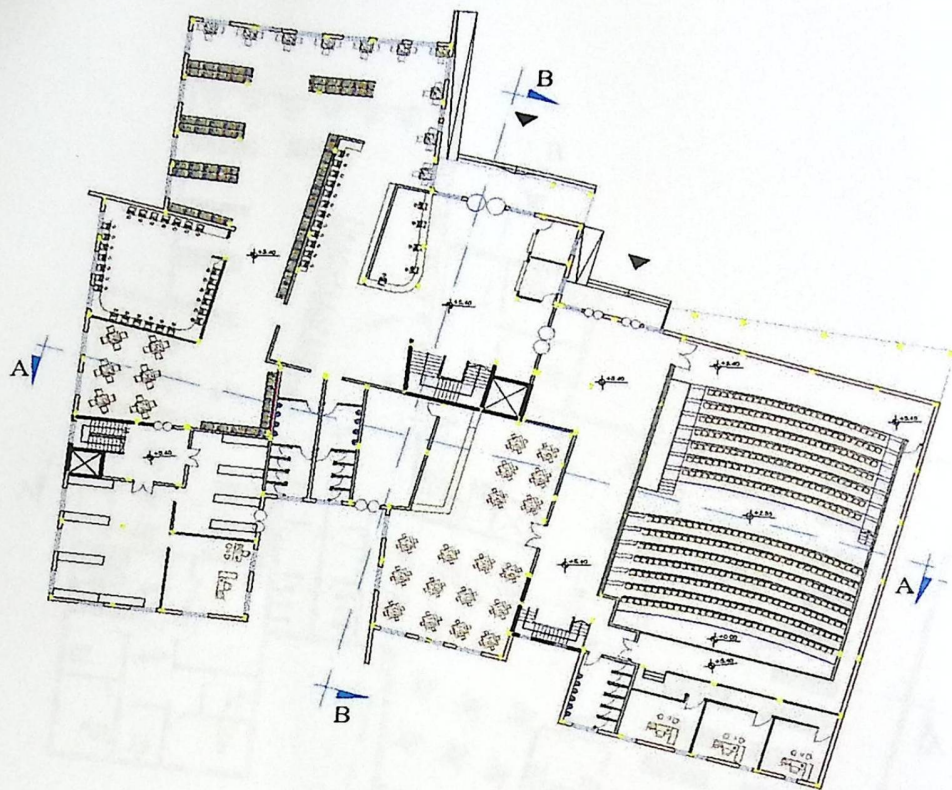


الشكل (2-4) : المسقط الأفقي لطابق التسوية .

المصدر الباحث

### 2-2-2 الطابق الأرضي :-

يشكل هذا الطابق المدخل الرئيسي الى المبنى حيث له مدخلين رئيسيين , احدهما يصل مباشرة الى مدخل الى صالة العرض التي سبق وان ذكرنا انها تبدأ من طابق التسوية وتنتهي بالطابق الأرضي , والآخر يؤدي الى السكريتارية وباقي الفراغات المتمثلة بكافيتريا و وغرف لإيداع الحقائب . يضم الطابق الأرضي للمكتبة الرفوف المكتبية وفراغ المصادر والمراجع اليدوية والالكترونية وفراغ الدوريات والحركة العمودية المتمثلة بالأدراج والمصاعد وفراغ الخدمات الفنية ومركز حاسوب ويحتوي على دورات مياه حسب الحاجة للجنسين . كما هو موضح في الشكل (2-5) .



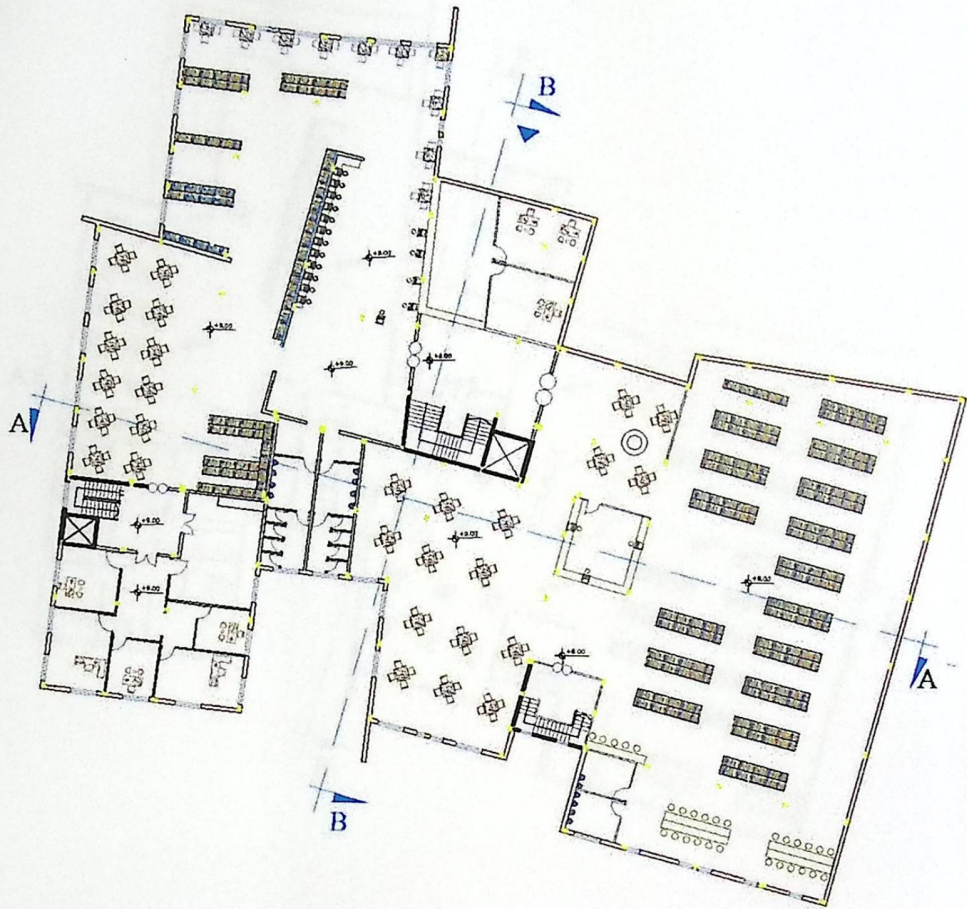
الشكل (2-5) : المسقط الأفقي للطابق الأرضي.

المصدر الباحث

### 3-2-2 الطابق الأول:-

مساحة هذا الطابق نفس مساحة الطابق الأرضي و يضم الطابق الأول فراغات القراءة التي تحتوي على الكتب العلمية والثقافية ويوجد أماكن للقراءة الفردية والجماعية ويوجد مكاتب لموظفي المكتبة في نفس مساحات الرفوف المكتبية بالإضافة الى استخدام القراءة الالكترونية في جميع اقسام المكتبة , ويضم فراغ الادارة الذي يشمل قسم الإدارة والادارة المالية

وموظفيها وايضا يحتوي على دورات مياه حسب الحاجة للجنسين. كما هو موضح في الشكل (2-6)

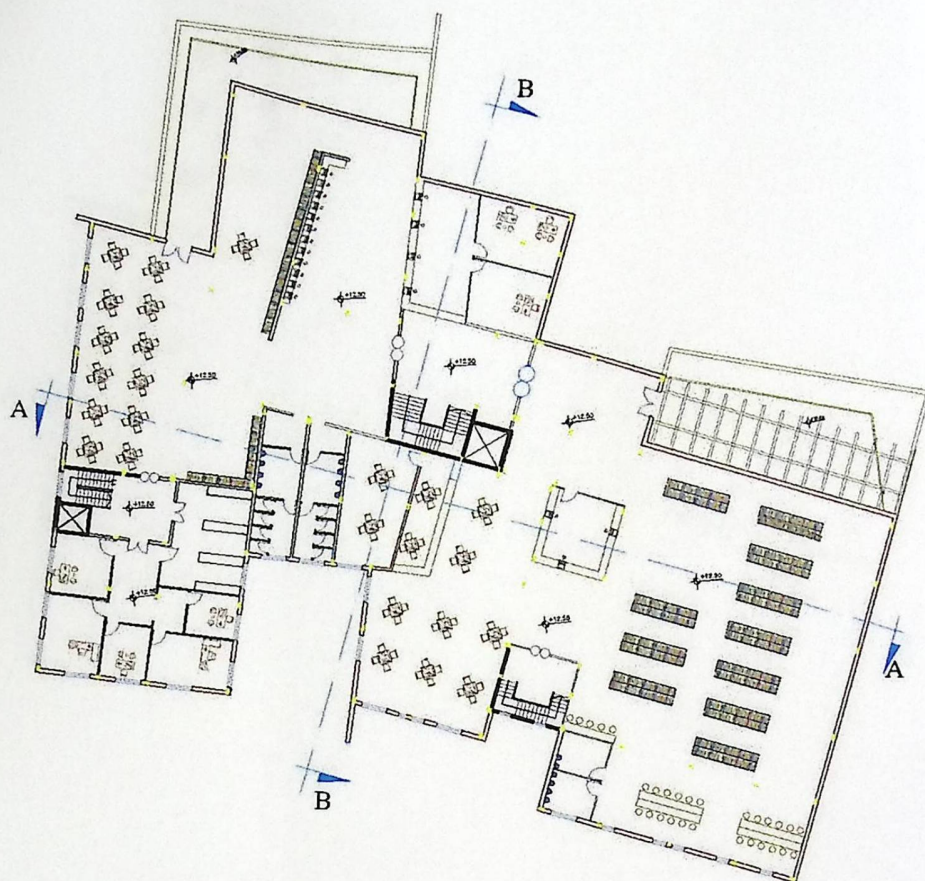


الشكل (2-6):المسقط الأفقي للطابق الأول .

المصدر الباحث

#### 4-2-2 الطابق الثاني:-

هناك تراجع في مساحة هذا الطابق عن الطابق الأول و يحتوي هذا الطابق على فراغات القراءة التي تضم الكتب التاريخية والدينية ويوجد أماكن قراءة فردية وجماعية ,وعلى مكاتب موظفين و دورات مياه حسب الحاجة للجنسين . كما هو موضح في الشكل (2-7) .



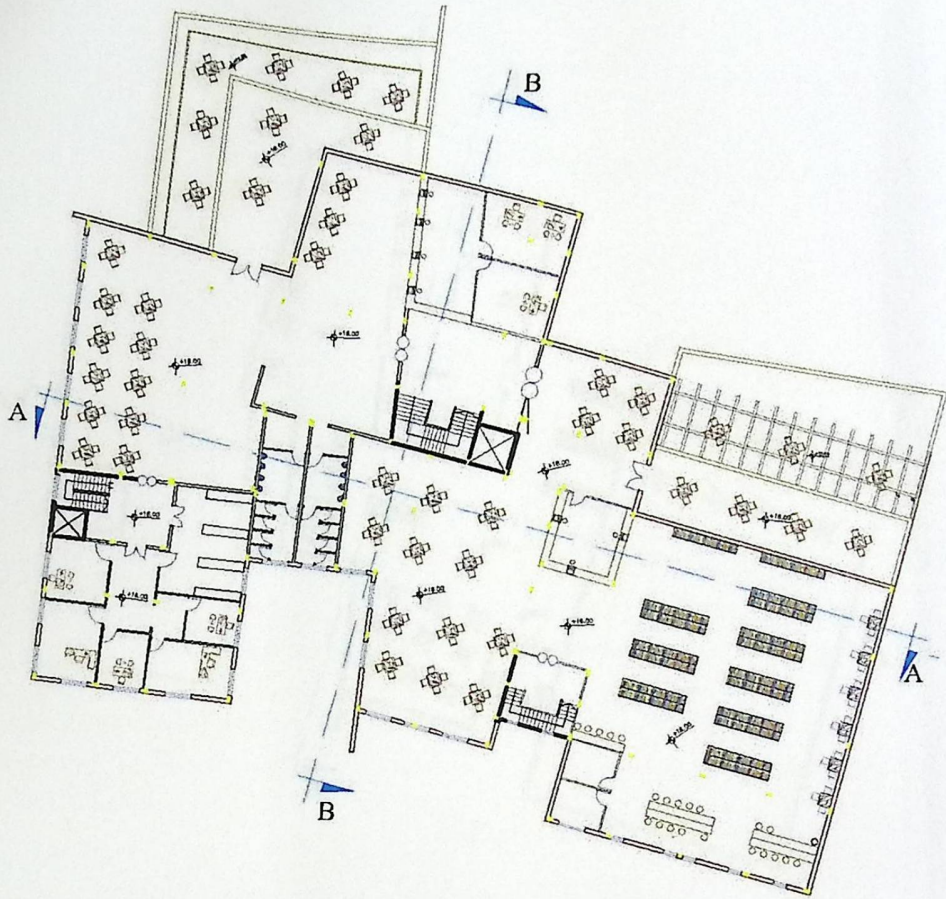
الشكل (2-7) : المسقط الأفقي للطابق الثاني .

المصدر الباحث

### 5-2-2 الطابق الثالث:-

هناك تراجع بسيط في المساحة عن الطابق الثاني يحتوي الطابق الثالث على فراغات القراءة التي تضم كتب للأطفال وقصص وروايات عربية وومترجمه الى عدة لغات ويوجد اماكن قراءة فردية وجماعية ومكاتب الموظفين ودورات مياه حسب الحاجة للجنسين. كما هو موضح في الشكل (2-8) .



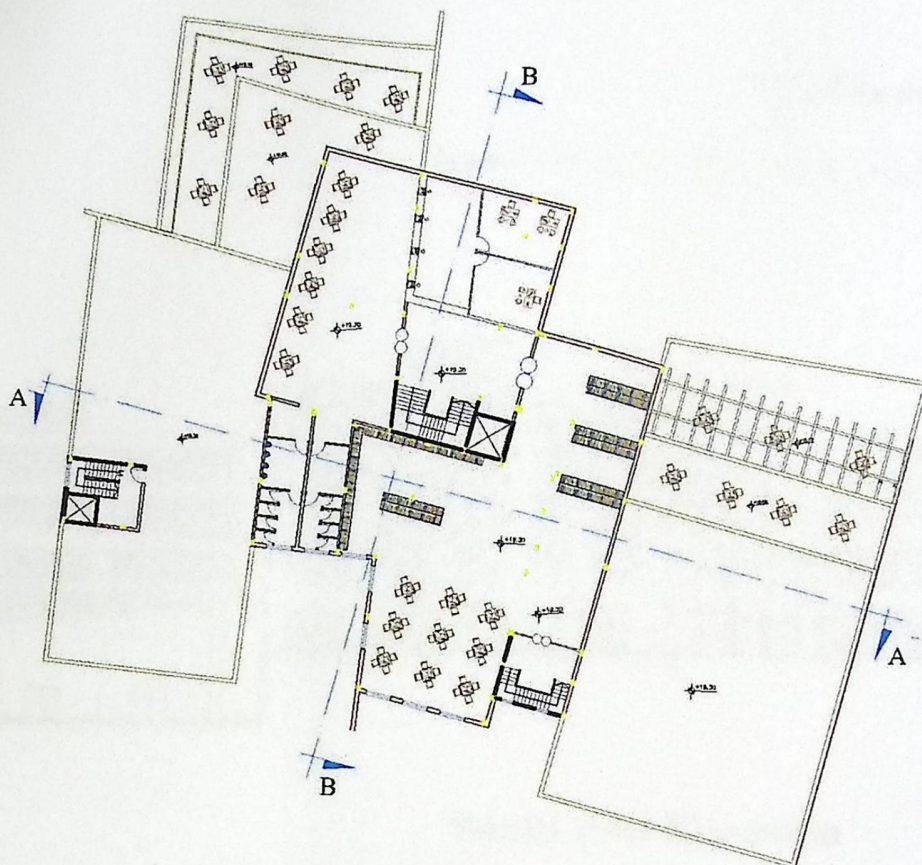


الشكل (2-8) : المسقط الأفقي للطابق الثالث.

المصدر الباحث

## 6-2-2 الطابق الرابع:-

هناك تراجع ملحوظ في المساحة عن الطابق الثالث و يحتوي هذا الطابق على فراغات القراءة التي تضم الكتب النادرة القديمة ومكاتب للموظفين وعلى دورات مياه حسب الحاجة للجنسين . كما هو موضح في الشكل (2-9) .



الشكل (2-9) : المسقط الأفقي للطابق الرابع.

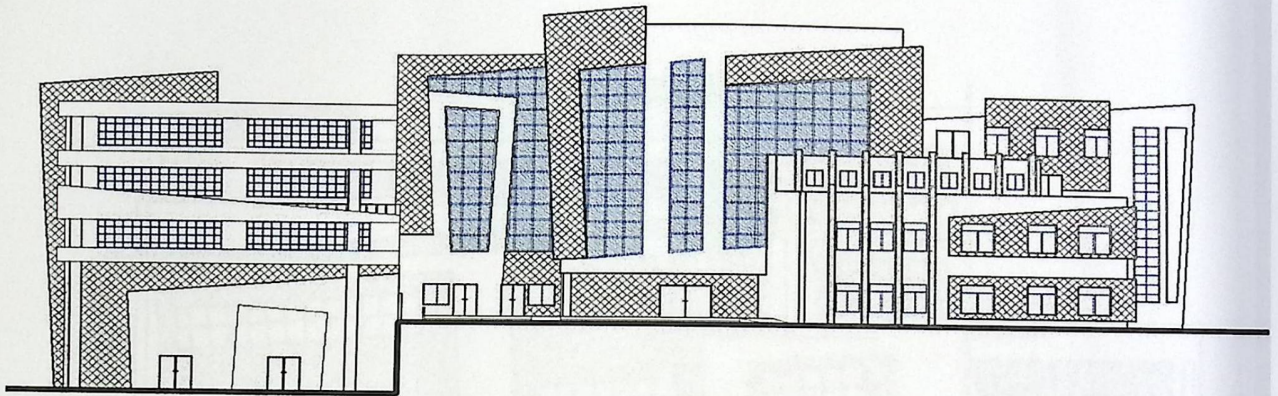
المصدر الباحث

### 3-2 الواجهات :-

تم استخدام واجهات زجاجية تحقق معنى العمارة الحديثة حيث اتخذت طابع الحدائثة واتسمت بالراقي والجمال والبساطة .  
وبما أن مشروع المكتبة بحاجة الى اضاءة اضافية فقد تم استخدام كاسرات زجاجية عمودية تسمح لأشعة الشمس غير  
المباشرة بالنفاذ الى داخل الفراغ المعماري لجميع الطوابق.

1-3-2 الواجهة الجنوبية الشرقية :

و يظهر فيها المدخل الرئيسي للمبنى , وجمالية توزيع الكتل المعمارية .



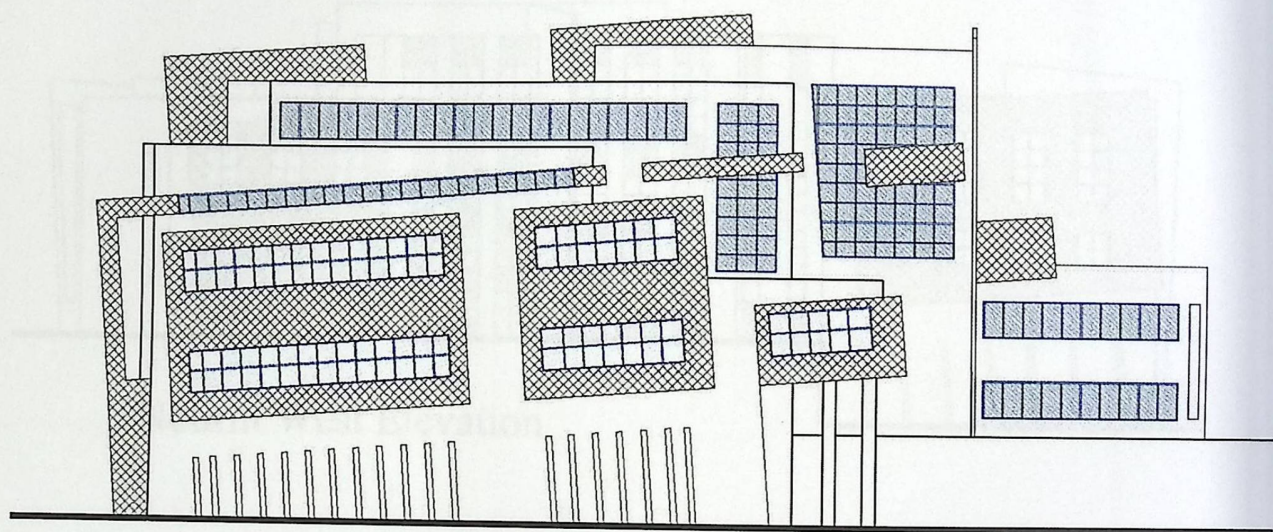
South East Elevation

Scale 1/200

الشكل (2-10): الواجهة الجنوبية الشرقية .

2-3-2 الواجهة الجنوبية الغربية :

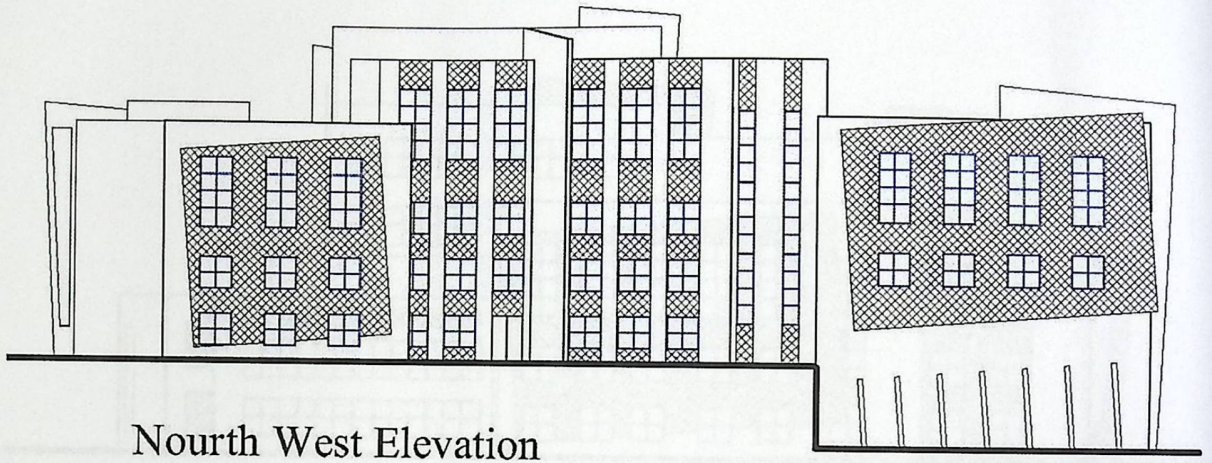
و يظهر فيها مدخل آخر للمبنى و تظهر الكتل المعمارية بشكل أوضح .



South West Elevation

الشكل (2-11): الواجهة الجنوبية الغربية .

3-3-2 الواجهة الشمالية الغربية :

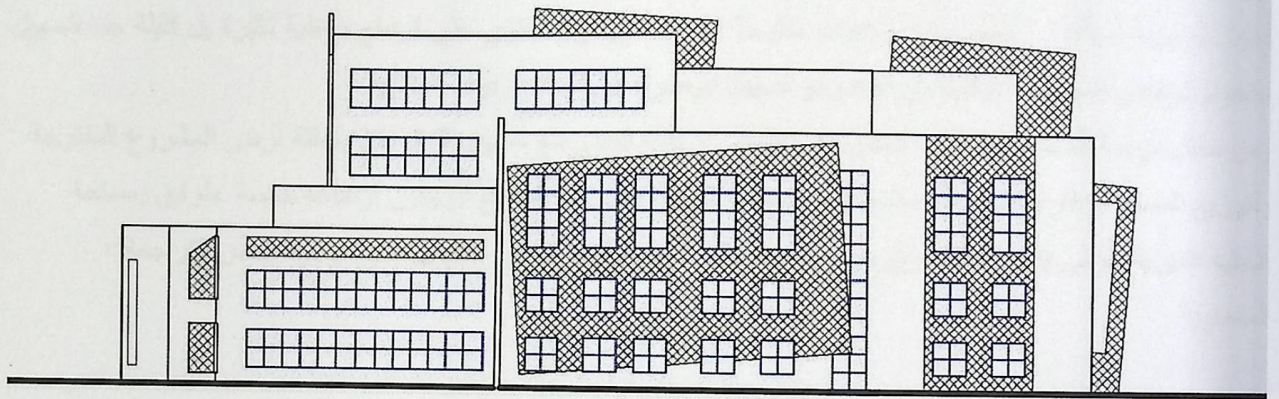


Nourth West Elevation

Nourth East Elevation

الشكل (2-12): الواجهة الشمالية الغربية .

