

بسم الله الرحمن الرحيم  
جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج بعنوان  
التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة قفيشة في مدينة الخليل

فريق العمل :

عمر عبد الله الزرو

باسل أولاد محمد

عبد الحكيم الشربي

إشراف :

د. ماهر عمرو

الخليل – فلسطين

2015-2016

بسم الله الرحمن الرحيم  
جامعة بوليتكنك فلسطين



كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

مشروع التخرج بعنوان  
التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة قفيشة في مدينة الخليل

فريق العمل :

عمر عبد الله الزرو

باسل أولاد محمد

عبد الحكيم الشريبي

إشراف :

د. ماهر عمرو

الخليل – فلسطين

2015 -2016

جامعة بوليتكنك فلسطين  
الخليل- فلسطين  
كلية الهندسة والتكنولوجيا  
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع :

التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة قفيشة في مدينة الخليل

فريق العمل :

عبد الحكيم الشريبي      باسل أولاد محمد      عمر عبد الله الزرو

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

توقيع المشرف

توقيع اللجنة الممتحنة

## إهداء

إلى من سهرت وتعبت ورفعت يداها في جوف الليل كي تدعو لنا بأن نصل ، فوصلنا

إلى من قدّم ويقدم حياته لنا , ومن أخذ منه السعي لأجلنا زهرة العمر .

إلى كل الذين نحبيهم

نهدي هذا العمل

فريق العمل

## شكر وتقدير

وقبل أن نمضي , هي كلمة شكر لا بدّ لنا أن نرسلها إلى من يستحق .

وبعد شكر الله وحمده والثناء عليه،

فهي إلى كلية الهندسة والتكنولوجيا , ففيها غرسنا بذرة الأمل , وسقيناها بماء الاجتهاد , وها نحن اليوم نجني ثمرتها .

وهي لدائرة الهندسة المدنية والمعمارية , ففي أروقتها مشينا نحو هدفنا الذي حلمنا به .

وهي أيضا لأساتذتنا الأفاضل , الذين كان لهم الدور الأكبر في وضع حجر فوق حجر لنبني حلمنا .

وهي خالصة معطرة للدكتور ماهر عمرو , الذي أعطانا من وقته الكثير , ولم يبخل علينا بالمتابعة والمشورة والنصيحة والكلمة الطيبة .

فشكراً لكم جميعاً .

فريق العمل.

## التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة قفيشة في مدينة الخليل

فريق العمل :

عمر عبد الله الزرو

باسل أولاد محمد

عبد الحكيم الشربي

جامعة بوليتكنك فلسطين

2015-2016 م

إشراف :

د. ماهر عمرو

### ملخص المشروع

تتلخص فكرة مشروعنا في التصميم الإنشائي لمدرسة مكونة من أربع طوابق، تشمل الطابق الأرضي، والطابق الأول، والطابق الثاني، والطابق الثالث، ويحتوي كل منها على غرف صفية كما تحتوي على مختبرات وغرف للإدارة ومخازن ومرافق صحية ومرافق أخرى صممت بعناية لتحقيق كافة المتطلبات بأنواعها .

وسيتم تصميم المنشأة في هذا المشروع بحيث يعتمد في معظمه كود الخرسانة الأمريكي ( ACI-318 )، وسيتم الاستعانة ببرامج تصميمية وبرامج رسم مثل: العتير، والاتوكاد وغيرهما.

حيث سيتم تحليل المشروع إنشائياً وتحليله وحساب الأحمال وتصميمه بما يتوافق مع الكود وإنشاء المخططات التنفيذية وكافة الأمور التي تلزم.

وسيتحتوي المشروع على أعمدة وجسور وأساسات وعقدات وجدران قص وأدراج وسيكون النظام الفريم فيه قليلاً جداً.

والله ولي التوفيق

# **The structural design of School**

## **Working team:**

**ABD AL HAKEEM AL SHERBI**

**BASIL AULAD MOHAMMAD**

**OMER ABDULLAH AL ZARO**

**Palestine Polytechnic University.**

**2015-2016**

## **Supervisor:**

**Dr. Maher Amer.**

## **Project abstract**

The idea of the project is structural design of a School That consists of four floors, the ground floor, first floor, second floor, and third floor, each containing a classrooms also contain laboratories and rooms for administration and stores and health facilities and other facilities that carefully designed to meet all the requirements of all kinds.

The facility will be designed so that in this project depends mostly American Concrete Code (ACI-318), and will be used design programs and drawing programs such as: ATIR, and AutoCAD and others.

Where the project will be structurally analysis and the loads will be analysis and calculated and designed in accordance with the code and we will create the structural working drawings and what should be done.