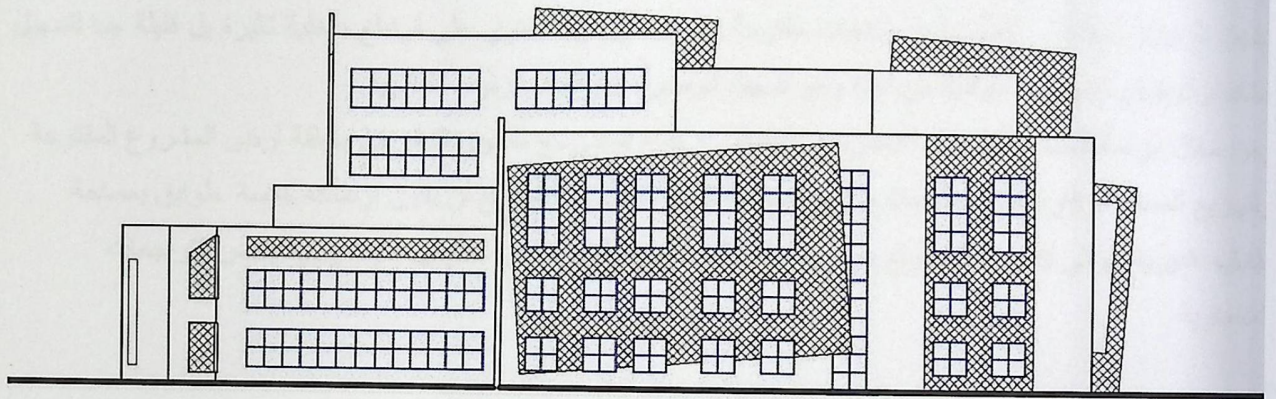
4-3-2 الواجهة الشمالية الشرقية :



Nourth East Elevation

الشكل (2-13): الواجهة الشمالية الشرقية

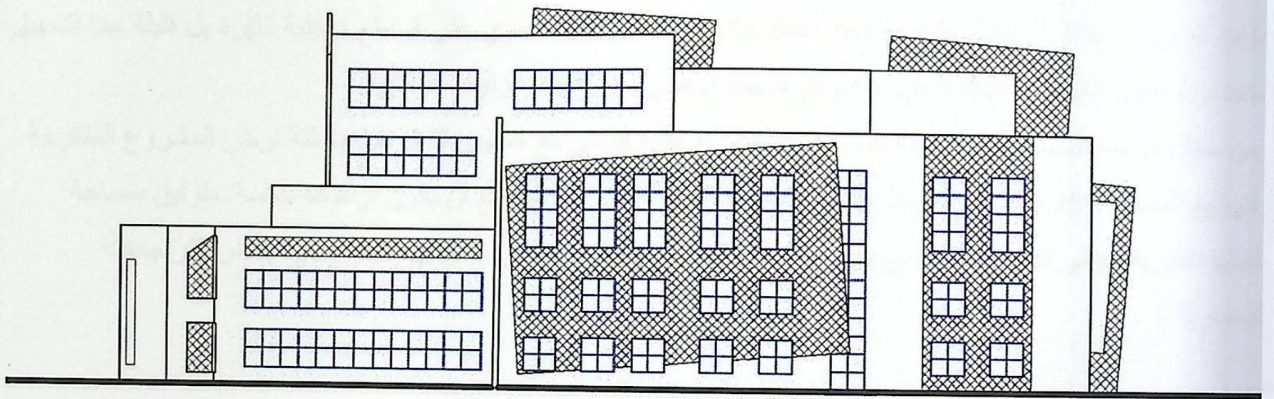
4-3-2 الواجهة الشمالية الشرقية :



Nourth East Elevation

الشكل (2-13): الواجهة الشمالية الشرقية

4-3-2 الواجهة الشمالية الشرقية :



Nourth East Elevation

الشكل (2-13): الواجهة الشمالية الشرقية



#### 4. دراسة معمارية لعناصر المشروع :

ون المكتبة بشكل عام من :

بالة العرض وتخدم 500 شخص و تستخدم لفعاليات مختلفة ولذلك فهي بحاجة لمساحة واسعة لوجود الحضور ويراعى في تصميم هذه الصالة وجود العوازل الصوتية ، والتهوية الصناعية والإضاءة المختلفة عن باقي اجزاء المبنى وذلك لاختلاف استخدامها عن باقي الفراغات في المبنى .

تيرياً: تخدم زوار وموظفين هذا المبنى.

اغات الرفوف المكتبية : تتميز بأنها مساحات مفتوحة على بعضها ولا تحتوي على قواطع داخلية كثيرة بل قليلة جدا لتسهيل استخدام الوظيفة المصممة المكتبة من اجله وهو تسهيل الوصول بين اقسام الرفوف المكتبية.

من خلال دراسة المساحة لفراغات المشروع وليتماشى ارتفاع المبنى مع مستوى النظر في منطقة أرض المشروع المقترحة لتوزيع المساحة والفراغات بشكل مناسب مع المساحة الكلية للمبنى من المتوقع أن يكون ارتفاعه خمسة طوابق بمساحة طابقه تقديرية حوالي 2300 متر مربع مع وجود اختلاف بسيط بالمساحة بين الطوابق بسبب وجود بعض التراجعات لمعمارية .

#### 5-2 النواحي المعمارية :

##### ❖ الحركة :

تعدد أشكال الحركة في المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجياً في الوصول الى المبنى الى الطابق الأرضي اولا ومن ثم داخليا بالحركة الافقية في نفس الطابق والعمودية بين الطوابق. حيث ان الحركة الافقيه تتم من خلال ردهة تتفرع منها ممرات داخل المركز بشكل سلس ومباشر بناء على اهمية العلاقات بين الفراغات. اما الحركة العمودية في المبنى منفصلة حسب طبيعة هذا القسم وطبيعة الاشخاص العاملين فيه حيث يوجد اكثر من قسم ولكل قسم حركته العمودية المنفصلة حيث ان الادارة لها حركة منفصلة ، الزائرين لهم حركتهم المنفصلة ، وكذلك قسم الاستعلامات ناهيك عن وجود مصعدين لتسهيل الحركة العمودية في المبنى .

الفصل الثالث

مداخل :-

حتوي المشروع على مدخلين أساسيين ومدخلين ثانويين :

1. المدخل الجنوبي الشرقي الأول وهو المدخل الرئيسي المؤدي الى الاستعلامات والى فراغات المبنى .
2. المدخل الجنوبي الشرقي الثاني ويؤدي مباشرة الى صالة العرض .
3. المدخل الشمالي الغربي ويعتبر مخرج للطوارئ.
4. المدخل الجنوب الشرقي الذي يؤدي الى طابق التسوية مباشرة والى دورة مياه وتبديل ملابس خاصة بصالة العرض.

## الفصل الثالث

### الدراسات الإنشائية

1-3 مقدمة

2-3 هدف التصميم الإنشائي

3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

1-3-3 الأحمال

1-1-3-3 الأحمال الميتة

2-1-3-3 الأحمال الحية

3-1-3-3 الأحمال البيئية

4-3 العناصر الإنشائية المستخدمة

1-4-3 العقود

2-4-3 الجسور

3-4-3 الأعمدة

4-4-3 الجدران الحاملة (جدران القص)

5-4-3 الجدران الاستنادية

6-4-3 الأساسات

7-4-3 الأدرج

**1- مقدمة:**

. اتمام دراسة المشروع معماريا لابد من تطبيق جميع الأفكار والمقترحات المعمارية للمبنى من خلال تصميم انشائي يلبي ه الافكار والمتطلبات , والهدف الرئيسي لعملية التصميم الانشائي هو ضمان وجود مزايا التشغيل الامن فيه مع الاخذ بعين اعتبار الابعاد الاقتصادية له.

تمد التصميم الانشائي بشكل اساسي على تصميم كاه العناصر الانشائية بحيث تقاوم كافة الاحمال التي تؤثر عليها وبالتالي يب وصف كافة هذه العناصر وصفا دقيقا يلبي متطلبات الحسابات الانشائية لهذا المشروع بالاضافة للحفاظ على الطابع معماري وعدم تغييره .

**2- هدف التصميم الانشائي :**

تبر الهدف الرئيسي للتصميم الانشائي هو انتاج مبنى آمن متكامل ومترابط يلبي جميع نواحي الاستخدام والنواحي الهندسية الانشائية , ومقاوم للمؤثرات الخارجية البيئية من زلازل ورياح وهبوط للتربة , لذلك لابد من تحديد العناصر الإنشائية ويكون ك بناء على ما يلي :-

عامل الأمان ( Safety factor ) : ويتحقق هذا العامل من خلال اختيار مقاطع انشائية قادرة على تحمل كافة القوى والأحمال والاجهادات الواقعة عليها.  
التكلفة الاقتصادية (Economy Cost) : ويتحقق هذا العامل بالإعتماد على نوع المواد المستخدمة في البناء بحيث تكون مناسبة التكلفة وتلبي الغرض المستخدمة لأجله.  
حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين.  
الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

**3-3 الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل :**

ان من أهم الأعمال للقيام بعملية التحليل والتصميم هو القيام بالدراسة النظرية للمشروع للوصول الى أفضل ما يكون من عمليات التحليل والتصميم , ويكون ذلك بعد دراسة العناصر الانشائية بشكل كامل للمبنى وتحديد الأحمال الواقعة على كل عنصر للوصول إلى التصميم المتين والأمن وطريقة العمل المناسبة.

### 1-3-1 الأحمال :

ك مجموعة من الأحمال واقعة على العناصر الإنشائية التي سوف يتم تصميمها بحيث تكون قادرة على تحملها ومقاومتها ن حدوث انهيار للمنشأة , وتنقسم هذه الأحمال الى قسمين :

الأحمال الرئيسية ( المباشرة ) : وهذه الاحمال تتضمن الأحمال الميتة والأحمال الحية والأحمال البيئية .  
الأحمال الثانوية ( غير المباشرة ) : وتشمل انكماش الجفاف للخرسانة ، والتأثير الحراري والزحف وهبوط الأساس .

لك تجب الدقة المتناهية في حسابات الأحمال ، حيث أن الخطأ في مثل هذه الحسابات يؤثر سلبا على التصميم الإنشائي وقد و ن هذا الخطأ فادحا وقد يؤدي الي خسائر بشريه وماديه .

### 1-1-3-1 الأحمال الميتة :

ي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و تجهيزات الثابتة فهي أحمال تلتصق المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه .  
فيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (NN/m <sup>3</sup> )
1	المونة والبلاط	23
3	الخرسانة	25
4	الطوب	10
5	القضارة	22
6	الرمل	17

جدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة اعتمادا على الكود الاردني

### 2-1-3-3 الأحمال الحية:

وهي الأحمال التي تتغير من حيث المقدار والموقع خلال عمر المبنى ، والتي تؤثر بشكل رأسي، وتوضع بشكل مؤقت ويمكن نقلها، ومن هذه الاوزان:

1. الأجهزة والمعدات.
  2. وزن الأثاث.
  3. القواطع المتحركة .
  4. الأحمال الحية واهم ما يمثلها الاشخاص.
- واعتمادا على الكود الاردني تم تحديد الحمل الحي ب  $5 \text{ KN/m}^2$ .

### 3-1-3-3 الأحمال البيئية: -

وهذه الأحمال تتمثل في :-

1-الرياح: عبارة عن قوى أفقية تؤثر على الواجهات الخارجية للمبنى وقوى عمودية تؤثر على أسقف المبنى , وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بوحدة الضغط. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على سرعة الرياح القصوى وارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة، والعديد من العوامل الأخرى. أحمال الزلازل أعلى من أحمال الرياح ولذلك سوف يتم أخذ أحمال الزلازل فقط بعين الاعتبار.

2-الثلوج : هي الأحمال التي يمكن أن يتعرض لها السقف بفعل تراكم الثلوج، ويمكن تقييم أحمال الثلوج على الأسس التالية:

- ارتفاع المنشأ عن سطح البحر .
  - ميلان السطح المعرض لتساقط الثلوج.
- لقد تم اعتماد حمل حي يبلغ  $5 \text{ kn/m}^2$  للأسقف وهذه القيمة اعلى من قيمة الثلوج ولذلك سوف يتم اخذ الاحمال الحية فقط بعين الاعتبار.

3-الزلازل: أهم الأحمال البيئية عبارة عن قوى أفقية وعمودية تؤثر على المبنى يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب، ويتم مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بمقطع وتسلح كافي , تضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال لذي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل.

### 4-3 العناصر الإنشائية:

كل مبنى يتكون عادةً من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تترابط مع بعضها لتحافظ ع سلامة المبنى وضمان استمراريته، ومن أهم هذه العناصر العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغير ذلك.

**1-4-3 العقّادات:**

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

لقد تم اختيار ثلاثة أنواع من العقّادات المختلفة البلاطات الخرسانية كما يلي :-

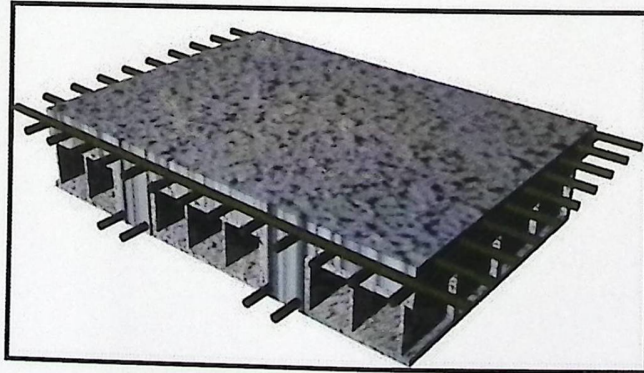
- (1) العقّادات المصمتة (Solid Slabs).
- (2) عقّادات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab).
- (3) عقّادات العصب ذات الاتجاهين (two way ribbed slab).

**1-1-4-3 العقّادات المصمتة (Solid Slabs) :**

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين وهما: بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد، وبلاطات مصمتة ذات اتجاهين وسيتم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقّادات المدرج.

**2-1-4-3 عقّادات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) :**

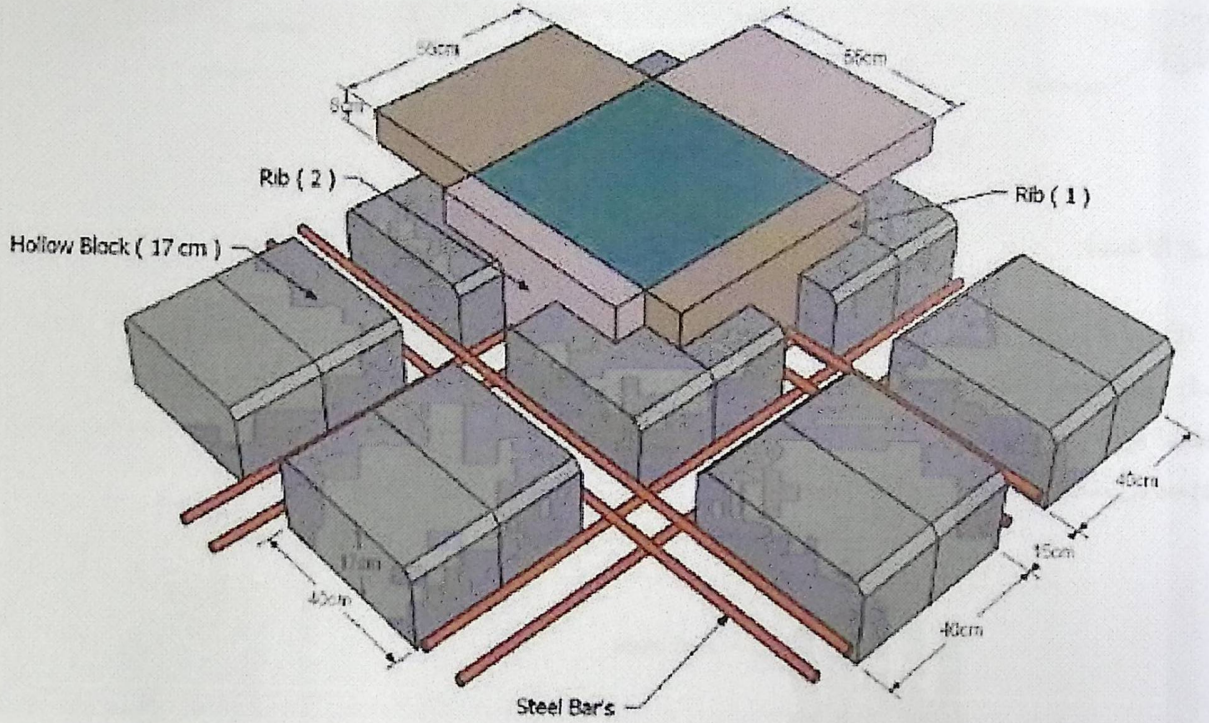
لقد تم استخدام هذه البلاطات في جميع طوابق هذا المشروع فيما عدا ما ذكر سابقاً بسبب العامل الاقتصادي.



الشكل رقم(1-3): عقّدة العصب ذات الاتجاه الواحد

**3-1-4-3 عقّادات العصب ذات الاتجاهين (two way ribbed slab) :**

تشبه السابقة من حيث المكونات ولكنها تختلف من حيث كون التسليح باتجاهين ويتم توزيع الحمل في جميع الاتجاهات، ويراعى عند حساب وزنها طوبتين وعصب في الاتجاهين، كما يظهر في الشكل (2-3)

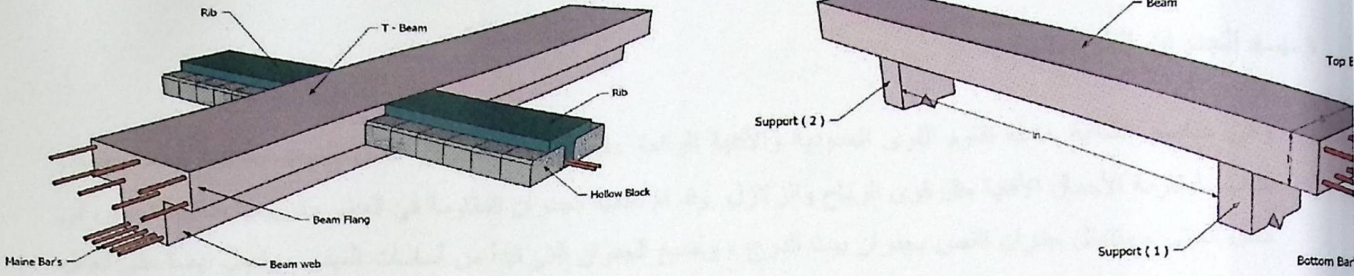


الشكل رقم (2-3): عقدة العصب ذات الاتجاهين

### 2-4-3 الجسور:

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة، وهي نوعين، جسور مسحورة \_ أي مخفية داخل العقدات \_ والجسور الساقطة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، ونظرا للمسافات المتباعدة بين الأعمدة في المبنى المراد تصميمه في هذا المشروع، فضلا عن الأحمال الكبيرة، فإن الجسور التي سوف تستخدم في العقدة ستكون من كلا النوعين حسب المسافات بين الأعمدة والحمل على الجسر.

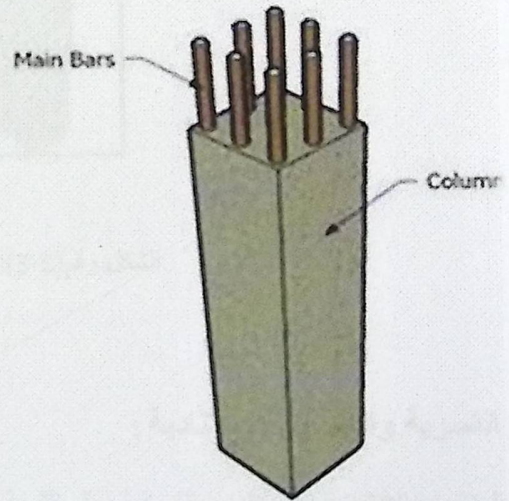
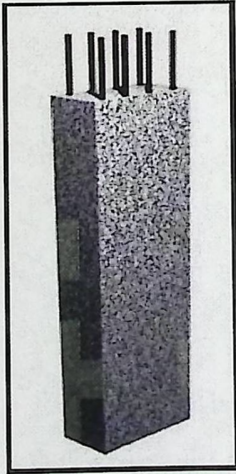




الشكل رقم (3-3): أشكال الجسور.

### 3-4-3 الأعمدة:

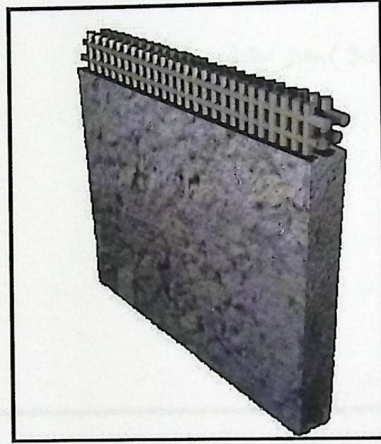
تعتبر الأعمدة العنصر الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المنشأ فهي متنوعة من حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، من الخرسانة المسلحة وبين الشكل (4-3) عدد من مقاطع الأعمدة.



الشكل رقم (3-4): أحد أشكال الأعمدة.

### 4-4-3 الجدران الخرسانية :-

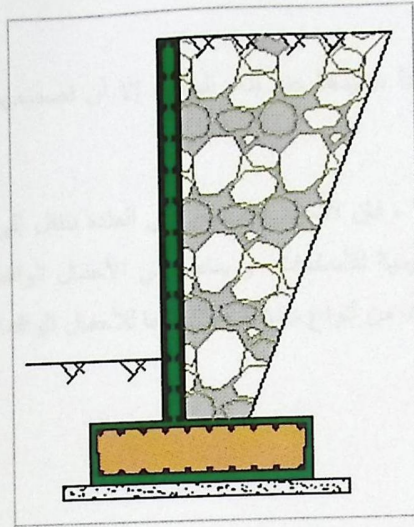
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها. حيث ان جدران القص (shear wall) تستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل. وقد تم تحديد الجدران المقاومة في المبنى وتوزيعها بشكل مدروس في كامل المبنى ، وتتمثل جدران القص بجدران بيت الدرج ، وجميع الجدران التي تبدأ من أساسات المبنى . وتعمل أيضا على تحمل مقاومة الاوزان الرأسية المنقولة إليها. ويجب توفر جدران القص في الاتجاهين بشكل يضمن أن تكون المسافة بين مركز المقاومة الذي تشكله جدران القص في كل اتجاه ومركز الثقل للمبنى أقل ما يمكن. وان تكون هذه الجدران كافية لمنع أو تقليل تولد عزوم اللي وأثارها على جدران المبنى المقاومة للقوى الأفقية.



الشكل رقم(5-3): جدار القص.

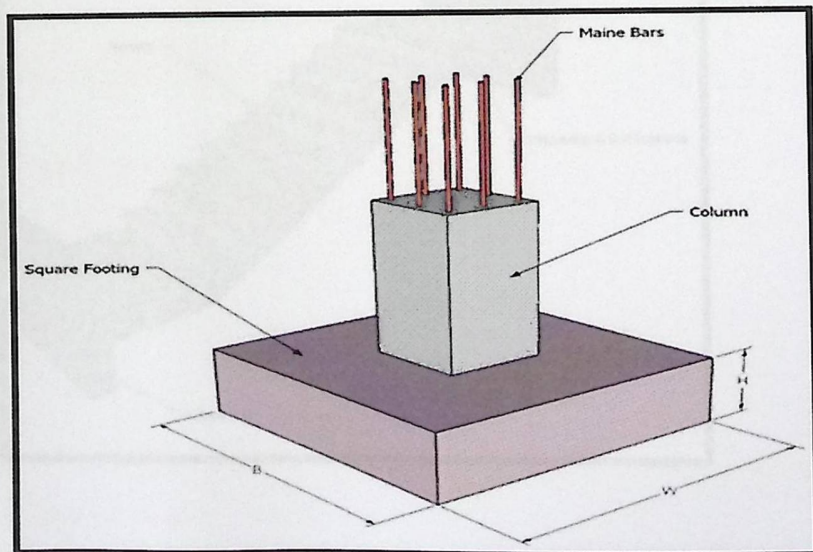
### 5-4-3 جدران التسوية والجدران الاستنادية :

وهي عبارة عن العناصر الإنشائية التي تقوم بمقاومة أحمال التربة التي تؤثر على المبنى خاصة في الطوابق التي تقع تحت منسوب سطح الأرض .



الشكل (3-6) جدار استنادي

6-4-3 الأساسات :



الشكل رقم (3-7)

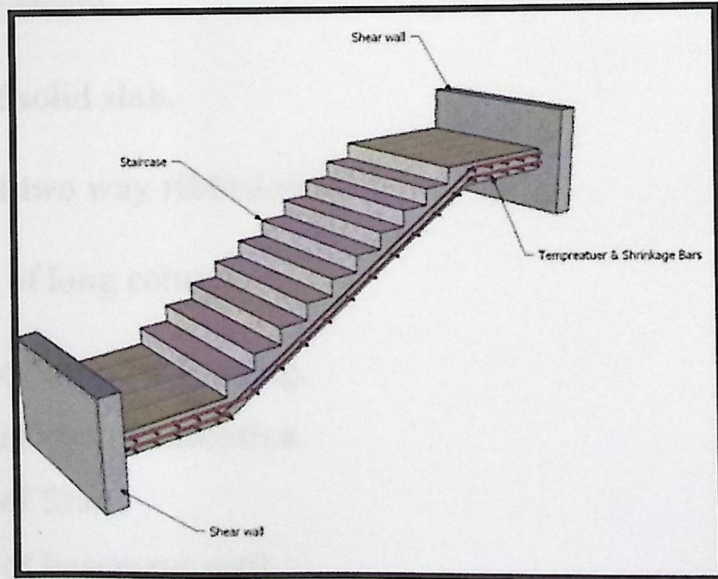
بالرغم من أن الأساسات هي أول ما يبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ، إلا أن تصميمها يتم بعد الانتهاء من عملية تحليل كافة العناصر الإنشائية الأخرى.

ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات ، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة التربة يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة ، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا للأحمال الواقعة على كل أساس ونوعية التربة.

### 7-4-3 الأدرج :

عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الراسي بين المستويات المختلفة المناسب.

وتم استخدامها في المشروع بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع، ويتم تصميمها كبلطات مصمتة .



الشكل رقم (3-8): تسليح الأدرج

## Chapter Four (4)

### Structural Analysis and Design

4 – 1 Introduction.

4 – 2 Factored Loads.

4 – 3 Determination of thickness.

4 – 4 Load Calculation.

4 – 5 Design of Topping.

4 – 6 Design of rib (18) in the ground floor slab.

4 – 7 Design of Beam.

4 – 8 Design of solid slab.

4 – 9 Design of two way ribbed slab.

4 – 10 Design of long column.

4 – 11 Design of Isolated Footing.

4 – 12 Design of strip foundation.

4 – 13 Design of Stair.

4 – 14 Design of basement wall.

4 – 15 Design of Shear wall .

4 – 16 Design composite beam.

### **4-1: Introduction**

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

The design strength provided by a member, its connections to other members, and its cross-sections in terms of flexure, and load, shear, and torsion is taken as the nominal strength calculated in accordance with the requirements of ( ACI\_318) code .

### **4-2 : Factored Loads.**

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

$$q_u = 1.2DL + 1.6L.L \quad \text{ACI - 318 - 05}$$

*DL: Dead Load .*

*LL: Live Load .*

### **4-3 Determination of Thickness of Slabs:**

#### **4-3-1 Determination of Thickness for One Way Rib Slab:**

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

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

## Chapter Four

Spans from left to right for one way slab:

$$\frac{L}{18.5} = \frac{6.15}{18.5} = 0.33 \text{ m} \quad \text{ACI-318-05}$$

$$\frac{L}{21} = \frac{6.891}{21} = 0.33 \text{ m}$$

Take  $h = 35 \text{ cm}$ .

### 4-4:Load Calculation:

#### One - way ribbed slab.

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

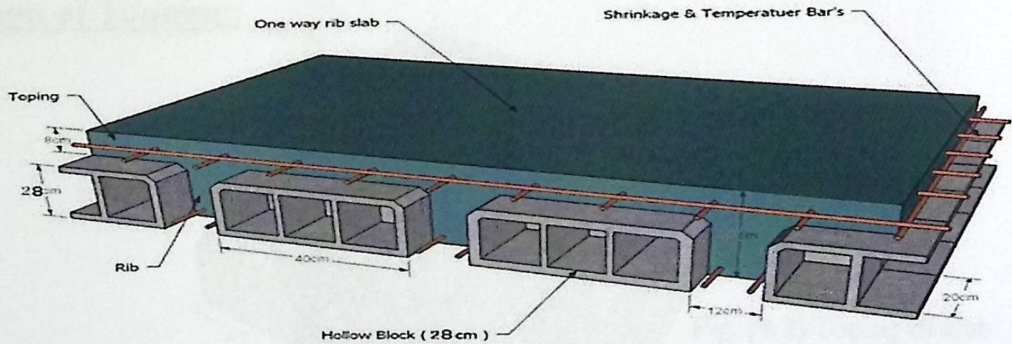


Fig. (4-1) One way rib slab

Calculation of the total dead load for one way rib slab is shown in the following table:

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Rib	$0.12 \times 0.27 \times 25 =$	0.81 KN/m
2	Top Slab	$0.08 \times 0.54 \times 25 =$	1.08 KN/m
3	Plaster	$0.03 \times 0.54 \times 22 =$	0.3564 KN/m
4	Block	$0.27 \times 0.4 \times 10 =$	1.08 KN/m

5	Sand Fill	$0.07 \times 0.54 \times 17 =$	0.6426 KN/m
6	Tile	$0.03 \times 0.54 \times 23 =$	0.3726 KN/m
7	Mortar	$0.03 \times 0.54 \times 23$	0.3726 KN/m
8	partitions	$2.3 \times 0.54$	1.242 KN/m
			5.96 KN/m

Table (4 – 1) Calculation of the total dead load for one way rib slab.

Total Dead Load:

$$D.L._{total} = 0.81 + 1.08 + 0.3564 + 1.08 + 0.6426 + 0.3726 + 0.3726 + 1.242 = 5.96 \text{ KN/m of rib}$$

For cultural center the live load is  $5 \text{ kN/m}^2$

$$L.L._{total} = 5 * 0.54 = 2.7 \text{ KN/m of rib}$$

#### 4-5 Design of Topping:

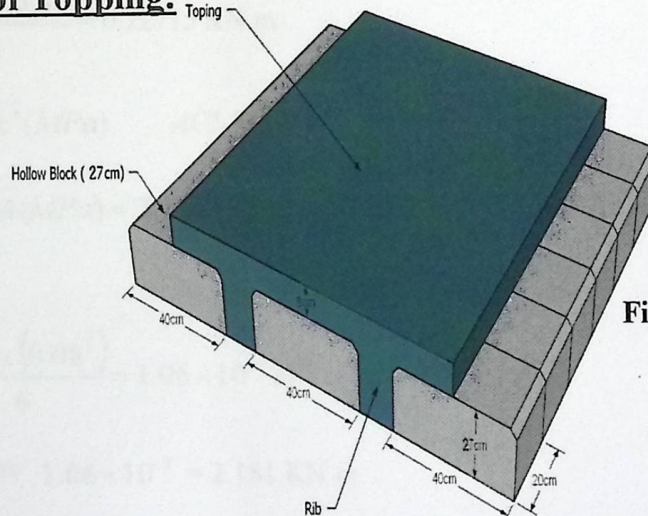


Fig. (4-2) Topping of slab

#### **Design of Topping for Ribbed Slab as a Plain Concrete Section :-**

Dead load for topping =

$$\begin{aligned}
 & 0.03 \times 23 \times 1 \text{ (tiles)} \\
 + & 0.03 \times 23 \times 1 \text{ (mortar)} \\
 + & 0.07 \times 17 \times 1 \text{ (sand)} \\
 + & 2.3 \text{ (partitions)}
 \end{aligned}$$



## Chapter Four

$$\begin{aligned} &+ 0.08 \times 25 \times 1 \text{ (top)} \\ &+ 0.03 \times 22 \times 1 \text{ (plaster)} = 7.53 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Live Load =  $5 \times 1 = 5 \text{ KN/m}$ . (for Stores)

$$\begin{aligned} W_u &= (1.2 * 7.53) + (1.6 * 5) \\ &= 17.036 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

→ For a one meter strip  $W_u = 17.036 \text{ KN/m}$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{W_u * l^2}{12}$$

$$M_u = \frac{17.036 * 0.4^2}{12} = 0.22715 \text{ KN.m}$$

$$f_r = 0.42 \times \sqrt{f_c'} \text{ (MPa)} \quad \text{ACI-318-05}$$

$$f_r = 0.42 \times \sqrt{24} \text{ (MPa)} = 2.05757 \text{ MPa} = 2.057 * 1000 = 2057.57 \text{ KN / m}^2$$

$$M_n = f_r * s$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{1.00 \times (0.08^2)}{6} = 1.06 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\Phi M_n = 2057.57 * 1.06 \times 10^{-3} = 2.181 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n = 1.19956 \text{ KN.m} > M_n = 0.22715 \text{ KN.m}$$

The strength of plain concrete section > loaded section .

The plain concrete section is safe ,

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

For the shrinkage and temperature reinforcement:

## Chapter Four

$$\rho = 0.0018$$

ACI-318-08 (7.12.2.1)

$$A_s = \rho \times b \times h = 0.0018 \times 1000 \times 80 = 144 \text{ mm}^2$$

Try bars  $\Phi 8$  with  $A_s = 50.27$

$$\text{Bar numbers } n = \frac{A_s}{A_s \phi 8} = \frac{144}{50.27} = 2.87$$

Take 3  $\Phi 8$  with  $A_s = 150.8 \text{ mm}^2/\text{m strip}$  or  $\Phi 8 @ 300\text{mm}$

In both direction step (S) is the smallest of :-

1)  $3h = 3 \times 80 = 240\text{mm}$ ..... control ACI-318-08 (10.5.4)

2) 450mm

3)  $s = 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5C_c = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm}$  but

$$s \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} \times 420} \right) = 300\text{mm} \quad \text{ACI-318-08 (10.6.4)}$$

4) Take  $\Phi 8 @ 200\text{mm}$  in both direction  $S = 200\text{mm} < S_{\text{max}} = 240\text{mm}$ .....ok

Use  $\Phi 8 @ 200 \text{ c}$

### 4-6 Design of Rib (18):

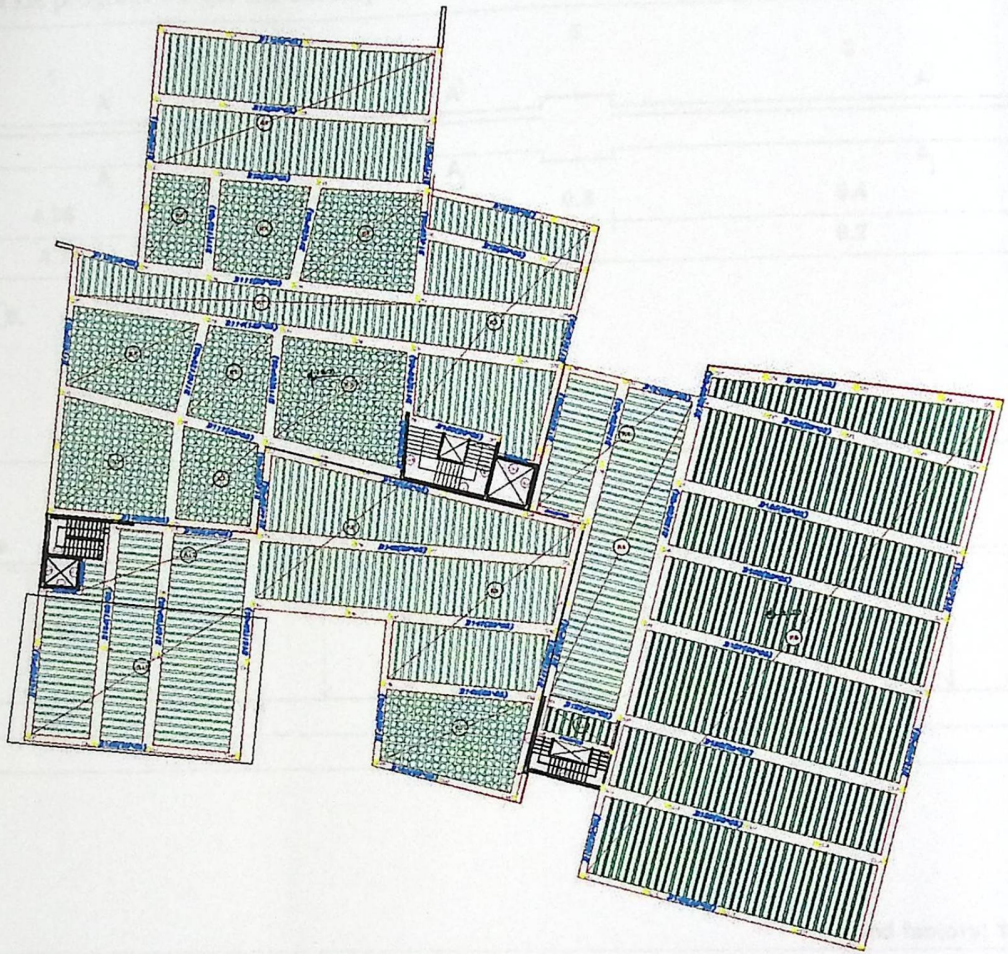
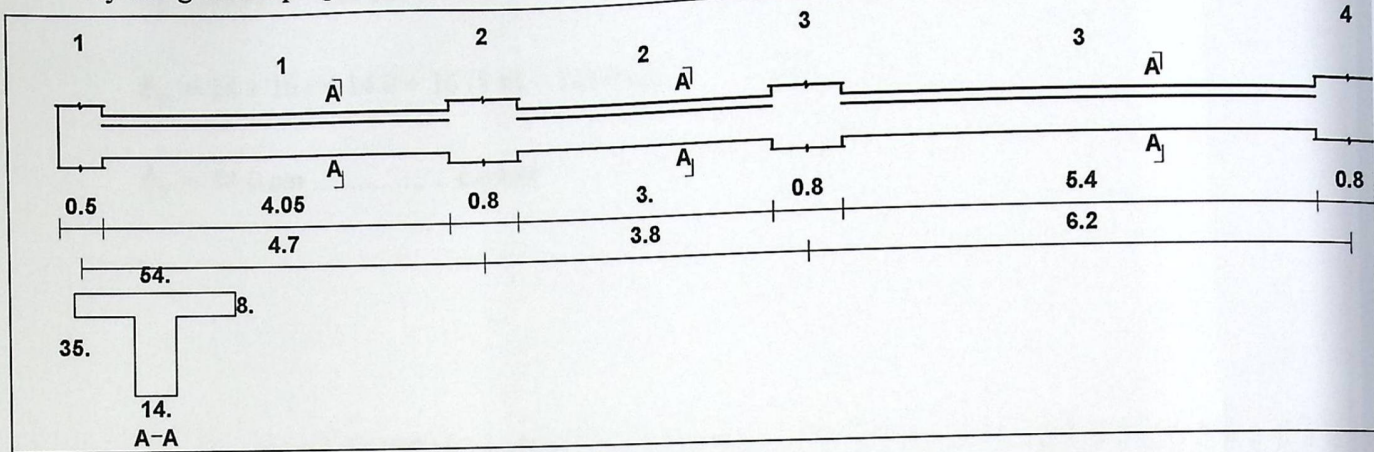


Fig. (4 - 3) rib (18). Ground.

# Chapter Four

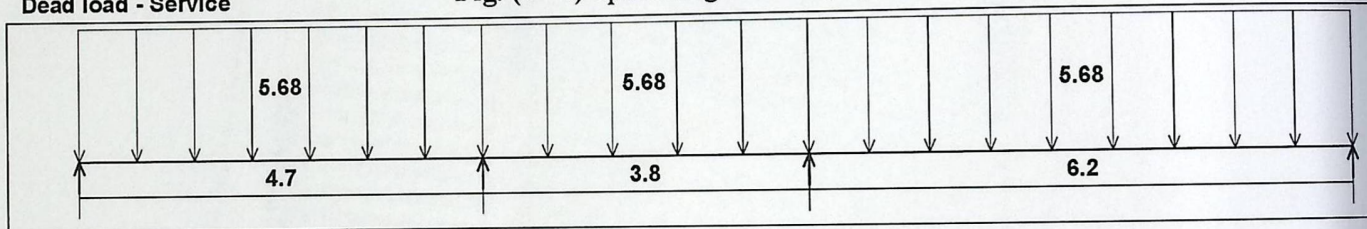
By using ATIR program we get the envelope moment and shear force diagram as the follows:-



load group no. 1  
Dead load - Service

Fig. (4 - 4) Spans length of rib (18).Ground

Units:kN,m



Live load - Service

Load factors: 1.20,1.20/1.60,0

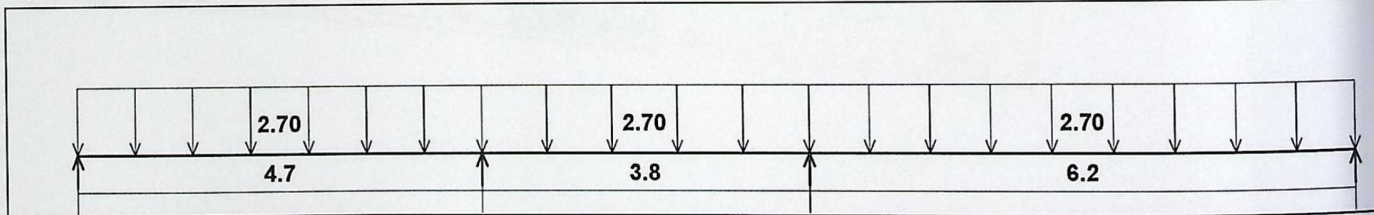


Fig. (4 - 5) surface Load of rib (18)-(KN.m).

*Effective Flange width (  $b_E$  )*

*ACI-318-05*

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

## Chapter Four

$$b_E = 504 / 4 = 126 \text{ cm}$$

$$b_E = 14 + 16t = 14.0 + 16(8.0) = 142.0 \text{ cm}$$

$$b_E = 54.0 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{control}$$

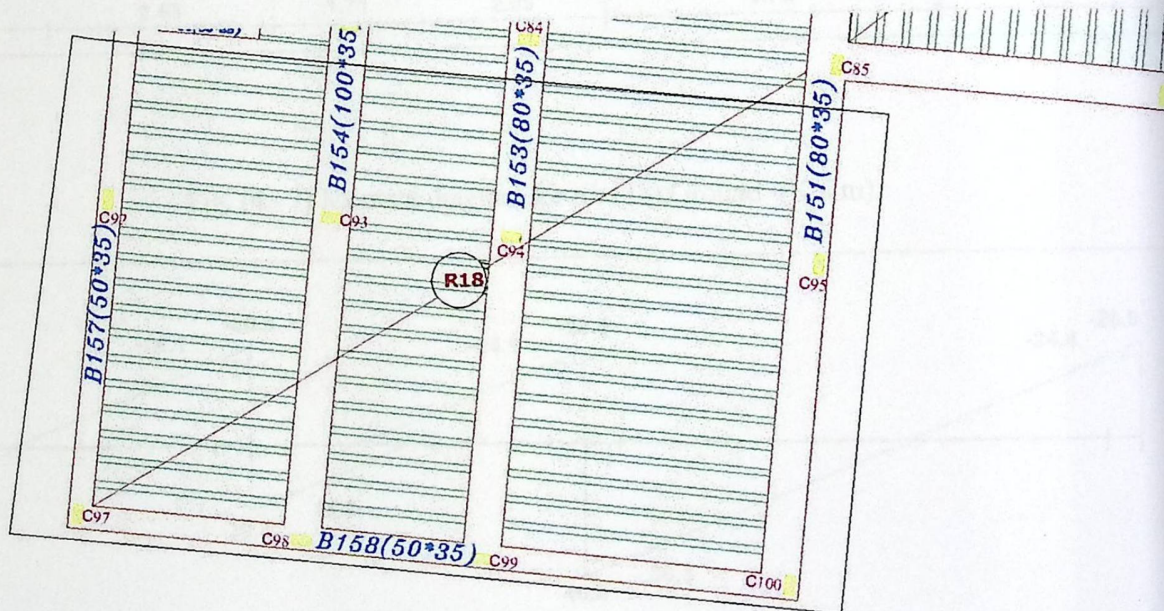


Fig.(4-6) Rib location

Moments: spans 1 to 3

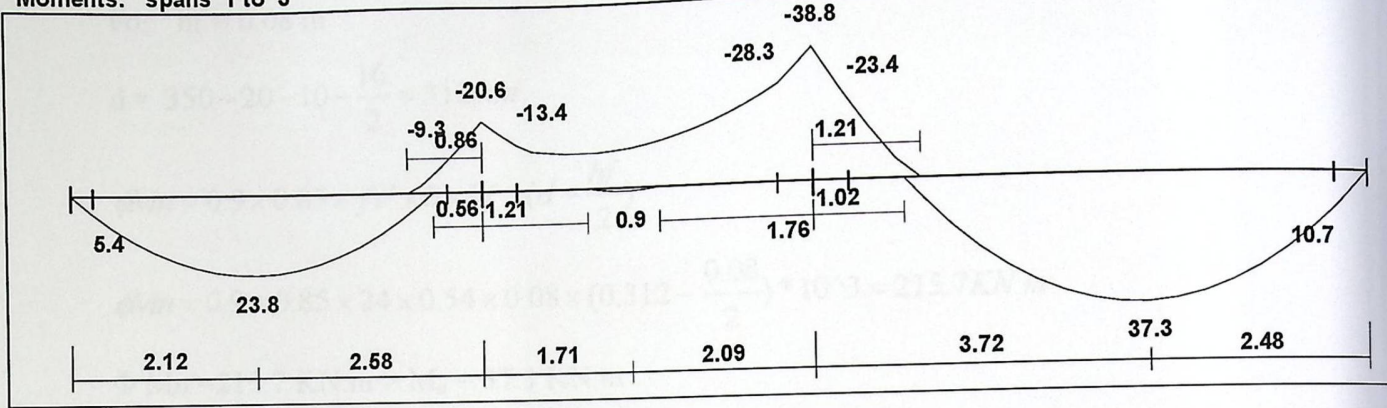


Fig. (4 - 7) Moment diagram for rib (18).Ground -(KN.m).

Shear

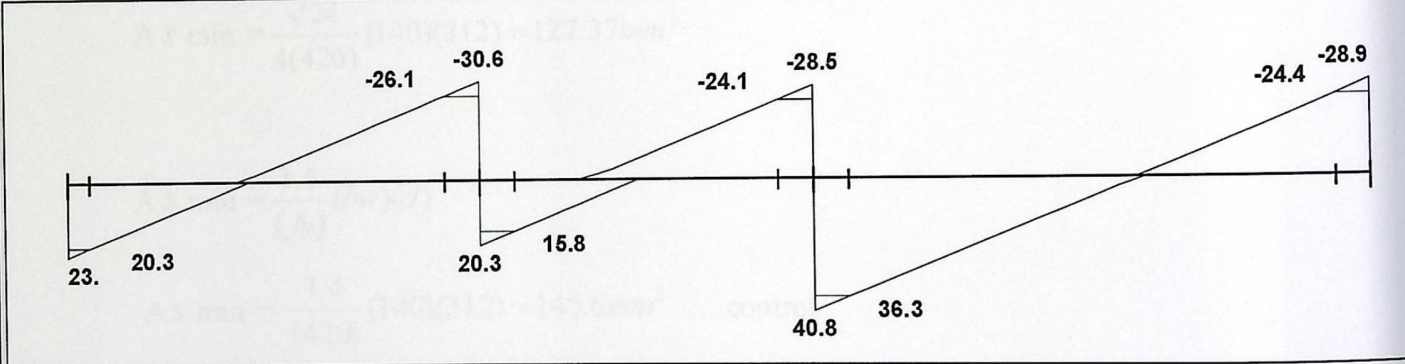


Fig. (4 - 8) Shear diagram for rib (18).Ground -(KN).

**4-6-1 : Design of Positive Moment for Rib :**

Assume bar diameter  $\Phi$  16 for main positive reinforcement :-

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrups}} - \frac{db}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{16}{2} = 312\text{mm}$$

The maximum positive moment in all spans of rib 2  $M_u = 37.3 \text{ KN.m}$

» Use  $M_u$  max positive for span = 37.3 kN.m

## Chapter Four

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

For  $hf = 0.08$  m

$$d = 350 - 20 - 10 - \frac{16}{2} = 312 \text{ mm}$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times f'c' \times b \times hf \times \left(d - \frac{hf}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 0.9 \times 0.85 \times 24 \times 0.54 \times 0.08 \times \left(0.312 - \frac{0.08}{2}\right) \times 10^3 = 215.7 \text{ KN.m}$$

$$\Phi Mn = 215.7 \text{ KN.m} > Mu = 37.3 \text{ KN.m}$$

Design as a rectangular with  $b_E = 54$  cm

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{f'c'}}{4(fy)} (bw)(d) \quad \text{ACI-318-08 (10.5.1)}$$

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (140)(312) = 127.37 \text{ mm}^2$$

$$As_{\min} = \frac{1.4}{(fy)} (bw)(d)$$

$$As_{\min} = \frac{1.4}{(420)} (140)(312) = 145.6 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f'c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(37.3 / 0.9) \times (10)^{-3}}{(0.54)(0.312)^2} = 0.7884 \text{ MPA}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mRn}{fy}} \right) = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.7884 \times 20.59}{420}} \right) = 0.001914$$

$$As = 0.001914 (540) (312) = 322.47 \text{ mm}^2 > As_{\min} = 145.6 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = As / As_{\text{bar}} = 322.47 / 201.06 = 1.60 \quad \text{use } 2 \Phi_{16} \text{ with an area} = 2 \times 201.06 = 402.12$$

## Chapter Four

\* Note  $A_{\Phi 16} = 201.06 \text{ mm}^2$

Select bottom bars  $2\Phi 16$

Total  $A_s$  (provide) =  $402.12 \text{ mm}^2$

\* Check Strain:

Tension = Compression

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

$$402.12 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 540 \times a$$

$$a = 15.331 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{15.331}{0.85} = 18.0369 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{312 - 18.0369}{18.0369} \times 0.003 = 0.0489$$

$$\varepsilon_s = 0.0489 > 0.005$$

Ok.....

### 4-6-2 : Design of Negative Moment for Rib :

According to ACI 8.9.3 — for beams built integrally with supports, design on the basis of moments at faces of support shall be permitted.

The maximum negative moment at the face of support is

$$\mathbf{Mu = 28.3 \text{ kN.m}}$$

Design as a rectangular with  $b_E = 14 \text{ cm}$

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4(f_y)} (bw)(d)$$

ACI-318-08 (10.5.1)



## Chapter Four

$$A_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (140)(312) = 127.37 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(f_y)} (b_w)(d)$$

$$A_s \text{ min} = \frac{1.4}{(420)} (140)(312) = 145.6 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$R_n = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{(28.3 / 0.9) \times (10)^{-3}}{(0.140)(0.312)^2} = 2.31 \text{ MPA}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.31 \times 20.59}{420}} \right)$$

$$\rho = 0.00585$$

$$A_s = 0.00585 (140) (312) = 255.528 \text{ mm}^2 > A_s \text{ min} = 145.6 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ of bars} = A_s / A_{s \text{ bar}} = 255.528 / 153.938 = 1.66 \quad \text{use } 2 \Phi_{14} \text{ with an area} = 2 * 153.938 = 307.876$$

$$* \text{ Note } A_{\Phi_{14}} = 153.938 \text{ mm}^2$$

Select Top bars  $2\Phi_{14}$

$$\text{Total } A_s \text{ (provide)} = 307.876 \text{ mm}^2$$

\* Check Strain:

Tension = Compression

## Chapter Four

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

$$307.876 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 140 \times a$$

$$a = 45.276 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{45.276}{0.85} = 53.266 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{312 - 53.266}{53.266} \times 0.003 = 0.0146$$

$$\varepsilon_s = 0.0146 > 0.005$$

Ok.....

### 4-6-3 : Design of shear for rib :

The maximum shear force at the distance **d** from the face of support **Vu = 36.3 kN**  
 Shear strength, **Vc**, provided by concrete for the ribs may be taken 10% greater than that for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and the closely spaced ribs (ACI Code, Section 8.13.8).

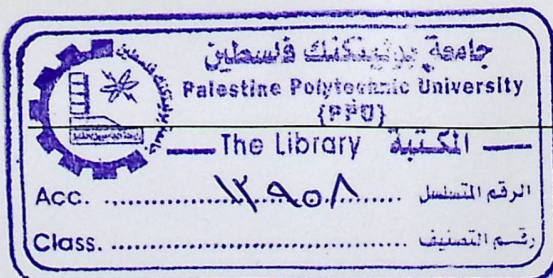
$$V_{u \text{ critical}} = 36.3 \text{ kN}$$

$$1- \quad V_u \leq \frac{1}{2} \times 1.1 \times \Phi V_c$$

$$\frac{1}{2} \times 1.1 \times \Phi V_c = \frac{1}{2} \times 1.1 \times \Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b_w \times d$$

$$\frac{1}{2} \times 1.1 \times \Phi V_c = \frac{1}{2} \times 1.1 \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.14 \times 0.312 \times 1000 = 14.71 \text{ kN}$$

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



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

$$1.1 \times \Phi V_c = 1.1 \times 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 0.14 \times 0.312 \times 1000 = 29.423$$

$$V_u = 36.3 > \Phi V_c = 29.423$$

$$V_s \text{ min} = \frac{\sqrt{24}}{16} (140)(312) \times 10^{-3} = 13.37 \text{ mm}^2$$

$$V_s \text{ min} = \frac{1}{3} (140)(312) \times 10^{-3} = 14.56 \text{ mm}^2 \dots\dots \text{control}$$

$$\Phi V_s \text{ min} = .75 * 14.56 = 10.92$$

$$\Phi (V_c + V_s \text{ min} ) = 29.423 + 10.92 = 40.343$$

$$V_u = 36.3 < 40.343$$

minimum shear reinforcement is provided ( $A_v \text{ min}$ ) with

$$S_{\text{max}} \leq 312 / 2 = 156 \text{ mm}$$

$$S_{\text{max}} \leq 600 \text{ mm}$$

use  $\Phi 8 - 15 \text{ cm}$

Fig (4-9) Design location

**4-7 : Design Of beam for flexure :-**

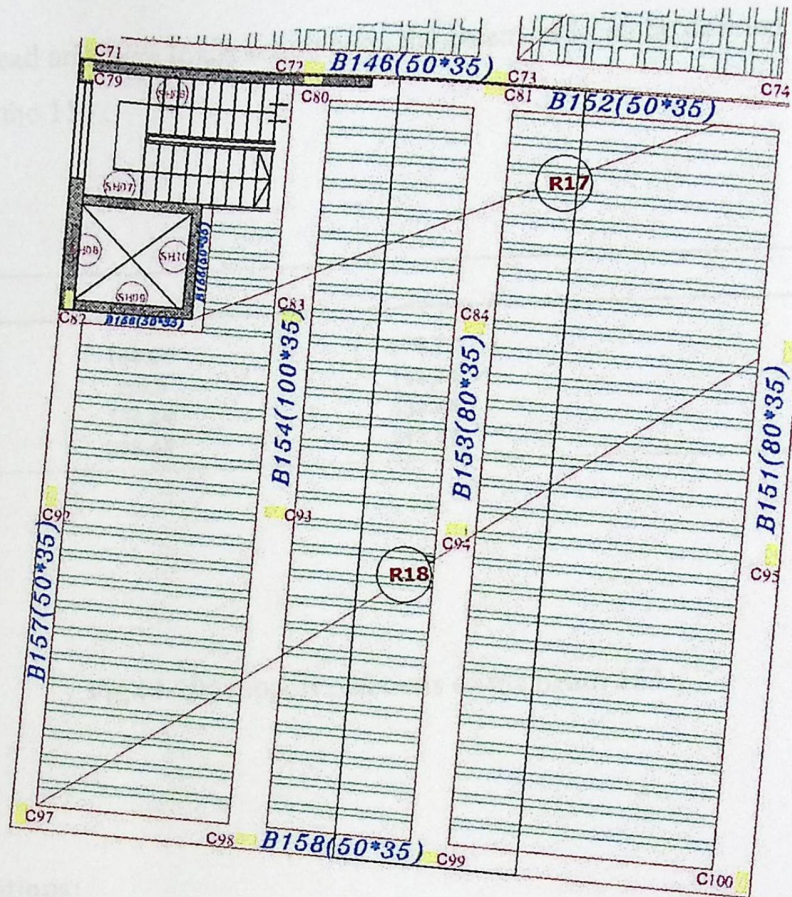


Fig.(4-9) Beam location

Load calculations for Beam 153 :

## Chapter Four

The distributed Dead and Live loads acting upon the Beam 153 can be defined from the support reactions of the 153 .

Reactions Factored				
DeadR	89.59	184.04	279.72	117.65
LiveR	49.18	120.5	153.71	61.89
Max R	138.77	304.54	433.43	179.55
Min R	85.92	206.42	314.17	115.52

Fig.(4-10) support reactions of the beam 153

### Dead Load calculations:

The maximum support reaction (factored) from Dead Loads for rib 17 upon beam 153 is 279.72 KN . The distributed Dead Load from the Rib 17 on Beam 153 :

$$W_{DL \text{ from rib110}} = \frac{279.72}{0.54} = 518 \text{ KN} / \text{m}$$

Assume the width of the beam = 0.8 m , then the own weight of the beam and the weight of the floor layers within the beam width can be calculated:

Dead load of topping =

$$0.03 \times 23 \times 1 \text{ (tiles)}$$

## Chapter Four

---

$$\begin{aligned} &+ 0.03 \times 23 \times 1 \text{ (mortar)} \\ &+ 0.07 \times 17 \times 1 \text{ (sand)} \\ &+ 2.3 \text{ (partitions)} \\ &+ 0.08 \times 25 \times 1 \text{ (top)} \\ &+ 0.03 \times 22 \times 1 \text{ (plaster)} = 7.53 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

The total factored Dead Load:  $W_{DL} = 518 + 1.2 \times 7.53 = 527.036 \text{ KN/m}$

### Live Load calculations:

The maximum support reaction (factored) from Live Loads for rib 17 upon beam 153 is **153.71 KN**. The distributed live Load from the Rib 17 on Beam 153:

$$W_{LL \text{ from rib 17}} = \frac{153.71}{0.54} = 284.648 \text{ KN/m}$$

The Live Load within the beam width (**b=0.8 m**) can be calculated:

$$LL = 0.8 \times 5 = 4 \text{ KN/m}$$

The total factored Live Load:  $W_{LL} = 284.648 + 1.6 \times 4 = 291.04 \text{ KN/m}$

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

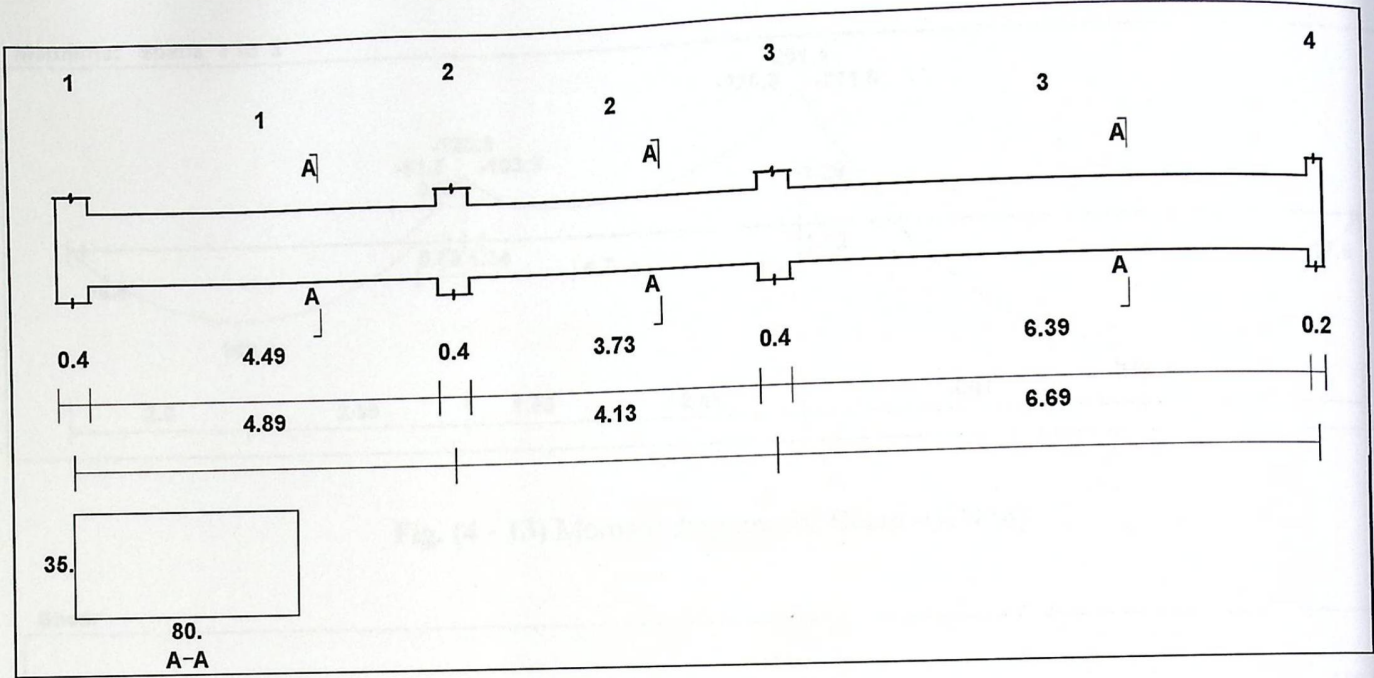


Fig. (4 - 11) Spans length of Beam

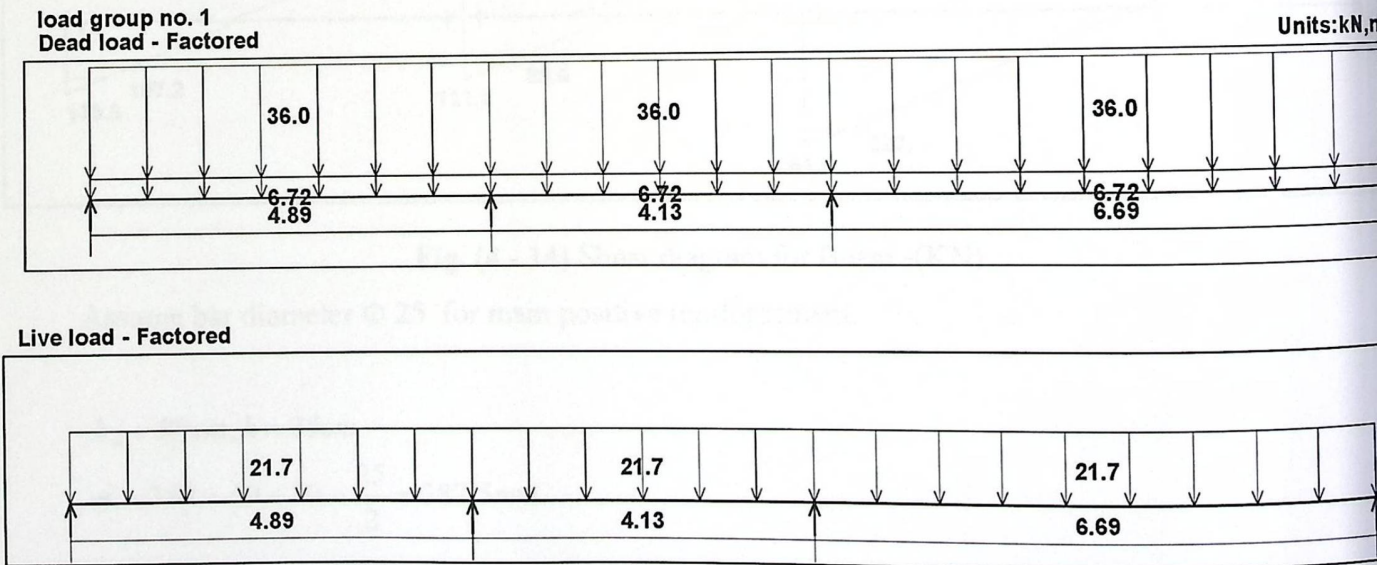


Fig. (4- 12) Factored Load of Beam-(KN.m).

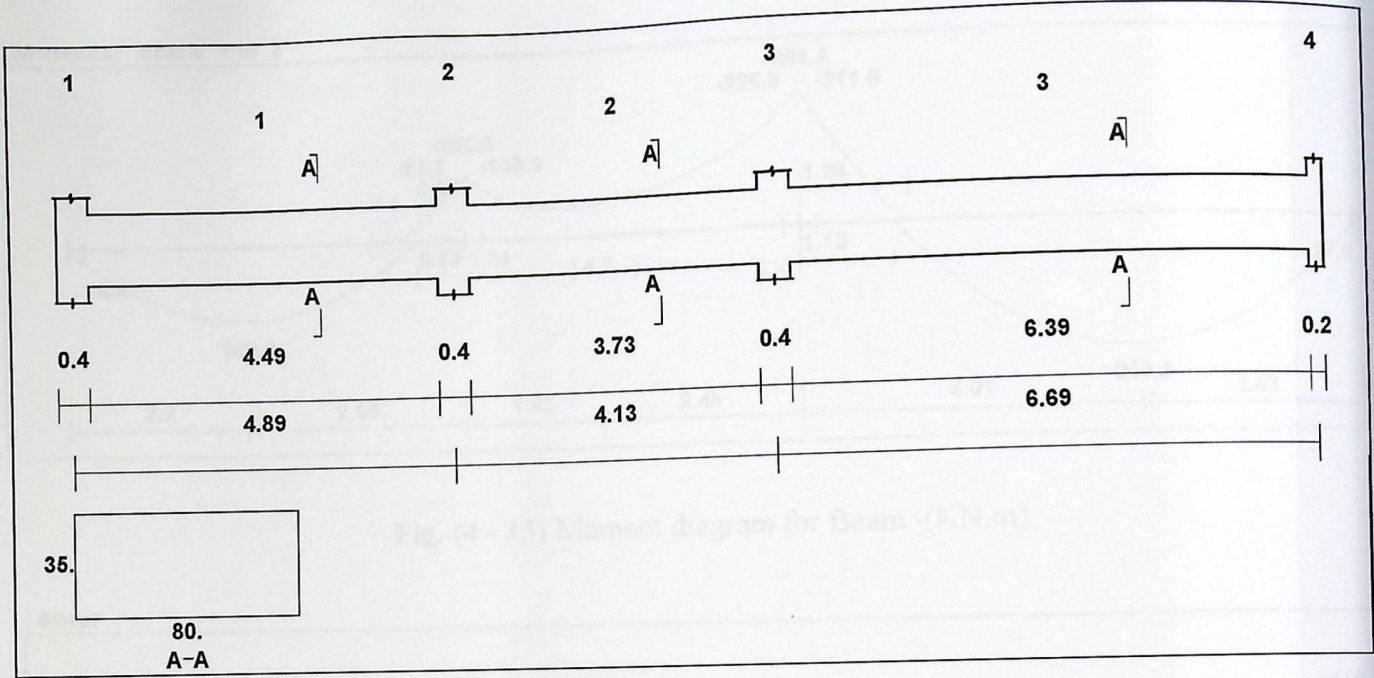


Fig. (4 - 11) Spans length of Beam

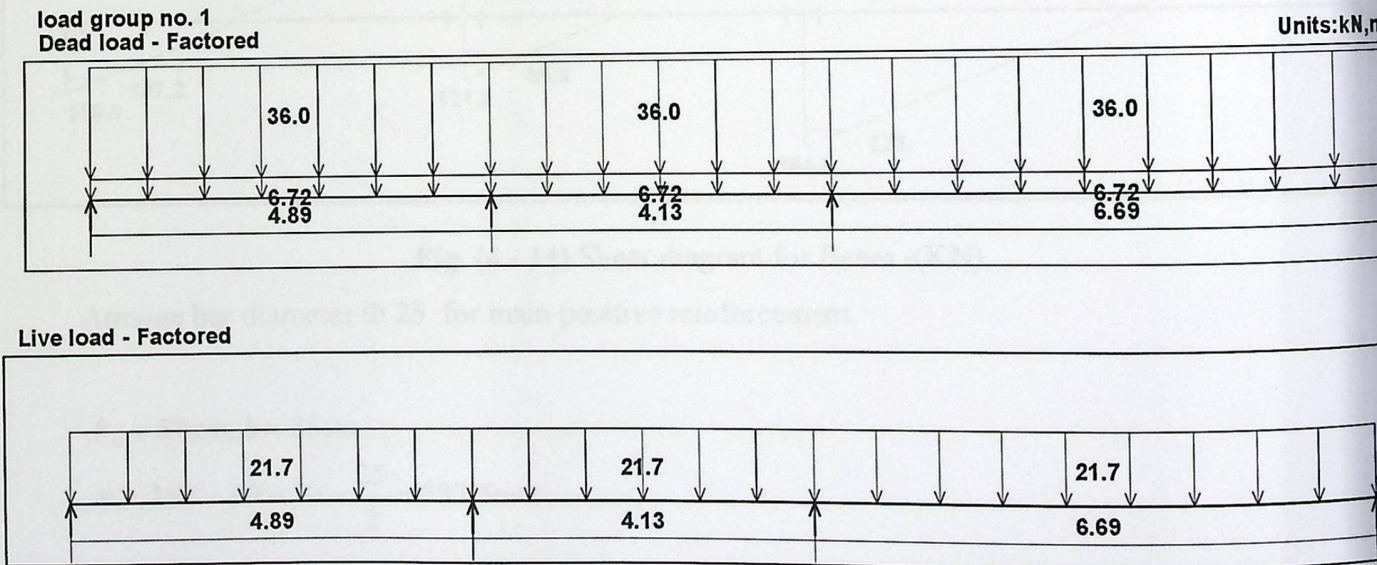


Fig. (4- 12) Factored Load of Beam-(KN.m).



Moments: spans 1 to 3

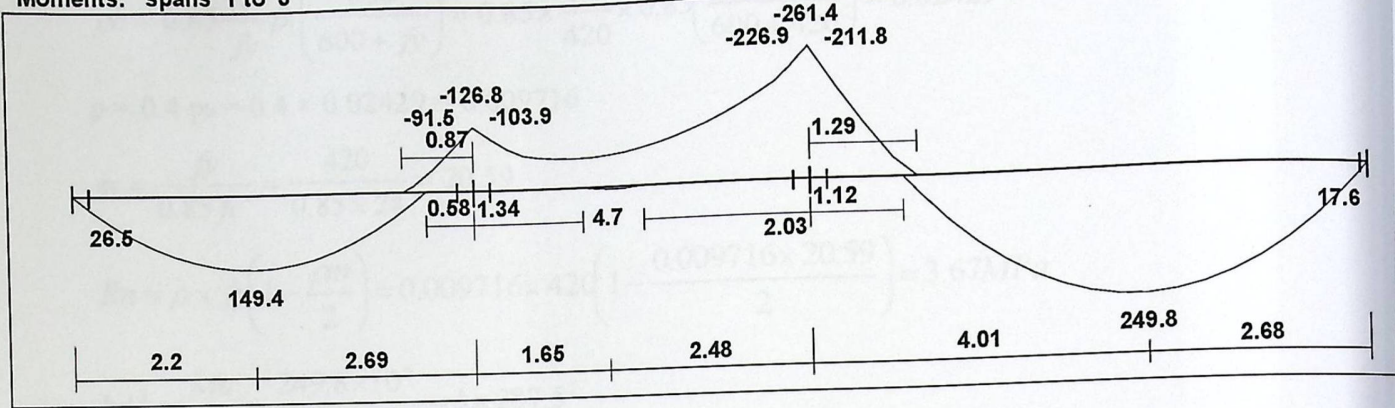


Fig. (4 - 13) Moment diagram for Beam -(KN.m).

Shear

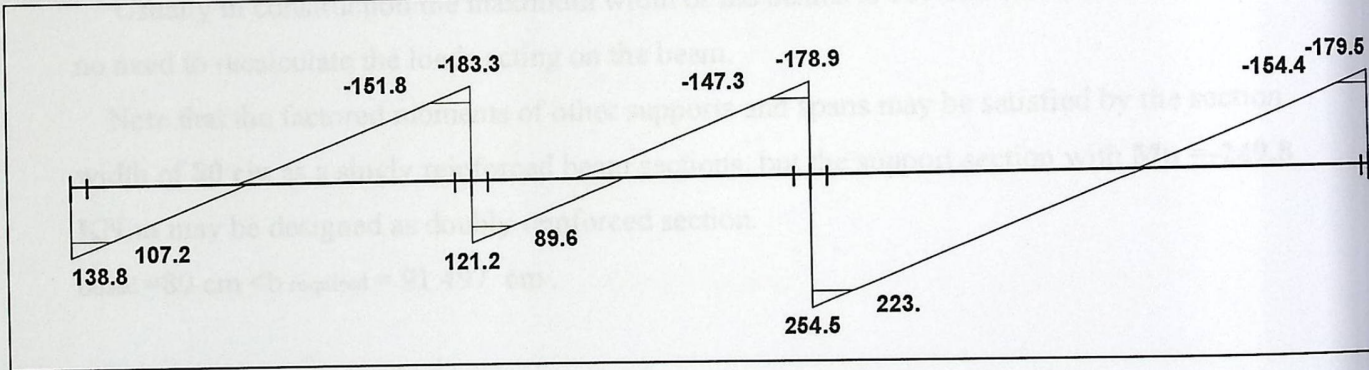


Fig. (4 - 14) Shear diagram for Beam -(KN)

Assume bar diameter  $\Phi$  25 for main positive reinforcement.

$$b_w = 80\text{cm}, h = 35\text{cm}$$

$$d = 350 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 287.5\text{mm}$$

The width of the Beam 153 can be defined from the maximum factored moment

The maximum factored moment in Beam 153  $M_u = -249.8 \text{ KN.m}$

Take  $\Phi = 0.9$  for flexure as tension-controlled section

Assume  $p = 0.4 \rho_b$

Take  $\beta = 0.85$  ( $f_c' = 24$ )

# Chapter Four

Moments: spans 1 to 3

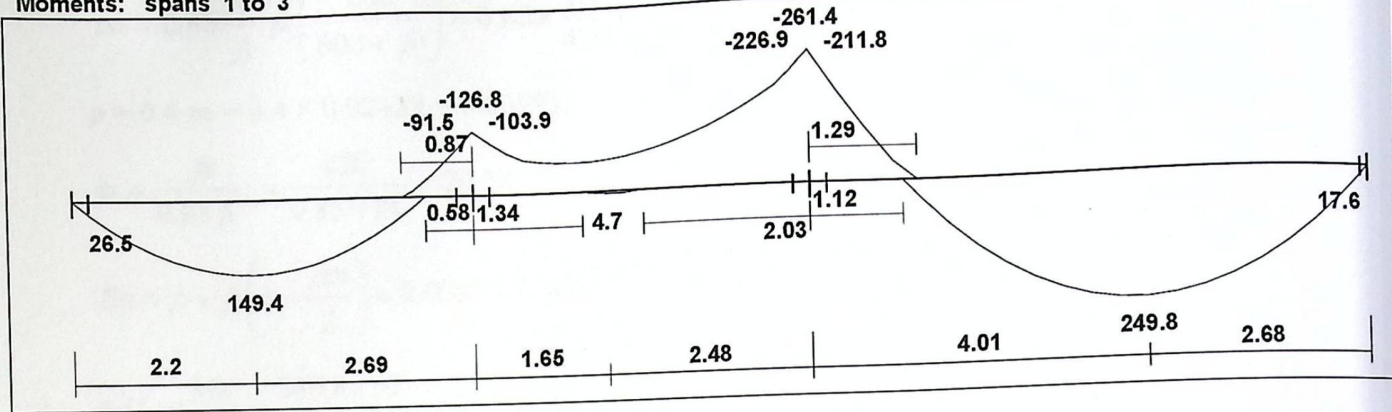


Fig. (4 - 13) Moment diagram for Beam -(KN.m).

Shear

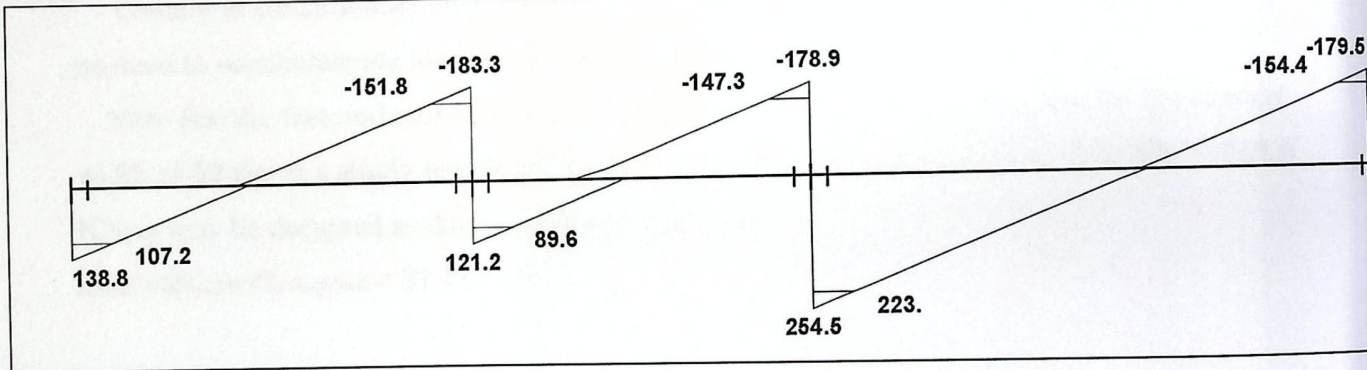


Fig. (4 - 14) Shear diagram for Beam -(KN)

Assume bar diameter  $\Phi$  25 for main positive reinforcement.

$$b_w = 80cm, h = 35cm$$

$$d = 350 - 40 - 10 - \frac{25}{2} = 287.5mm$$

The width of the Beam 153 can be defined from the maximum factored moment

The maximum factored moment in Beam 153  $M_u = -249.8 \text{ KN.m}$

Take  $\Phi = 0.9$  for flexure as tension-controlled section

Assume  $p = 0.4 p_b$

Take  $\beta = 0.85$  ( $f_c' = 24$ )

## Chapter Four

$$\rho_b = 0.85 \frac{f_c'}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.85 \times \frac{24}{420} \times 0.85 \left( \frac{600}{600 + 420} \right) = 0.02429$$

$$p = 0.4 \rho_b = 0.4 \times 0.02429 = 0.009716$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$$R_n = \rho \times f_y \left( 1 - \frac{\rho m}{2} \right) = 0.009716 \times 420 \left( 1 - \frac{0.009716 \times 20.59}{2} \right) = 3.67 \text{ MPa}$$

$$bd^2 = \frac{Mu}{\phi R_n} = \frac{249.8 \times 10^6}{0.9 \times 3.67} = b \times 287.5^2$$

$$b = 914.97 \text{ mm}$$

Usually in construction the maximum width of the beams is 100 cm. Here, take **b=80cm** and no need to recalculate the loads acting on the beam.

Note that the factored moments of other supports and spans may be satisfied by the section width of **80 cm** as a singly reinforced beam sections, but the support section with **Mu = -249.8 KN.m** may be designed as doubly reinforced section.

$$b_{used} = 80 \text{ cm} < b_{required} = 91.497 \text{ cm} .$$

Check whether the section will be act as singly or doubly reinforced section:

Maximum nominal moment strength from strain condition  $\epsilon_s = 0.004$

$$c = \frac{3}{7} d = \frac{3}{7} \times 287.5 = 123.214 \text{ mm} .$$

$$a = \beta \times c = 0.85 \times 123.214 = 104.73 \text{ mm} .$$

$$M_n \text{ max} = 0.85 \times f_c' \times a \times b \times (d - a/2) \times 10^3$$

$$= 0.85 \times 24 \times 0.10473 \times 0.8 \times (0.2875 - 0.10473/2) \times 10^3 = 401.89 \text{ KN .m}$$

$$\Phi M_n = 0.82 \times 401.89 = 329.55 \text{ kN .m}$$

$$\Phi M_n = 329.55 \text{ KN.m} > Mu = 249.8 \text{ KN.m}$$

## Chapter Four

\*\* Design of beam as singly reinforcement concrete :

### 4-7-1 : Design of negative moment :

Take  $M_u = 226.9 \text{ kN.m}$  ..... from Atir program

$$\Phi M_n = 329.55 \text{ KN.m} > M_u = 226.9 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{226.9 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.2875)^2} = 3.81 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

$\text{mm}^2$ .

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(287.5) \geq \frac{1.4}{420} (800)(287.5)$$

$$A_{s_{\min}} = 670.69 < 766.67 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 766.67$$

$$A_{s_{\min}} = 766.67 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(3.81)}{420}} \right) = 0.010127$$

$$A_s = 0.010127 (800) (287.5) = 2329.21 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 766.67 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{2329.21}{490.87} = 4.745$$

Note  $A_{\Phi 25} = 490.87 \text{ mm}^2$

Select bottom bars 4 $\Phi$ 25

$$\text{Total } A_{s_{\text{(provide)}}} = 1963.48 \text{ mm}^2$$

## Chapter Four

### Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$1963.48 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 50.53 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{50.53}{0.85} = 59.447 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{287.5 - 59.447}{59.447} \times 0.003 = 0.0115$$

$$\epsilon_s = 0.0115 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

### Check for bar placement :

$$\epsilon_s = \frac{800 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 4 \times 25}{3} = 200 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \dots \text{ok}$$

Take  $M_u = 103.9 \text{ kN.m}$  ..... from Atir program

$$\Phi M_n = 329.55 \text{ KN.m} > M_u = 103.9 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{103.9 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.2875)^2} = 1.749 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(287.5) \geq \frac{1.4}{420} (800)(287.5)$$

$$A_{s_{\min}} = 670.69 < 766.67 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 766.67$$

$$A_{s_{\min}} = 766.67 \text{ mm}^2$$

## Chapter Four

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(1.749)}{420}} \right) = 0.00436$$

$$A_s = 0.00436 (800) (287.5) = 1002.8 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ min}} = 766.67 \text{ mm}^2.$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s \text{ req}}}{A_{s \text{ bar}}} = \frac{1002.8}{201.1} = 4.97$$

$$\text{Note } A_{\Phi 16} = 201.1 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 5Φ18

$$\text{Total } A_{s \text{ (provide)}} = 1005.5 \text{ mm}^2$$

### Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$1005.5 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 25.88 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{25.88}{0.85} = 30.45 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{287.5 - 30.45}{30.45} \times 0.003 = 0.025$$

$$\epsilon_s = 0.025 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

### 4-7-2 : Design of positive moment :

Take  $M_u = 249.8 \text{ kN.m}$  ..... from Atir program

$$\Phi M_n = 329.55 \text{ KN.m} > M_u = 249.8 \text{ KN.m}$$

## Chapter Four

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{249.8 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.2875)^2} = 4.197 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(287.5) \geq \frac{1.4}{420} (800)(287.5)$$

$$A_{s_{\min}} = 670.69 < 766.67 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 766.67$$

$$A_{s_{\min}} = 766.67 \text{ mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(4.197)}{420}} \right) = 0.01131$$

$$A_s = 0.01131 (800) (287.5) = 2601.3 \text{ mm}^2 > A_{s_{\min}} = 766.67 \text{ mm}^2.$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{2601.3}{490.87} = 5.3$$

$$\text{Note } A_{\Phi 25} = 490.87 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 6  $\Phi$  25 mm.

$$\text{Total } A_s = 2945.22 \text{ mm}^2 > 2601.3$$

.....ok

**Take Mu = 149.4 kN.m** ..... from Atir program

$$\Phi M_n = 329.55 \text{ KN.m} > M_u = 149.4 \text{ KN.m}$$

$$K_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{149.4 / 0.9 \times 10^{-3}}{0.8 \times (0.2875)^2} = 2.51 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.59$$

## Chapter Four

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.51)}{420}} \right) = 0.006397$$

$$A_s = 0.006397 (800) (287.5) = 1471.31 \text{ mm}^2.$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(287.5) \geq \frac{1.4}{420} (800)(287.5)$$

$$A_{s_{\min}} = 670.69 < 766.67 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 766.67$$

$$A_{s_{\min}} = 766.67 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{1471.31}{201.1} = 7.32$$

$$\text{Note } A_{\Phi 16} = 201.1 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 8Φ16

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 1608.8 \text{ mm}^2$$

### Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$1608.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 41.4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{41.4}{0.85} = 48.71 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{287.5 - 48.71}{48.71} \times 0.003 = 0.01471$$

$$\epsilon_s = 0.01471 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$



## Chapter Four

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.51)}{420}} \right) = 0.006397$$

$$A_s = 0.006397 (800) (287.5) = 1471.31 \text{ mm}^2.$$

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

$$A_{s_{\min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (800)(287.5) \geq \frac{1.4}{420} (800)(287.5)$$

$$A_{s_{\min}} = 670.69 < 766.67 \longrightarrow \text{The largest is control.} = 766.67$$

$$A_{s_{\min}} = 766.67 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Of bars} = \frac{A_{s_{\text{req}}}}{A_{s_{\text{bar}}}} = \frac{1471.31}{201.1} = 7.32$$

$$\text{Note } A_{\Phi 16} = 201.1 \text{ mm}^2$$

Select bottom bars 8Φ16

$$\text{Total } A_s (\text{provide}) = 1608.8 \text{ mm}^2$$

### Check for yielding:

Tension = Compression

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

$$1608.8 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 800 \times a$$

$$a = 41.4 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{41.4}{0.85} = 48.71 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{287.5 - 48.71}{48.71} \times 0.003 = 0.01471$$

$$\epsilon_s = 0.01471 > 0.005 \dots \dots \dots \text{ok}$$

4-7-3 : Design of shear for Beam :

ACI - 318 - Categories for shear design:

$$V_u \text{ critical} = 223 \text{ KN}$$

Use  $\Phi 8$  with four legs

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

$$\frac{\phi V_c}{2} = 0.75 \times \frac{1}{2} \times \frac{\sqrt{24}}{6} \times 800 \times 287.5 \times 10^{-3} = 70.42 \text{ KN}$$

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

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

$$\phi V_c = 0.75 \frac{\sqrt{24}}{6} \times 800 \times 287.5 \times 10^{-3} = 140.84 \text{ KN}$$

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

$$3- \quad \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c + \Phi V_{s \min}$$

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

$$\Phi V_{s \min} \geq 0.75 \left(\frac{1}{3}\right) \times 0.8 \times 0.2875 \times 10^3 \geq \frac{0.75}{16} \sqrt{24} \times 0.8 \times 0.2875 \times 10^3$$

$$\Phi V_{s \min} \geq 57.5 \geq 52.82 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{s \min} = 57.5 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c + \Phi V_{s \min} = 140.84 + 57.5 = 198.34 \text{ KN}$$

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

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

## Chapter Four

$$\Phi \frac{\sqrt{f_c'}}{3} \times bw \times d = 0.75 \times \frac{\sqrt{24}}{3} \times 0.8 \times 0.303 \times 1000 = 296.9 \text{ KN}$$

$$\Phi V_c + \Phi \times \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} \times bw \times d = 140.84 + 375.589 = 516.429 \text{ KN} > V_u = 223 \text{ KN}$$

All  $V_{ud}$  Are within item 4 .....

$$V_u = 223 \text{ kN.}$$

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

$$\Rightarrow \Phi V_{s_{req.}} = V_u - \Phi V_c = 223 - 140.84 = 82.16 \text{ kN}$$

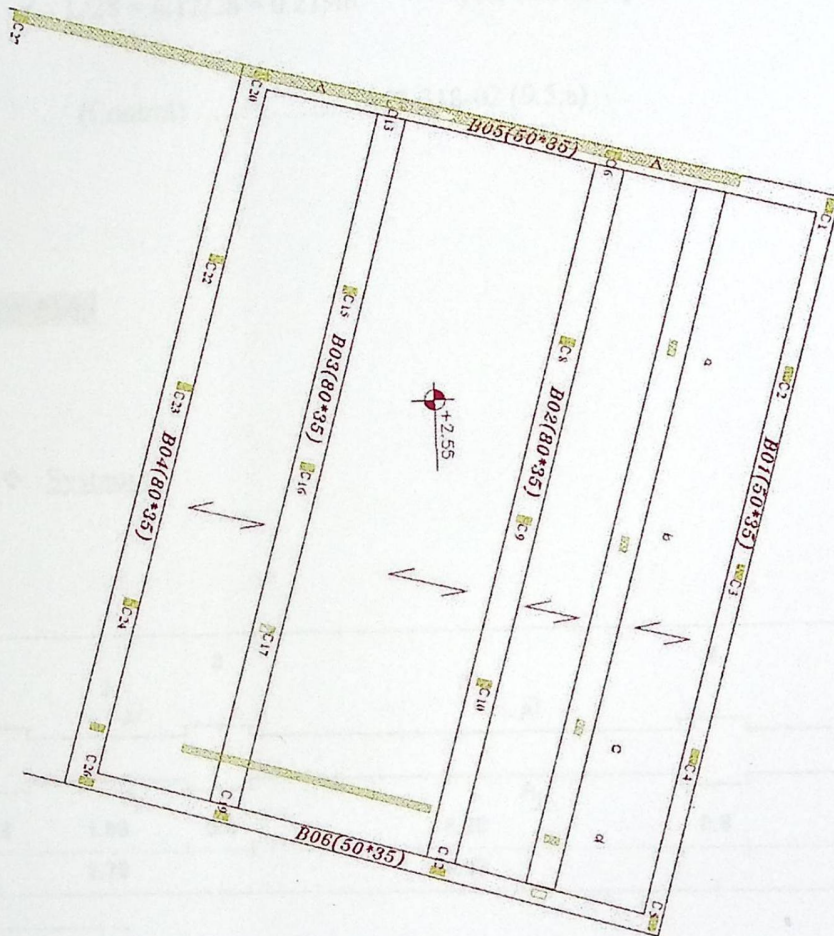
$$S_{req.} = \frac{\Phi \times A_v \times f_{yt} \times d}{\Phi V_{s_{req.}}} = \frac{0.75 \times 201.1 \times 420 \times 287.5}{82.16 \times 10^3} = 22.167 \text{ cm.}$$

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

$$S = \frac{28.75}{2} = 14.375 \text{ cm.}$$

Select  $\Phi 10 @ 12.5 \text{ cm c/c}$  (4 leg)

**4-8 Design of solid slab :-**



**Fig (4-15) : One way solid slab of Basement Floor(S1)**

❖ **Material :-**

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

Reinforcement Steel  $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

## Chapter Four

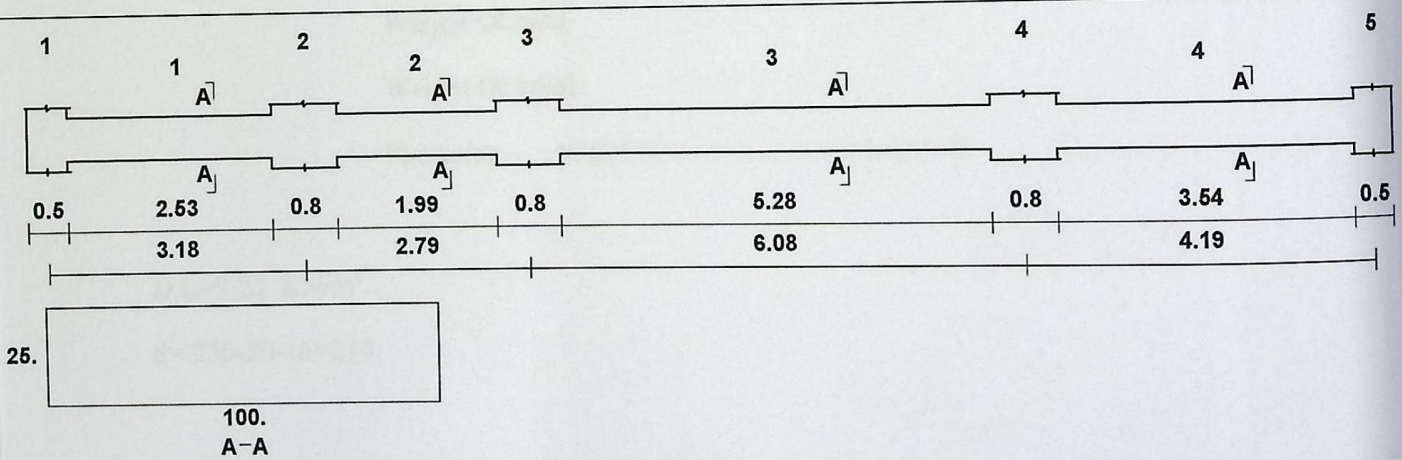
### ❖ Section :-

✓  $L/28 = 6.12/28 = 0.219\text{m}$  , for interior span

(Control) ..... ACI-318-02 (9.5.a)

⇒ **Select  $h = 25\text{cm}$**

### ❖ System :-



**Fig (4-16) : Spans Length of Solid Slab (S1)**

❖ Loading :-

✓ Live Load :-

$$L.L = 5 \text{ KN/m}^2$$

✓ Dead Load :-

Weight Of tiles  $= 0.03 * 23 = 0.69 \text{ KN /m}^2$

Weight Of mortar  $= 0.03 * 23 = 0.69 \text{ KN /m}^2$

Weight Of sand  $= 0.07 * 17 = 1.19 \text{ KN /m}^2$

Weight Of Solid  $= 0.2 * 25 = 5 \text{ KN /m}^2$

Plastering  $= 0.03 * 22 = 0.66 \text{ KN /m}^2$  Weight Of

$$D.L = 8.23 \text{ KN/m}^2$$

$$d = 250 - 20 - 16 = 214$$

❖ Design :-

Moments: spans 1 to 4

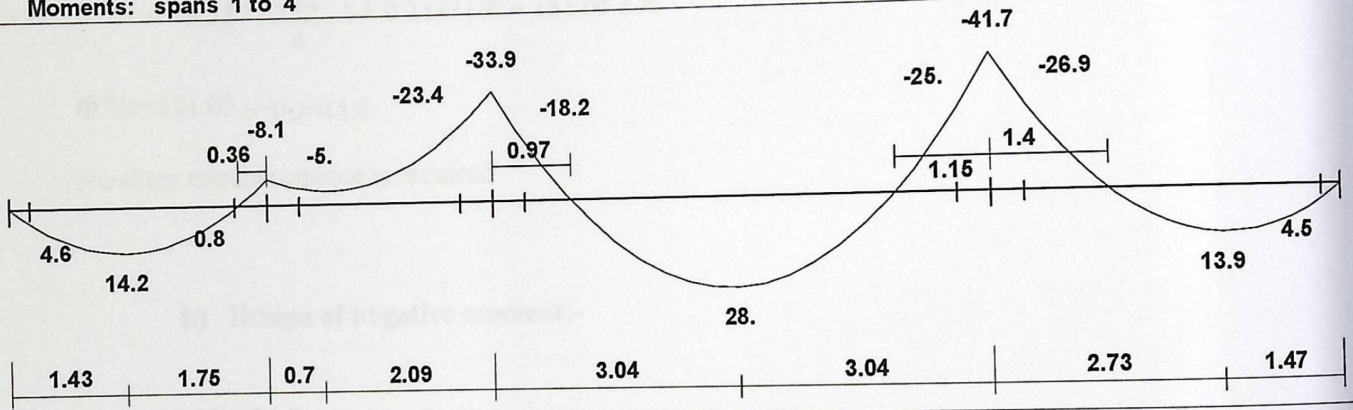


Fig (4-17) : Envelope moment Diagram of Solid Slab (S1).

Shear

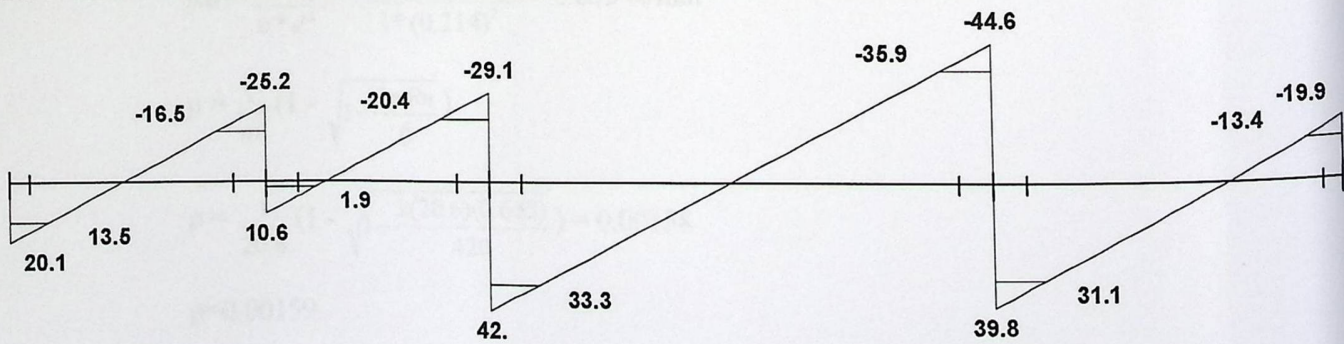


Fig (4-18) : Envelope shear Diagram of Solid Slab (S1).

a) Design of shear:-

$$V_u = 44.6 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= \Phi * \frac{\sqrt{f_c'}}{6} b_w * d \\ &= 0.75 * \frac{\sqrt{24}}{6} 1 * 0.214 * 10^3 = 131.05 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_c = 131.05 > V_u = 44.6$$

No shear reinforcements is required

b) Design of negative moment:-

$$M_u = 26.9$$

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

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{26.9 * 10^{-3} / 0.9}{1 * (0.214)^2} = 0.653 \text{ N/mm}^2$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.653)}{420}} \right) = 0.00158$$

$$\rho = 0.00159$$

$$A_{S_{req}} = 0.00158(1000)(214) = 338.23 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$A_{S_{req}} = 338.23 \text{ mm}^2 / \text{m} < A_{S_{min}} = 450 \text{ mm}^2$$



## Chapter Four

$$\Rightarrow \text{Note } A_{\Phi 12} = 113 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow$  **Select main bars  $\Phi 12@25 \text{ cm}$**

Shrinkage & temperature reinforcement

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

Use  **$\Phi 10 @ 15 \text{ cm}$  in other direction**

### • Check for Tension steel yielding:-

Tension = compression

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

$$452 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 1 * a$$

$$a = 9.31 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.31}{0.85} = 10.95 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{214 - 10.95}{10.95} * 0.003 = 0.057$$

$$\epsilon_s = 0.057 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9$$

$\Rightarrow$  Ok

### c) Design of positive moment.

$$M_u = 28$$

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

$$R_n = \frac{M_u / \phi}{b * d^2} = \frac{28 * 10^{-3} / 0.9}{1 * (0.214)^2} = 0.679 \text{ N/mm}^2$$

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

## Chapter Four

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.6)(0.679)}{420}} \right) = 0.001644$$

$$\rho = 0.001644$$

$$A_{s_{req}} = 0.001644(1000)(214) = 351.816 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{req}} = 351.816 \text{ mm}^2/\text{m} < 450 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Note } A_{\Phi 12} = 201 \text{ mm}^2$$

$\Rightarrow$  **Select main bars  $\Phi 12 @ 25 \text{ cm}$**

Shrinkage & temperature reinforcement

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

Use  **$\Phi 10 @ 15 \text{ cm}$  in other direction**

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

Tension = compression

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

$$452 * 10^{-6} * 420 = 0.85 * 24 * 1 * a$$

$$a = 9.31 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{9.31}{0.85} = 10.95 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{214 - 10.95}{10.95} * 0.003 = 0.057$$

$$\epsilon_s = 0.057 > 0.005 \Rightarrow \phi = 0.9 \quad \dots \text{OK}$$

**4-9 Design of Two Way Ribbed Slab:-**

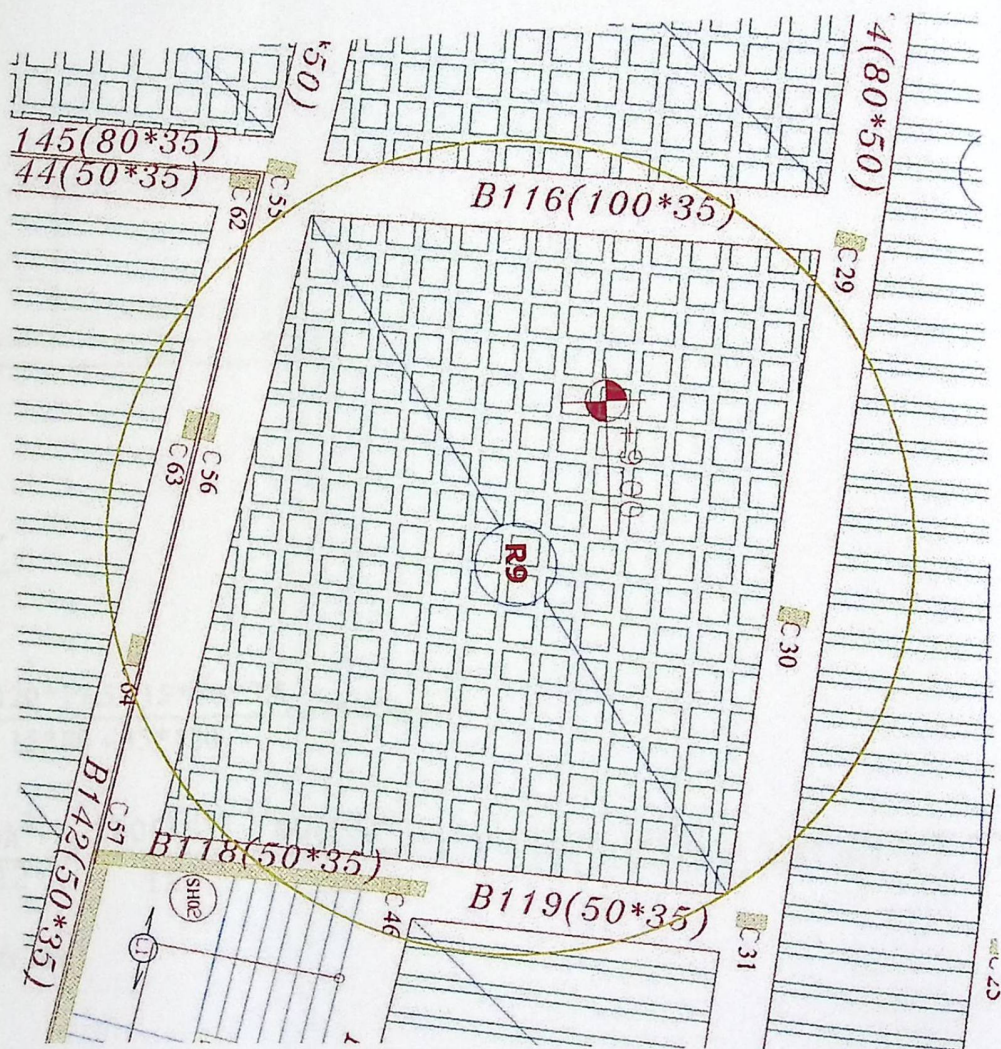
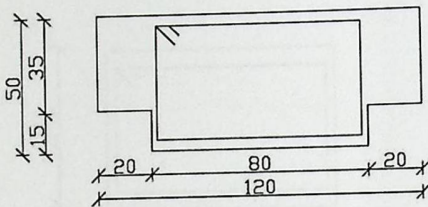


Fig (4-19) : two way ribbed slab.

4-9-1 determination of thickness of two way solid slab :-

Beam217



$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A}$$

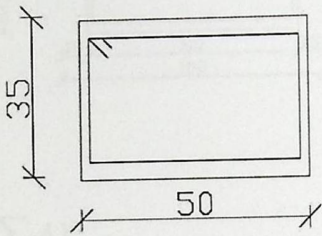
$$Y_c = \frac{35 \cdot 120 \cdot 17.5 + 15 \cdot 80 \cdot 7.5}{15 \cdot 80 + 35 \cdot 120} = 15.27 \text{ mm}$$

$$I_{b_{217}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{120(35)^3}{12} + \frac{80(15)^3}{12} + 35 \cdot 120(2.23^2) + 15 \cdot 80 \cdot (7.77^2) =$$

$$0.005446 \text{ m}^4$$

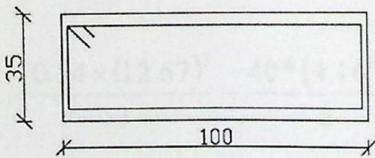
## Chapter Four

### Beam219



$$I_{b219} = \frac{bh^3}{12} = \frac{50(35)^3}{12} = 0.00178 \text{ m}^4$$

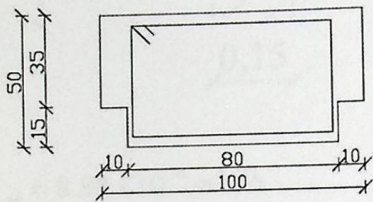
### Beam216



Chapter Four

$$I_{b_{216}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{100(35)^3}{12} = 0.00357 \text{ m}^4$$

Beam 214

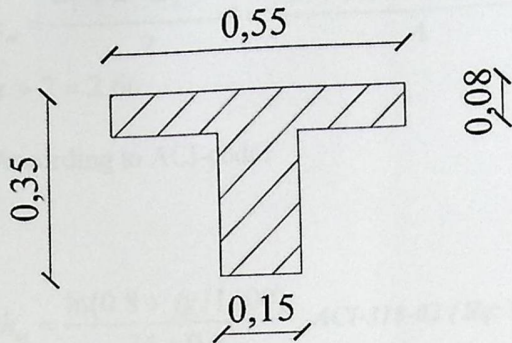


$$\bar{Y} = \frac{\sum AY}{\sum A}$$

$$Y_c = \frac{100 * 35 * 17.5 + 15 * 80 * 7.5}{15 * 80 + 35 * 100} = 14.94 \text{ mm}$$

$$I_{b_{214}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{100(35)^3}{12} + \frac{80(15)^3}{12} + 35 * 100(2.56^2) + 15 * 80 * (7.44^2) = 0.00469 \text{ m}^4$$

$$I_{nb} = \frac{0.54 \times (12.67)^3}{3} - \frac{40 * (4.167)^3}{3} + \frac{0.14 \times (22.833)^3}{3} = 225293.4$$



$$I_{rib} = 8.98 \times 10^{-4} m^4 / b$$

$$I_{slab\ short-d} = \frac{225293.4 \times (801.1 + 80)}{54} = 3676037.31 cm^4$$

$$I_{slab\ long-d} = \frac{225293.4 \times (908.9 + 50)}{54} = 400626.69 m^4$$

$$I_{s1} = 8980 * ((730/2) + (450/2)) / 54 = 98114.8 cm^4$$

$$I_{s1} = 8980 * ((200/2) + (610/2)) / 54 = 67350 cm^4$$

$$\alpha f1 = \frac{I_{b2}}{I_{s1}} = \frac{544600}{3676037.31} = .148$$

$$\alpha f2 = \frac{I_{b1}}{I_{s2}} = \frac{178000}{400626.69} = .44$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_{b2}}{I_{s3}} = \frac{357000}{67350} = 5.3$$

$$\alpha_{f3} = \frac{I_{b2}}{I_{s3}} = \frac{469000}{98114.8} = 4.78$$

## Chapter Four

$$\alpha_m = \frac{\alpha_1 + 2\alpha_2 + \alpha_3}{4} = \frac{.44 + 5.3 + 4.78 + 0.148}{4} = 2.66$$

$$\alpha > 2 = 2.66$$

According to ACI-code:

$$h_m = \frac{\ln(0.8 + f_y/1400)}{36 + 9\beta} \quad \text{ACI-318-02 (Eq: 9-1)}$$

$$\beta = \frac{L_a}{L_b} = \frac{908.9}{801.1} = 1.135$$

$$h_m = \frac{908.9(0.8 + 420/1400)}{36 + 9 \cdot 1.135} = 21.63m < 35 \quad \text{ok}$$

We select the two way ribbed slab Thickness = 35 cm



calculation of load for two way ribbed slab :-

❖ Loading :-

✓ Live Load :-

$$L.L = 5 \text{ KN/m}^2$$

✓ Dead Load :-

Weight Of tiles  $= 0.03 * 23 * 0.54 * 0.54 = 0.201 \text{ KN /rib}^2$

Weight Of mortar  $= 0.03 * 23 * 0.54 * 0.54 = 0.201 \text{ KN /rib}^2$

Weight Of sand  $= 0.07 * 17 * 0.54 * 0.54 = 0.347 \text{ KN /rib}^2$

Weight Of top  $= 0.08 * 25 * 0.54 * 0.54 = 0.5832 \text{ KN /rib}^2$

Weight Of block  $= 0.4 * 0.4 * 0.27 * 10 = 0.432 \text{ KN /rib}^2$

Weight Of Rib  $= (0.54 + 0.4) * 0.14 * 0.27 * 25 = 0.8883 \text{ KN /rib}^2$

Weight Of Plastering  $= 0.03 * 22 * 0.54 * 0.54 = 0.192456 \text{ KN /rib}^2$

Weight Of Partition  $= 2.3 * 0.54 * 0.54 = 0.6706 \text{ KN /rib}^2$

$$D.L = 3.516 \text{ KN /rib}^2$$

$$D.L = 3.516 / 0.54 * 0.54 = 12.0577 \text{ KN/m}^2$$

**Design of shear :-**

$$W_u(D) = 1.2 * 12.0577 = 14.469 \text{ KN/m}^2$$

$$W_u(L) = 1.6 * 5 = 8 \text{ KN/m}^2$$

$$L_a = 8.011, L_b = 9.09$$

$$W_a = 0.43, W_b = 0.57 \quad \text{According to ACI-code, case 8.}$$

$$V_u(a) = (14.469 + 8) \frac{9.09 * 8.011 * 0.43}{9.09 * 2} * 0.54 = 20.89 \text{ KN}$$

## Chapter Four

$$V_u(B) = (14.469 + 8) \frac{9.09 * 8.011 * 0.57}{8.011 * 2} * 0.54 = 31.43 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 0.14 * 0.313 * 10^3 = 26.83 \text{ KN}$$

$$1.1 * \phi V_c = 1.1 * 26.83 = 29.510 \text{ KN not OK}$$

Try item three:-

$$\phi V_s \text{ min} = \frac{0.75}{3} * 0.14 * 0.313 * 10^3 = 10.955 \text{ KN}$$

$$\geq \frac{0.75}{16} * \sqrt{24} * 0.14 * 0.313 * 10^3 = 10.063 \text{ KN}$$

$$\phi V_c + \phi V_s \text{ min} = 29.510 + 10.063 = 39.573 \text{ KN}$$

$$V_u(a) = 20.89 \text{ KN} < \phi V_c + \phi V_s \text{ min} = 39.573 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

there are No needed for reinforcement OK

$$\frac{A_v}{s} \geq \frac{V_s}{f_y t * d}$$

$$\frac{2 * 79 * 10^{-6}}{s} = \frac{140 * 10^{-3}}{3 * 420 * 0.313} \rightarrow S = 445 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$

Use  $\Phi 8 @ 15 \text{ cm} \leq 600 \leq 313/2$

### Design of positive moment :-

According to ACI-code:

$$C_a.LL = 0.035 \quad C_a.dl = 0.025$$

$$C_b.LL = 0.024 \quad C_b.dl = 0.019$$

$$M_a \text{ positive} = (0.025 * 14.469 * 8.101^2 + 0.035 * 8 * 8.101^2) * 0.54 = 22.73 \text{ KN.m}$$

$$M_b \text{ positive} = (0.019 * 14.469 * 9.089^2 + 0.024 * 8 * 9.089^2) * 0.54 = 20.82 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 22.73 \text{ KN.m in la direction}$$

## Chapter Four

$$R_n = \frac{\left(\frac{22.73}{0.9}\right) * 10^{-3}}{0.54 * 0.313^2} = 0.477$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.477}{420}} \right) = 0.00115$$

$$A_s = 0.00115 * 540 * 313 = 194.373 \text{ mm}^2 \geq A_{s \text{ min}} \geq 127.78 \text{ mm}^2 \geq 146.066 \text{ mm}^2$$

Use **2Φ12 in la direction**

Mu = 20.82 KN . m in lb direction

$$R_n = \frac{\left(\frac{20.82}{0.9}\right) * 10^{-3}}{0.54 * 0.313^2} = 0.437, \quad m = \frac{f_y}{0.85 * f_c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 0.437}{420}} \right) = 0.00105$$

$$A_s = 0.00105 * 540 * 313 = 177.9 \text{ mm}^2 \geq A_{s \text{ min}} \geq 127.78 \geq 146.066 \text{ mm}^2$$

Use **2Φ12 in lb direction**

### Design of negative moment :-

$$C_a \text{ neg} = 0.043 \quad C_b = 0.052$$

$$M_a \text{ negative} = 0.043 (14.469+8) * 8.101^2 * 0.54 = 34.239 \text{ KN. m}$$

$$M_u = 34.239 \text{ KN. m}$$

$$M_b \text{ negative} = 0.052 (14.469+8) * 9.089^2 * 0.54 = 52.12 \text{ KN. m}$$

## Chapter Four

$$M_u = 52.12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$R_n = \frac{\left(\frac{52.12}{0.9}\right) * 10^{-3}}{0.14 * 0.313^2} = 4.22, \quad m = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{20.6} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.6 * 4.22}{420}} \right) = 0.0114$$

$$A_s = 0.0114 * 140 * 313 = 499.066 \text{ mm}^2 \geq A_{s \text{ min}} \geq 127.74 \text{ mm}^2 \geq 146.066 \text{ mm}^2$$

Use **2Φ18**

### 4-10 Design of long column:

#### 4.8.1 (P1.C01) : Column in first floor . C27

##### ❖ Loading :-

Try 30\*50 cm with  $A_g = 1500 \text{ cm}^2$

$$P_u = (1.2 * 4 * 6.72) + ((337.78 + 210.12) * 4) = 2223.86 \text{ KN}.$$

\*Check slenderness limit:

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

$M_1 \& M_2 = 1.0$  - (braced fram with M min).

$K=1.0$  - (for columns in nonsway frames).

## Chapter Four

$$L_u = 3.15 \text{ m.}$$

$$r_x = 0.3 \text{ h} = 0.3 * 0.3 = 0.09.$$

$$r_y = 0.3 * b = 0.3 * 0.5 = 0.15.$$

$$\frac{klu}{r_x} = 35.0 > 22.0 \text{ Slender column for bending about x\_axis.}$$

$$\frac{klu}{r_y} = 21.0 < 22.0 \text{ Short column for bending about y\_axis.}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 * \sqrt{24} = 23025.20 \text{ Mpa}$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{P_u} = \frac{1.2(354.04)}{2223.86} = 0.191.$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.5 * 0.3^3}{12} = 1.125 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$EI = \frac{0.4 * 23025.20 * 1.125}{1 + 0.191} = 8699.690 \text{ MN.m}^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2}$$

$$P_c = \frac{3.14^2 * 8699.690}{(1.0 * 3.15)^2} = 8644.55 \text{ KN ..}$$

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

$$C_m = 1$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - (P_u / 0.75 P_c)} \geq 1.0$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - (2223.86 / 0.75 * 8644.55)} = 1.52 > 1$$

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12 * 1.0 = 21 < 40$$

## Chapter Four

$$e_{\min} = 15 + 0.03 * h = 15 + 0.03 * 300 = 24.0 \text{ mm} = 0.024 \text{ m}$$

$$e = e_{\min} \times \delta_{ns} = 24.0 * 1.52 = 36.48 \text{ mm} = .03648 \text{ m}.$$

$$\frac{e}{h} = \frac{36.48}{300} = 0.1216$$

From Interaction Diagram

$$\frac{\phi P_n}{A_g} = \frac{1445.509 * 10^3}{300 * 500} * \frac{145}{1000} = 1.397 \text{ ksi}$$

$$\gamma = \frac{300 - 2 * 40 - 2 * 10 - 20}{300} = 0.60$$

$$\rho_g = 0.0209$$

$$A_s = \rho * A_g = 0.0209 * 500 * 300 = 3135 \text{ mm}^2$$

$$\text{Select } 10\phi 20 \Rightarrow A_{s_{\text{provided}}} = 3141.59 \text{ mm}^2 > A_{s_{\text{req}}} = 3135 \text{ mm}^2$$

**Design of the Tie Reinforcement:-**

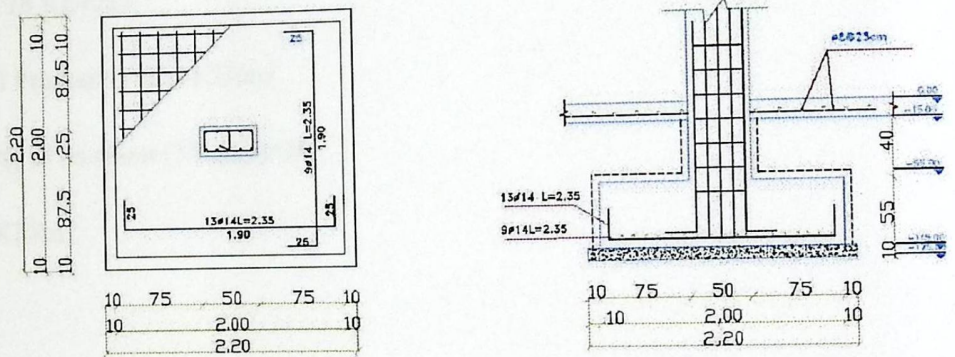
$$\text{Spacing} \leq 16 \times d_b (\text{Longitudinal bar diameter}) = 16 \times 20 = 320 \text{ mm}.$$

$$\text{Spacing} \leq 48 \times d_t (\text{tie bar diameter}) = 48 \times 10 = 480 \text{ mm}.$$

$$\text{Spacing} \leq \text{Least dimension} = 300 \text{ mm}$$

$\therefore$  Use  $\phi 10 @ 250 \text{ mm}$

**4-11 Design of Isolated Footing :**



**Fig (4-20) footing sections**

## Chapter Four

### Load Calculation :

Total factored load = 2000 KN.

Total services load = 1468.926 KN.

Column Dimensions = 50\*25 cm.

Soil density = 18 Kg/cm<sup>3</sup>.

Allowable soil Pressure = 400 KN/m<sup>2</sup>.

Assume footing to be about (55 cm) thick.

live load = 5 KN/m<sup>2</sup>.

$$1 \times 18 - 0.55 \times 25 = 425 \text{ kN/m}^2$$

### 4.12.2 Determination of Footing Area :

$$A = \frac{1468.926}{425} = 3.456 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow L = 1.728 \approx 2 \text{ m}$$

Try 2\* 2m with area = 4m<sup>2</sup> > A<sub>req</sub> = 3.456m<sup>2</sup>

### 4.10.3 Determine the Depth of Footing Based on Shear Strength:

Assume h = 55 cm ..... d = 550-75-20 = 455 mm

- Check For One Way Action:-

For X- direction



## Chapter Four

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

$$V_u = \left( \frac{2.00 - 0.5}{2} - 0.455 \right) \times 500 \times 2.00$$

$$V_u = 295 \text{ kN}$$

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

$$\Phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 2.00 \times 0.455 \times 10^3$$

$$\Phi V_c = 557.259 \text{ kN}$$

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

**For Y- direction**

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

$$V_u = \left( \frac{2.00 - 0.25}{2} - 0.455 \right) \times 500 \times 2.00$$

$$V_u = 419.5 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 557.259 \text{ kN}$$

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

- **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:

## Chapter Four

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

$$b_o = \text{Perimeter of critical section taken at (d/2) from the loaded area}$$
$$= 2 \times \{(a+d) + (b+d)\} = 2 \times \{(0.50+0.455) + (0.25+0.455)\} = 3.32 \text{ m.}$$

$$\alpha_s = 40 \quad \text{for interior column}$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{40 \times 0.455}{3.32} + 2 \right) \sqrt{24} * 3.32 * 0.455 = 4.614$$

$$0.56 \sqrt{24} * 3.32 * 0.455 = 4.144$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{24} * 3.32 * 0.455 = 2.466 \dots \dots \text{Control}$$

$$V_u = 500 * ((2.0 * 2.0) - (0.955 * 0.705)) = 1663.3625 \text{ kN}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} * b_o * d = 0.333 \sqrt{24} * 3.32 * 0.455 * 10^3$$

$$V_c = 2466.79 \text{ kN} \dots \dots \phi = 0.75$$

$$\phi V_c = 0.75 * 2466.79 = 1850.099 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \dots \dots \text{OK.}$$

### Design for Bending Moment:

#### At X- Direction

$$(2.00 - 0.5) / 2 = 0.75$$

$$M_u = 500 * 2.00 * 0.75 * \frac{0.75}{2} = 281.25 \text{ kN.m}$$

Using Reinforced Concrete.

## Chapter Four

$$Mn = \frac{281.25}{0.9} = 312.5 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{281.25}{2.00 \times (0.455)^2} = 0.679 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.679}{420}} \right) = 0.00164$$

$$As_{Req.} = \rho \times b \times d = 0.00164 \times 2000 \times 455 = 1496.5 \text{ mm}^2$$

$$As_{Shrinkage(min.)} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2000 \times 550 = 1980 \text{ mm}^2$$

$$As \text{ min} = 1980 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{control}$$

$$\text{select } 13\phi 14 \text{ with } As = 2000.7 \text{ mm}^2 > As_{req.} = 1980 \text{ mm}^2$$

### At Y- Direction

$$(2.00 - 0.3) / 2 = 0.875$$

$$Mu = 500 \times 2.00 \times 0.875 \times \frac{0.875}{2} = 382.8125 \text{ kN.m}$$

Using Reinforced Concrete.

$$Mn = \frac{382.8125}{0.9} = 425.35 \text{ kN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{382.8125}{2.00 \times (0.455)^2} = 0.9245 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{420}{0.85 \times 24} = 20.588$$

## Chapter Four

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

$$\rho = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.9245}{420}} \right) = 0.00225$$

$$A_{s_{Req.}} = \rho \times b \times d = 0.00225 \times 2000 \times 455 = 2050.78 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{Shrinkage(min.)}} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 2000 \times 455 = 1980 \text{ mm}^2$$

$$A_{sreq} = 2050.78 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots \text{control}$$

$$\text{select } 14\phi 14 \text{ with } A_s = 2050.78 \text{ mm}^2 > A_{sreq.} = 2050.78 \text{ mm}^2$$

### Check for Strain:

#### At Y- Direction

Tension = Compression

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

$$2050.78 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2000 \times a$$

$$a = 21.111 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{21.111}{0.85} = 24.836 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.455 - 0.024836}{0.024836} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0519 > 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

#### At X- Direction

Tension = Compression

## Chapter Four

$$A_s \times f_y = 0.85 \times f_c' \times b \times a$$
$$2000.7 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 2000 \times a$$

$$a = 20.59 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20.59}{0.85} = 24.229 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{0.455 - 0.024229}{0.024229} \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.053 > 0.005 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

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

$$\Phi P_n = \Phi(0.85 f_c' A_g)$$

$$\Phi P_n = 0.65(0.85)(24)(0.25 \times 0.5) \times 10^3 = 1657.5 \text{ kN} < 2000 \text{ kN}$$

Since  $\Phi P_n < P_u$ .

**$\therefore$  Dowels are required for load transfer**

$$A_s = 0.005 A_g = 0.005 \times (500 \times 250) = 625 \text{ mm}^2$$

$$2000 - 1657.5 / 0.65 \times 420 = 1254.5$$

$$9\text{Ø}14 \text{ with } A_s = 1385.44 > 1254.5$$

**Development Length ( $L_d$ ):-**

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

$$L_{db} = \frac{420}{4\sqrt{24}} \times 14 = 300.06 \text{ mm control}$$

But not less than:

$$L_{db} = 0.04(f_y) d_b = 0.04(420) \times 14 = 235.2 \text{ mm}$$

$$\text{Available } L_d = h - \text{cover} - d_b = 550 - 75 - 14 = 461 \text{ mm} > 300.06 \quad \dots\dots \text{OK}$$

$$L_s = 0.071 \times f_y \times d_b = 0.071 \times 420 \times 14 = 0.4175 \text{ m} \dots\dots \text{ use lap splices length 50 cm}$$

### 4-12 Design of strip Footing:

**Determination of load:**

**From slab and Wight wall**

$$P_u = 1.2 \cdot 600.59 + 1.6 \cdot 150 = 750.59 \text{ KN/m}$$

$$\text{Total factored load} = 750.59 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Soil density} = 18 \text{ Kg/cm}^3.$$

Assume footing to be about (30 cm) thick.

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

$$q_{\text{net}} = 400 - 1.2 \cdot 18 - 0.3 \cdot 25 = 370.90 \text{ kN/m}^2$$

⇒ For one meter strip

$$A = \frac{600.59}{370.90} = 1.62 \text{ m}^2$$

$$B = 1.27 \text{ m, } h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 300 - 75 - 20/2 = 215 \text{ mm}$$

$$q_{\text{ult}} = 750.59 / 1.27 \cdot 1 = 591.015 \text{ kN/m}^2.$$

**Check of One Way Shear:**

$$V_u = 1 \cdot (0.635 - 0.15 - d) \cdot 591.015$$

$$\phi V_c = \frac{\phi}{6} \sqrt{f_c} \cdot d \cdot b$$

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \cdot 1000 \cdot d = 612.37$$

$$1 \cdot (0.635 - 0.15 - d) \cdot 591.015 = 0.125 \sqrt{24} \cdot 1000 \cdot d$$

$$\Rightarrow d = 0.238 \text{ m}$$

$$L = 238 + 75 + 20/2 = 323 \text{ mm}$$

$$\text{Take } L = 350 \text{ mm} = 0.35 \text{ m}$$

**Design of Bending Moment:**

*In longitudinal direction*

$$M_u = 591.015 \cdot 0.35 \cdot 0.35/2 = 36.2 \text{ kN.m}$$

## Chapter Four

$$Mn = \frac{36.2}{0.9} = 40.2 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{40.2 \times 10^{-3}}{1000 \times 215^2} = 0.87 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{412}{0.85 * 24} = 20.196$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.196} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.196 \times 0.87}{420}} \right) = 0.00211$$

$$As_{Req.} = \rho * b * d = 0.00211 * 215 * 1000 = 453.65 \text{ mm}^2$$

$$As_{Shrinkage} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 215 * 1000 = 387 \text{ mm}^2$$

$$As_{Req.} = 453.65 > As_{Shrinkage} = 387 \text{ mm}^2$$

Use  $\phi$  14

$$\text{No.} = 453.65 / 154 = 3.53 \quad , \text{ Use 4 bars}$$

$\phi$  14 at 25 cm c/c

**Check of strain:**

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

$$616 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$

$$a = 12.7 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{12.7}{0.85} = 14.92 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{215 - 14.92}{14.92} * 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.04 > 0.005$$

**In transverse direction:**

$$As_{min} = 0.0018 * B * h$$

## Chapter Four

$$A_{smin} = 0.0018 * 800 * 350 = 504 \text{ mm}^2$$

Use  $\phi$  12

$$\text{No.} = 504/113 = 4.42, \text{ Use 4 bars}$$

Use 5  $\phi$  12

### Development Length of main Reinforcement

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+}{db}} * db$$

$$ld_{req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 346 \text{ mm}$$

$$Ld_{available} = 350 - (250/2) - 75 = 200 \text{ mm}$$

$$Ld_{available} = 200 \text{ mm} < ld_{req} = 346 \text{ mm}$$

Use Using hook  $\geq 16 * \phi$

$$\text{Required length of hook} \geq 16 * \phi \geq 16 * 1.4 = 22.4 \text{ cm}$$

$$\text{Use Hooksel.} = 25 \text{ cm} > \text{Hookreq} = 22.4 \text{ cm}$$

### 4-13 Design of Stairs :

#### Determination of Slab Thickness:

$$L = 430 \text{ cm.}$$

$$h_{req} = L / 20$$

$$h_{req} = 430 / 20 = 21.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{take } h = 25 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Use } h = 25 \text{ cm.}$$

$$\tan^{-1}(166.67 / 300) = 29.05^\circ$$

$$\text{Cos } \theta = 0.874$$



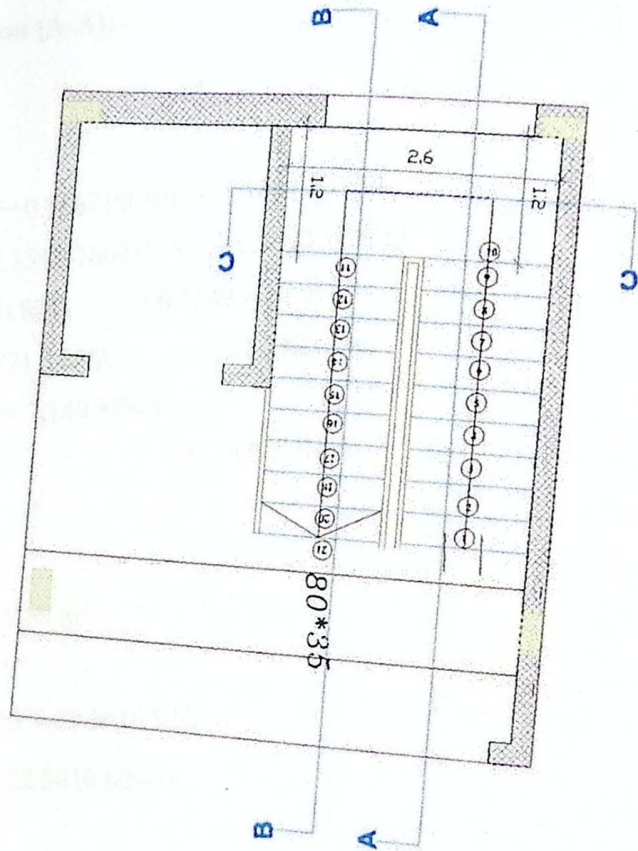


Fig (4-21): Stairs plan

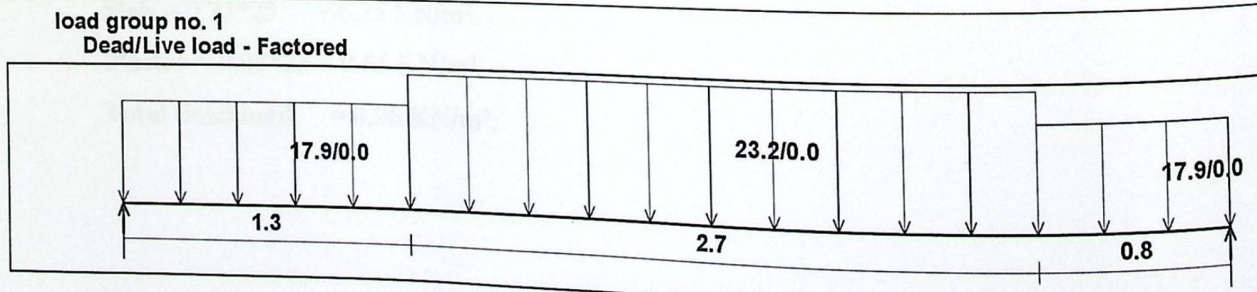


Fig (4-22) : Loads on stairs

## Chapter Four

### Load Calculations at section (A-A):

#### Load on Stringer:

##### Dead Load:

$$\text{Tiles} = 0.03 * 23 * ((0.35 + 0.1667) / 0.30) = 1.1884 \text{ KN/m.}$$

$$\text{mortar} = 0.02 * 23 * ((0.35 + 0.1667) / 0.30) = 0.7923 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Plaster} = (0.03 * 22) / (0.874) = 0.7549 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Steps} = ((0.1667 * 0.3) / 2) * 25 / 0.3 = 2.84 \text{ KN / m.}$$

$$\text{Slab} = 0.25 * 25 / 0.874 = 7.149 \text{ KN/ m.}$$

$$\text{Total dead load} = 11.968 \text{ KN/ m.}$$

##### Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/ m}^2.$$

##### Factored load

$$qu = 1.2 * 11.968 + 1.6 * 5 = 22.3616 \text{ KN/ m}^2.$$

$$\text{For one meter Strip, } qu = 22.3616 \text{ KN/ m.}$$

##### Load on landing :

##### Dead Load:

$$\text{Tiles} = 0.03 * 23 = 0.69 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Mortar} = 0.02 * 23 = 0.46 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Slab} = 0.25 * 25 = 6.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Plaster} = 0.03 * 23 = 0.66 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Total dead load} = 8.06 \text{ KN/m}^2.$$

##### Live load:

$$\text{Live load for stairs} = 5 \text{ KN/ m}^2.$$

## Chapter Four

### Factored load

$$q_u = 1.2 * 8.06 + 1.6 * 5 = 17.672 \text{ KN/m}^2.$$

For one meter Strip,  $q_u = 17.672 \text{ KN/m}.$

### Design of Shear :

⇒ Assume  $\emptyset 14$  for main reinforcement:-

$$\text{So, } d = 250 - 20 - 14 = 216 \text{ mm} = 21.6 \text{ cm}$$

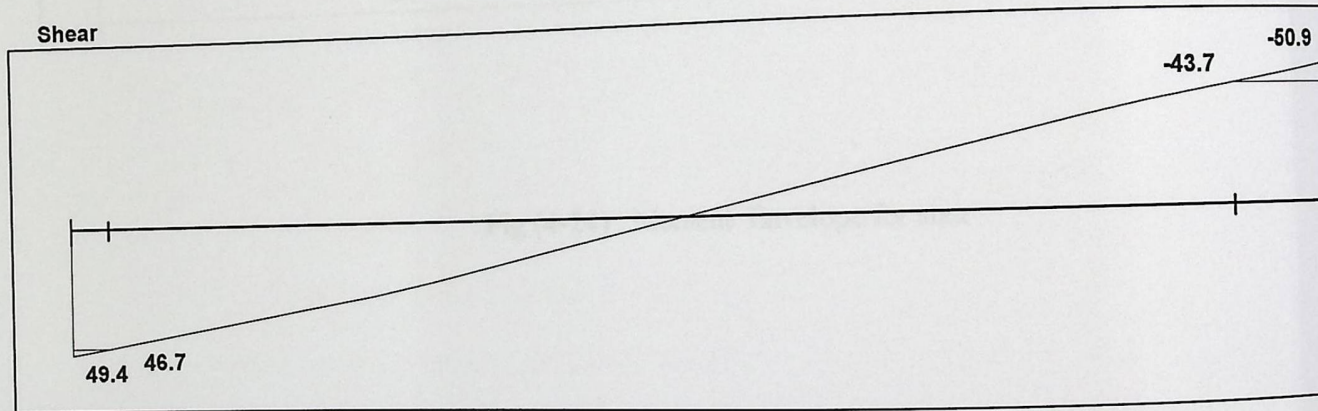


Fig (4-23) : Shear Envelope for stair

$$V_u = 50.9 \text{ KN}.$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 216}{6} = 132.272 \text{ KN}$$

$$V_u = 50.9 \text{ KN} < \phi V_c = 132.272 \text{ KN}.$$

➤➤➤➤ No shear Reinforcement is required. So the depth of the stair is OK.

## Chapter Four

### Design of Bending Moment :

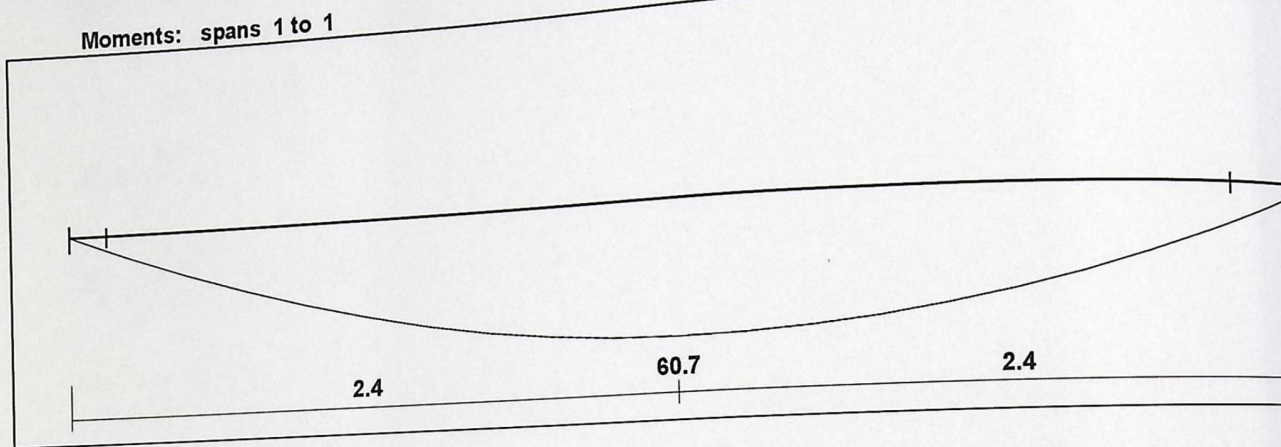


Fig (4-24) : Moment Envelope for stair

## Chapter Four

$$M_u = 60.7 \text{ kN.m}$$

$$M_n = M_u / 0.9 = 60.7 / 0.9 = 67.44 \text{ KN.m.}$$

$$d = 21.6 \text{ cm.}$$

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

$$R_n = \frac{67.44 * 10^6}{1000 * 216^2} = 1.44 \text{ MPa .}$$

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

$$m = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.44}{420}} \right) = 3.56 * 10^{-3}$$

$$A_{s_{req}} = 3.56 * 10^{-3} * 100 * 21.6 = 7.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 4.5 \text{ cm}^2 \leq A_{s_{req}} = 7.69 \text{ cm}^2$$

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

with  $A_s 769.69 > 769$ ... ok

**Check for strain:**

Tension = Compression

## Chapter Four

$$A_s * f_y = 0.85 * f_c' * b * a$$
$$769.65 * 420 = 0.85 * 24 * 1000 * a$$
$$a = 15.85 \text{ mm}$$

$$x = \frac{a}{\beta_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{216 - 18.65}{18.65} * 0.003$$

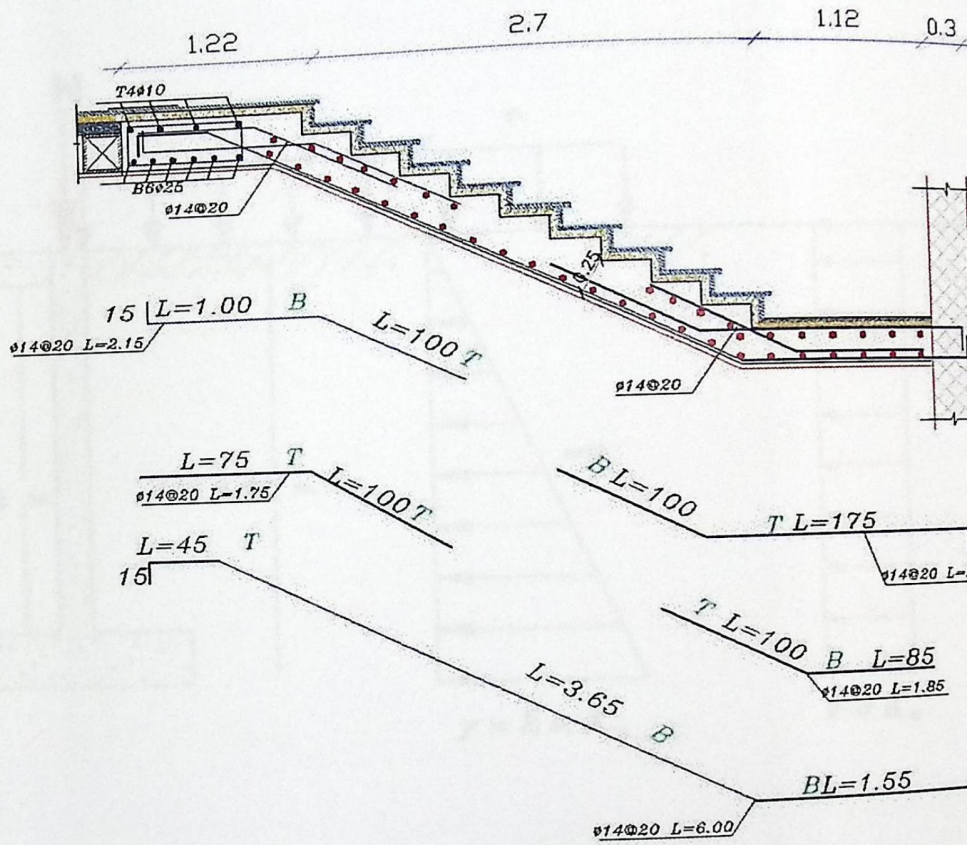
$$\epsilon_s = 0.0317 > 0.005 \longrightarrow \text{ok}$$

**Secondary reinforcement:**

$$A_{s_{\text{Shrinkage}}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 25 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Use  $\Phi 10 @ 20 \text{ cm}$  ..... With  $A_s = (100 / 20) * 0.79 = 3.95 \text{ cm}^2$

Stairs at section (A-A) Details:



SECTION (A-A)

Fig (4-25) : Stair Section

4-14 Design of Basement Wall :

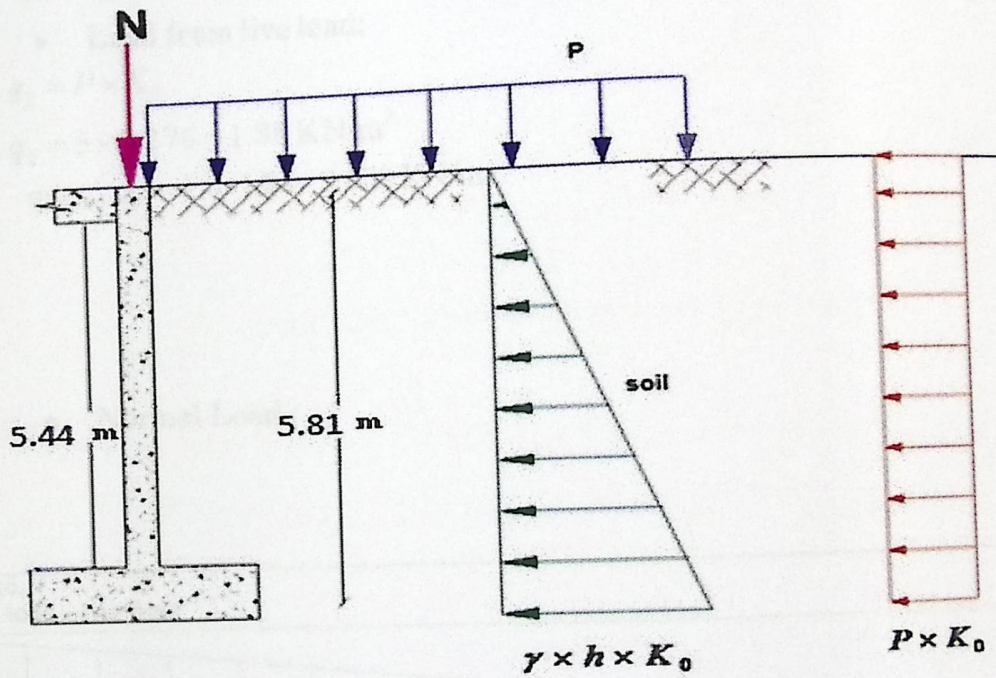


Fig (4-26) : Basement Wall section

Load on Basement Wall :-

- Self weight of earth :



## Chapter Four

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

Assume that :

$$\gamma_{\text{soil}} = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\theta = 30^\circ$$

$$K = 0.376$$

$$q_1 = 18 \times 5.4 \times 0.376 = 36.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{1(\text{factored})} = 1.6 \times 36.57 = 58.48 \text{ KN/m}$$

- **Load from live load:**

$$q_2 = P \times K_0$$

$$q_2 = 5 \times 0.376 = 1.88 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{2(\text{factored})} = 1.6 \times 1.88 = 3.008 \text{ KN/m}$$

- **Normal Load :**

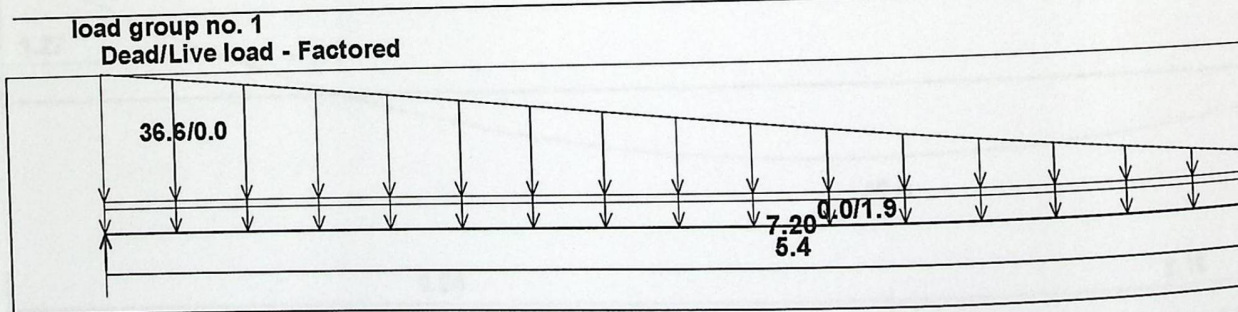
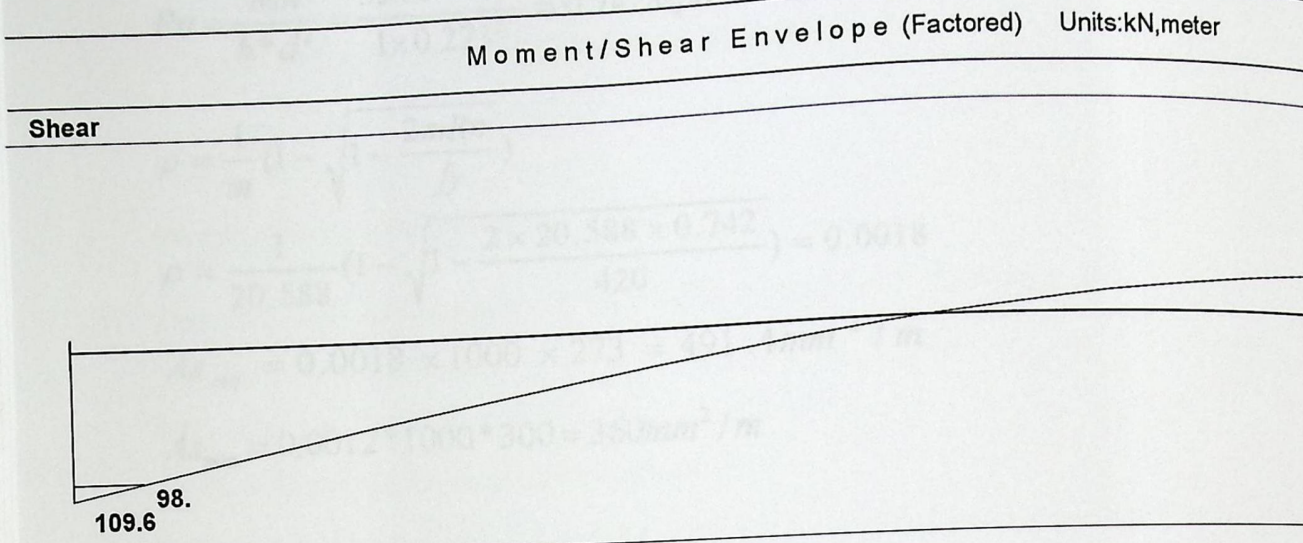


Fig (4-27) : Load Diagram on Basement Wall

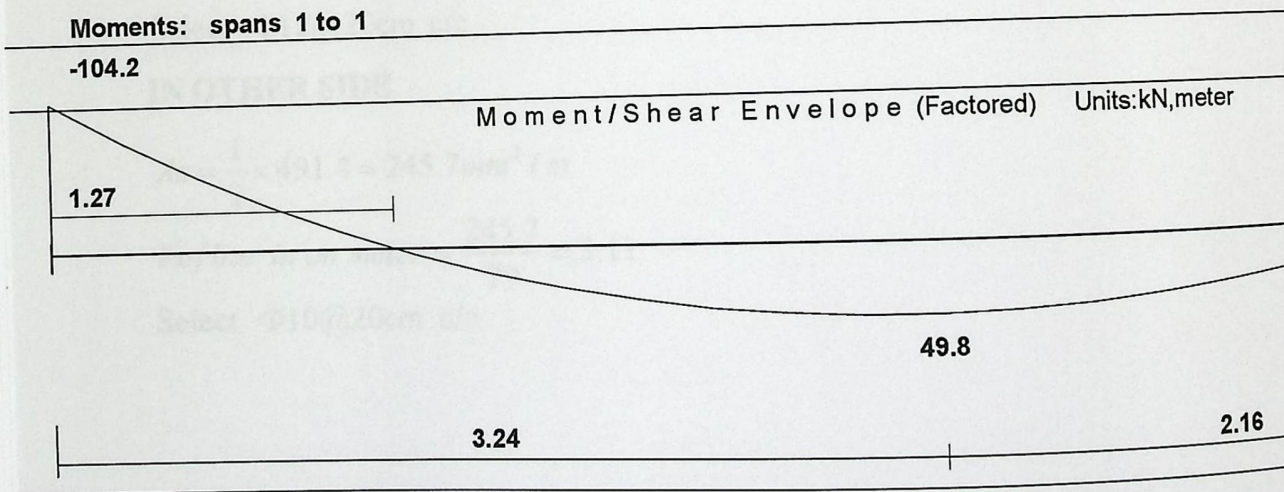
$$q_2 = N \times K_0$$

$$q_2 = 7.0388 \times 0.376 = 2.65 \text{ KN/m}^2$$

# Chapter Four



**Fig (4-28) :** shear Diagram on Basement Wall



**Fig (4-29) :** moment Diagram on Basement Wall

**Design of the Vertical reinforcement:**

Assume  $h = 300 \text{ mm}$

$$M_n = \frac{49.8}{0.9} = 55.33 \text{ KN.m}$$

## Chapter Four

$$d = 300 - 20 - 14/2 = 273 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{55.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.273^2} = 0.742 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.742}{420}} \right) = 0.0018$$

$$As_{req} = 0.0018 \times 1000 \times 273 = 491.4 \text{ mm}^2 / m$$

$$As_{min} = 0.0012 * 1000 * 300 = 360 \text{ mm}^2 / m$$

$$As_{min} = 360 \text{ mm}^2 / m < As_{req} = 491.4 \text{ mm}^2 / m$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{491.4}{113} = 3.19$$

Select  $\Phi 12 @ 20 \text{ cm c/c}$

### IN OTHER SIDE

$$As = \frac{1}{2} \times 491.4 = 245.7 \text{ mm}^2 / m$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{245.7}{79} = 3.11$$

Select  $\Phi 10 @ 20 \text{ cm c/c}$

### Design of the Horizontal reinforcement:

$$As_{horezantal} = 0.002 * 1000 * 300 = 600 \text{ mm}^2 / m$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{600}{79} = 8$$

Select  $\Phi 10 @ 10 \text{ cm c/c}$ , In tow layer

### Check for Shear :

$$Vu_d = 98 \text{ KN}$$

$$\phi Vc = \frac{\phi}{6} \sqrt{fc} * d * b$$

$$d = 300 - 20 - 14/2 = 273 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b * d^2} = \frac{55.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.273^2} = 0.742 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.742}{420}} \right) = 0.0018$$

$$As_{req} = 0.0018 \times 1000 \times 273 = 491.4 \text{ mm}^2 / m$$

$$As_{min} = 0.0012 * 1000 * 300 = 360 \text{ mm}^2 / m$$

$$As_{min} = 360 \text{ mm}^2 / m < As_{req} = 491.4 \text{ mm}^2 / m$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{491.4}{113} = 3.19$$

Select  $\Phi 12 @ 20 \text{ cm c/c}$

#### IN OTHER SIDE

$$As = \frac{1}{2} \times 491.4 = 245.7 \text{ mm}^2 / m$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{245.7}{79} = 3.11$$

Select  $\Phi 10 @ 20 \text{ cm c/c}$

#### Design of the Horizontal reinforcement:

$$As_{horizontal} = 0.002 * 1000 * 300 = 600 \text{ mm}^2 / m$$

$$\# \text{ of bar in on meter} = \frac{600}{79} = 8$$

Select  $\Phi 10 @ 10 \text{ cm c/c}$ , In tow layer

#### Check for Shear :

$$Vu_d = 98 \text{ KN}$$

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

## Chapter Four

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} * 0.273 * 1000 = 870.79 \text{ kN}$$

$\phi V_c \gg \gg V_u$  ... No Shear Reinforcement is Required.

### Design of Basement Footing:-

Total factored load in basement =  $1.2 \times (25 \times 5.03 \times 0.3) = 45.27 \text{ KN/m}$

Soil density =  $18 \text{ Kg/cm}^3$ .

Allowable soil Pressure =  $400 \text{ KN/m}^2$ .

Assume footing to be about (30 cm) thick.

Footing weight =  $1.2 \times (25 \times 0.3) = 9 \text{ KN/m}^2$ .

Soil weight above the footing =  $1.6 \times (3.44) \times 18 = 99.072 \text{ KN/m}^2$ .

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

$q_{\text{allow}} = 400 - 9 - 99.072 = 290.928 \text{ KN/m}^2$

Assume  $b = 1 \text{ m}$ ,  $h = 30 \text{ cm}$

$d = 300 - 75 - 14 = 211 \text{ mm}$ ,

$q_{\text{ult}} = 45.27/1 * 0.8 = 56.59 \text{ KN/m}^2$

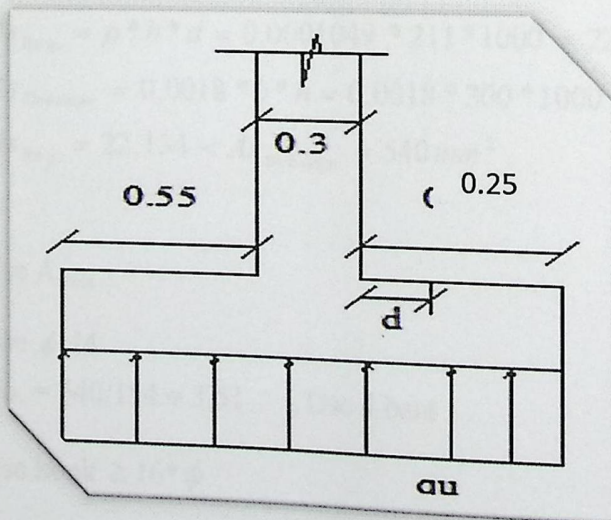


Fig ( 4-30): Footing geometry

### Check of One Way Shear:-

$$V_u = 1 \times (0.25 - 0.211) \times 56.59 = 2.21 \text{ KN}$$

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

$$\phi V_c = \frac{0.75}{6} \sqrt{24} \times 0.211 \times 1 \times 1000 = 129.2 \text{ KN}$$

$\phi V_c > V_u \dots \dots$  No shear R.F is required

**Design of Bending Moment:-**

$$M_u = 56.59 \times 0.25^2 / 2 = 1.77 \text{ KN/m}$$

$$M_n = \frac{1.77}{0.9} = 1.97 \text{ KN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{1.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.211^2} = 0.044 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.588 \times 0.044}{420}} \right) = 0.0001049$$

$$A_{s_{Req.}} = \rho * b * d = 0.0001049 * 211 * 1000 = 22.134 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{s_{Req.}} = 22.134 < A_{s_{Shrinkage}} = 540 \text{ mm}^2$$

Use  $A_{s_{min}}$

Use  $\phi$  14

$$\text{No.} = 540/154 = 3.51 \quad , \text{ Use 4 bars}$$

Use hook  $\geq 16 * \phi$

$$\text{Required length of hook} \geq 16 * \phi \geq 16 * 1.4 = 22.4 \text{ cm}$$

$$\text{Use Hooksel.} = 25 \text{ cm} > \text{Hookreq} = 22.4 \text{ cm}$$

Use  $\phi$  14 @ 25 cm c/c

## Chapter Four

**In the other Direction:-**

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 1000 * 300 = 540 \text{ mm}^2$$

Use  $\phi$  14

$$\text{No.} = 540/154 = 3.51, \text{ Use 4 bars}$$

Use  $\phi$  14 @ 25 cm c/c

$$l_{dreq} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda \sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+}{db}} * db$$

$$l_{dreq} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1 * \sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.7 \text{ mm}$$

$l_{d \text{ available}}$

$$l_{d \text{ available}} = 475 \text{ mm} > l_{dreq} = 345.7 \text{ mm}$$

### 4-15 Design of Shear wall:

**Calculation of loads:**

$$W_{\text{Ground Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls}) = 27330.7 \text{ KN}$$

$$W_{\text{First Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 28678.3 \text{ KN}$$

$$W_{\text{second Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 24488 \text{ KN}$$

$$W_{\text{Third Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of upper columns \& walls} + \text{Weight of lower columns \& walls}) = 20989.5 \text{ KN}$$

## Chapter Four

$$W_{\text{fourth Floor}} = \text{Weight of slab} + \text{Weight of stairs} + 0.5 * (\text{Weight of lower columns \& walls}) = 11659.1 \text{ KN}$$

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

$$W_{\text{Total}} = 113145.6 \text{ KN}$$

### Calculation of shear force on shear walls:

From Uniform Building Code 1997 (UBC):

$$Z=0.3 \text{ zone "3"}$$

$$R=5.5$$

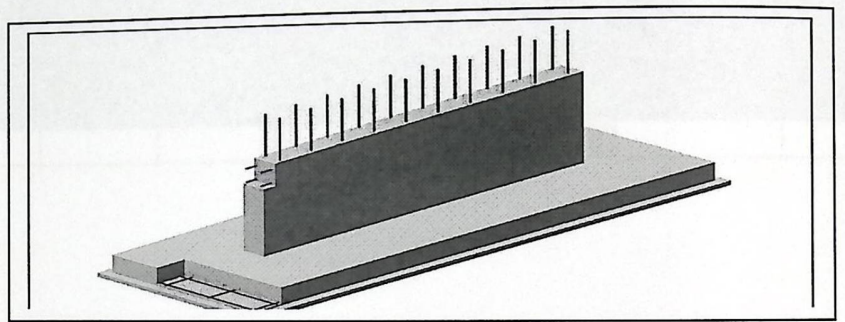
$$I=1$$

$$C_a = 0.24$$

$$C_v = 0.24$$

$$h_n = 23$$

$$C_t = 0.0488$$



Where: Fig ( 4-31): shear wall

$Z$ =Seismic zone factor as given in table 16-1.

$R$ = numerical coefficient representative of the inherent over strength and global ductility capacity of lateral force resisting systems, as set 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

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \text{ Eq.... 30-8 (UBC)}$$

$$T = 0.0488(17.5)^{3/4} = 0.4175$$

$$V_1 = \frac{C_v I}{R T} W = \frac{0.24 * 1}{5.5 * 0.4175} * w = 0.1045w$$



# Chapter Four

$$V \leq 0.11 * WKN \dots \text{control}$$

$$V \geq 0.0264 * WKN$$

$$F_t = 0.07 * T * V = 0.07 * 0.4175 * 11823.7 = 345.5 KN$$

floor	W (KN)	V (KN)	H (m)	Ft (KN)	(V-Ft)	(W*h)	F <sub>x</sub>	FX
fourth	11659	11823.7	17.5	345.5	11478.2	204032.5	2573	2573
Third	20989.5	11823.7	14	345.5	11478.2	293853	3338	5781
Second	24488	11823.7	10.5	345.5	11478.2	257124	2807	8588
First	28678.3	11823.7	7	345.5	11478.2	200748.1	2191.3	10779.5
Ground	27330.7	11823.7	3.5	345.5	11478.2	95657.5	1044.3	11823.8
Σ	113145.6					1051415.1		

Table (4 - 2) Calculation of the total Fx.

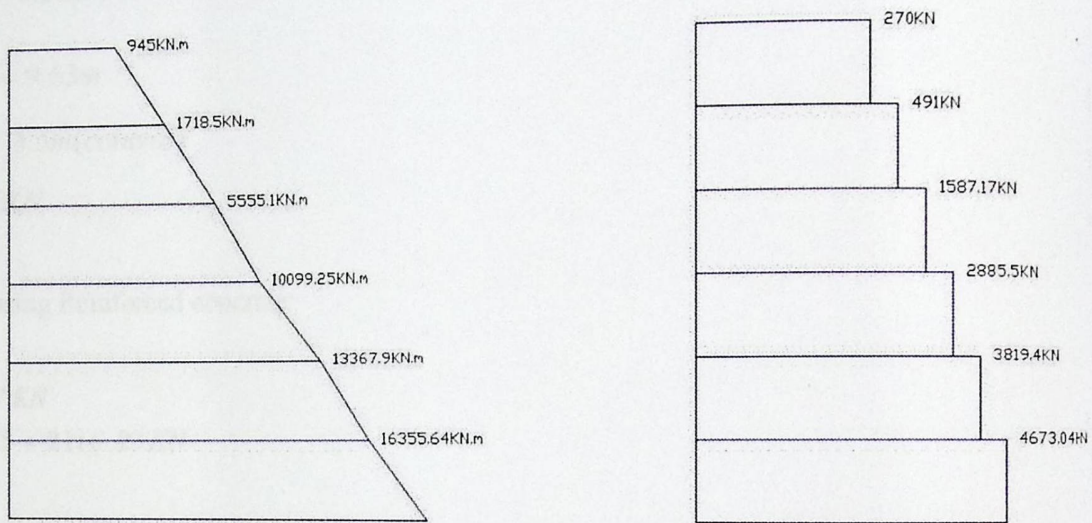


Fig (4-32) : Fx-Diagram

Shear Wall Design Parameters:

$f_c' = 24 \text{ MPa}$

$f_y = 420 \text{ MPa}$

$h = 20 \text{ cm}$ . Shear wall thickness.

$L_w = 9.35 \text{ m}$ . shear wall width

$H_w = 19.25 \text{ m}$ . Story height.

Design of the Horizontal reinforcement:

## Chapter Four

*Internal forces & moments:*

$$\sum F_x = V_u = 1587.17 \text{ KN}$$

Critical Section

$$\frac{L_w}{2} = \frac{9.35}{2} = 4.68 \text{ m}$$

$$\frac{h_w}{2} = \frac{19.25}{2} = 9.63 \text{ m}$$

$$\text{story height} = 3.5 \text{ m (control)}$$

$$M_u = 5555.1 \text{ KN}$$

Design it by using Reinforced concrete:

$$V_u = 1587.17 \text{ KN}$$

$$V_n = V_u / 0.75 = 2116.23 \text{ KN}$$

Design of shear

## Chapter Four

$$d = 0.8 * Lw = 0.8 * 14.10 = 11.28m$$

$$V_{c1} = \frac{1}{6} * \sqrt{f_c'} * h * d = \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 0.25 * 11.28 = 2302.52KN(\text{Control})$$

$$V_{c2} = \frac{\sqrt{f_c'} * h * d}{4} + \frac{N_u * d}{4 * l_w} = \frac{\sqrt{24} * 0.25 * 11.28}{4} + \frac{1 * 11.28}{4 * 14.10} = 3730.28KN$$

$$V_s = V_n - V_{c1}$$

$$V_s = 2447.08 - 2302.52 = 144.56KN$$

$$\left( \frac{A_{v_h}}{S2} \right) = \frac{V_s}{F_y * d} = \frac{144 * 10^{-3}}{412 * 11.28} = 0.0311 * 10^{-3}m$$

$$\left( \frac{A_{v_{hmin}}}{S2} \right) = 0.0025 * h = 0.0025 * 0.25 = 0.625 * 10^{-3}m(\text{Control})$$

$$S2 = \frac{Lw}{5} = 14100 / 5 = 2820mm$$

$$S2 = 3 * h = 3 * 250 = 750mm$$

$$S2 = 450mm(\text{control})$$

$$\text{select} \longrightarrow 2\phi 10 \longrightarrow A_s = 1.58cm^2$$

$$\frac{A_v}{S2} = 0.5mm$$

$$\frac{158}{S2} = 0.5 \rightarrow S2 = 316mm(\text{Control})$$

$$\text{Select} \dots S2 = 20cm < S_{req.} = 31.6cm$$

$$S2_{\text{selected}} = 20cm < 45cm < 60cm$$

$$\text{use} \dots 2\phi 10 @ 20cm(c/c) \text{ in 2 layer}$$

Select 2Φ 10 / 20cm. In two layer

Design of the Vertical reinforcement:

## Chapter Four

$$\rho_{\min} = (0.0025 + 0.05(2.5 - \frac{h_w}{L_w})(\frac{A_v h}{S_2 h} - 0.0025)) S_1 h_1$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{19.25}{9.35} = 2.06 < 2.5$$

$$A_v h = 0.0025 \times S_1 \times h_1$$

$$S_1 = \frac{1}{3} L_w = \frac{1}{3} \times 9350 = 3116.67 \text{ mm}$$

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

$$S_1 = 600 \text{ mm (control)}$$

Select 2 $\phi$ 10 With area  $A_s = 158 \text{ mm}^2$

$$158 = 0.0025 \times S_1 \times 200$$

$$\therefore S_1 = 316 \text{ mm (Control)}$$

$$\text{Select } S_1 = 20 \text{ cm} < 31.6 \text{ cm}$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

→ Select  $\phi 20 / 20 \text{ cm c / c}$

Select  $\Phi 20 / 20 \text{ cm}$

Design of bending moment:

$$M_u = 5555.1 \text{ KN.m}$$

$$1570.79 \times 2 = 3141.59$$

$$w = 3141.59 \times 420 / (9350 \times 200 \times 24) = 0.0293$$

$$c/l_w = (0.0293 + 0) / (2 \times 0.0293 + (0.85 \times 0.85)) = 0.0375$$

$$\Phi M_n = [0.5 \times 3141.59 \times 420 \times 9350 \times (1 + 0)(1 - (0.0375))] \times 10^{-6} = 5937.192 \text{ KN.m}$$

$$\Phi M_n > M_u \text{ ok}$$

*The vertical uniformly distributed bar's at the end enough, so no need for additional steel area.*

**4-16 Design of steel Beams :-**

**Design of composite beams:-**

**Dead load for solid slab :-**

Tiles =  $0.03 \times 23 = 0.69$

Mortor =  $0.03 \times 23 = 0.69$

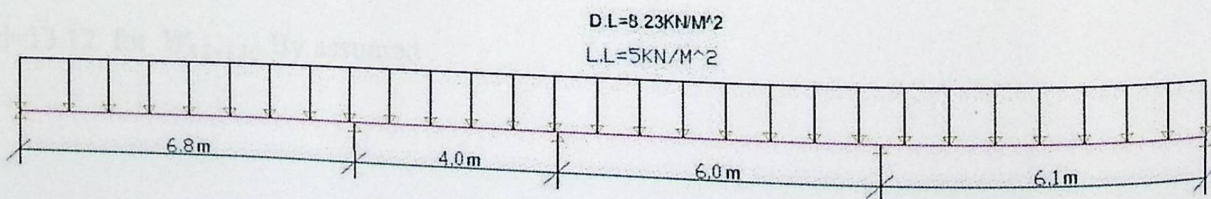
Sand =  $0.07 \times 17 = 1.19$

Slab =  $0.2 \times 25 = 5$

Plastering =  $0.03 \times 22 = 0.66$

Sum of dead load = 8.23 KN/m<sup>2</sup>

Live load = 5 KN/m<sup>2</sup>



**Fig (4-33) : composit beam load Diagram**

compute factored load on beam :-

$$D.L = \frac{32.44}{3.28} * 0.224 = 2.21 \text{ kip/ft}$$

## Chapter Four

$$L.L = \frac{20.86}{3.28} * 0.224 = 1.42 \text{ kip/ft}$$

Factored load :-

$$D.L = 1.2 * 2.21 = 2.652 \text{ kip/ft}$$

$$L.L = 1.6 * 1.42 = 2.272 \text{ kip/ft}$$

Compute the moment :-

$$Mu = \frac{w * l^2}{8} = \frac{(2.265 + 2.272) * (20.2 * 3.28)^2}{8} = 2489.6 \text{ kip.ft}$$

Select the section ,  $A_{s_{req}}$  :-

$$ts = \frac{20}{2.54} = 7.874 \text{ in}$$

Assume  $a=1$  in ,

$$ts - \frac{a}{2} = 7.874 - 0.5 = 7.374 \text{ in}$$

$$A_{s_{req}} = \frac{Mu}{\phi b * f_y \left( \frac{d}{2} + ts - \frac{a}{2} \right)} = \frac{2489.6 * 12}{0.9 * 50 \left( \frac{13.12}{2} + 7.374 \right)} = 44.67 \text{ in}^2$$

$d=13.12$  for  $W_{12*120}$  By assumed

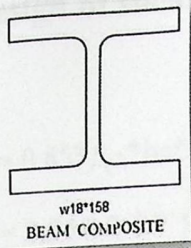


Fig (4-34) : composit beam section

select  $W_{18*158}$   $A_g=46.3$  ,  $d=19.7$  ,  $b_f= 11.3$

$$B_e = \frac{1}{4} * 20.2 * 3.28 * 12 = 198.77in$$

$$\leq \text{beam spacing} = 6.1 * 3.28 * 12 = 240.1 \text{ in } \dots \text{ controlled}$$

$$T = C$$

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

$$46.3 * 50 = 0.85 * 3.5 * 198.77 * a$$

$$a = 3.91 < t_s = 7.374$$

the nominal strength moment:-

$$M_n = A_g * f_y \left( \frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 46.3 * 50 \left( \frac{19.7}{2} + 7.374 - \frac{3.91}{2} \right) = 2945.6$$

$$\Phi M_n = 0.9 * 2945.6 = 2651.04 \geq M_u = 2489.6 \dots \dots \dots \text{ OK}$$



**Design of shear (studs) :-**

$$C = 0.85 * f_c \backslash * b_e * a$$

$$= 0.85 * 3.5 * 198.77 * 3.91 = 2312.14 \text{ kip} \quad \dots \text{ controlled}$$

$$T_{\text{max}} = 67.7 * 50 = 3385 \text{ kip}$$

The # of shear connectors required for each half span (N) :-

$Q_n$  : from table 16.8.1 (nominal strength for stud) ,

$$\frac{3}{4} \text{ in diameter} * 3 \text{ in headed stud} = 23.6 \text{ kip}$$

$$N = \frac{C_{\text{max}}}{Q_n} = \frac{2312.14}{23.6} = 98$$

Spacing for studs :-

$$P = \frac{L}{\# \text{ IN ONE ROW}} = \frac{20.2 * 3.28 * 12}{80} = 9.938 \text{ in}$$

$$P_{\text{max}} = 8 * t_s = 8 * 7.874 = 62.9 \text{ in}$$

$$P_{\text{mini}} = 6 * \text{diamerter} = 6 * 0.75 = 4.5 \text{ in}$$

Then  $p_{\text{max}} > p > p_{\text{mini}}$

$$62.9 > 9.938 > 4.5 \quad , \text{ OK}$$