The project will contain columns, beams, and foundation and shear walls and other structural element with very little farms.

## فهرس المحتويات

رقم الصفحة		
i	صفحة العنوان	
ii	نسخة عن صفحة العنوان	
iii	شهادة تقييم مقدمة مشروع التخرج	
iv	الإهداء	
v	الشكر والتقدير	
vi	ملخص المشروع باللغة العربية	
vii	ملخص المشروع باللغة الانجليزية	
viii	فهرس المحتويات	
x	فهرس الجداول	
xi	فهرس الأشكال	
xii	List of abbreviations	
	المقدمة	الفصل الأول
2	مقدمة	1-1
2	اهداف المشروع	2-1
3	مشكلة المشروع	3-1
3	حدود مشكلة المشروع	4-1
3	المسلمات	5-1
3	فصول المشروع	6-1
4	إجراءات المشروع	7-1
4	الجدول الزمني للمشروع	8-1
	الوصف المعماري	الفصل الثاني
6	مقدمة	1-2
6	لمحة عامة عن المشروع	2-2
6	موقع المشروع	3-2
8	وصف المساقط الأفقية	4-2
8	الطابق الأرضي	1-4-2
9	الطابق الأول	2-4-2
10	الطابق الثاني	3-4-2
11	الطابق الثالث	4-4-2
12	وصف الواجهات	5-2
12	الواجهة الشمالية	1-5-2
13	الواجهة الجنوبية	2-5-2
14	الواجهة الشرقية	3-5-2
15	الواجهة الغربية	4-5-2
16	وصف الحركة	6-2
	الوصف الإنشائي	الفصل الثالث
19	مقدمة	1-3
19	هدف التصميم الإنشائي	2-3
20	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	3-3
20	الأحمال	1-3-3



20	الأحمال الميتة	2-3-3
21	الأحمال الحية	3-3-3
21	الأحمال البيئية	4-3-3
21	أحمال الرياح	1-4-3-3
21	أحمال الثلوج	2-4-3-3
22	أحمال الزلازل	3-4-3-3
22	العناصر الإنشائية	4-3
23	العقدات	1-4-3
23	العقدات المصممة ذات الاتجاه الواحد (Solid Slabs)	1-1-4-3
24	العقدات المصممة ذات الاتجاهين (Two way solid slab)	2-1-4-3
24	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab)	3-1-4-3
25	الجسور	2-4-3
26	الأعمدة	3-4-3
27	الجدران الحاملة (جدران القص)	4-4-3
28	الأساسات	5-5-3
29	الأدراج	6-4-3
30	فواصل التمدد	7-4-3
	<b>Structural analysis and design</b>	<b>Chapter 4</b>
32	Introduction	4-1
33	Factored loads	4-2
34	Design of Topping	4-3
34	Determine the minimum thickness of topping	4-3-1
34	Load calculation of topping	4-3-2
34	Flexure design for topping	4-3-3
35	Check for max Spacing between bars of topping	4-3-4
35	Design of one way Rib Slab (R001) at Ground Floor Slab	4-4
35	Determination of Slab Thickness	4-4-1
36	Design of effective width of rib (001)	4-4-2
37	Load calculations for rib( 001)	4-4-3
38	Design Rib( 001) For Flexure	4-4-4
38	Design for positive moment span (1)	4-4-4-1
40	Design for positive moment span (2)	4-4-4-2
41	Design of shear for Rib (R001)	4-4-5
42	Design for Negative moment for rib (001)	4-4-6
43	Design Beam ( 003) at the Ground Floor Slab	4-5
43	Design for positive moment for beam(003)	4-5-1
46	Design for Negative moment for beam(003)	4-5-2
46	Design the beam for shear for beam (003)	4-5-3
48	Design of column (C1-4)	4-6
49	Check for slenderness	4-6-1
49	Calculate the minimum eccentricity $e_{min}$ and the minimum moment $M_{min}$ About x-axis	4-6-2
49	Calculate EI	4-6-3
50	Determine the Euler buckling load $p_c$	4-6-4

50	Calculate the moment magnifier factor	4-6-5
50	Calculate the minimum eccentricity $e_{min}$ and the minimum moment $M_{min}$ About y-axis	4-6-6
50	Calculate EI	4-6-7
51	Determine the Euler buckling load $p_c$	4-6-8
51	Calculate the moment magnifier factor	4-6-9
52	Bressler equation	4-6-10
54	Design of stair	4-7
54	Determination of Slab Thickness	4-7-1
54	Load Calculations	4-7-2
56	Design of Shear for flight	4-7-3
56	Design of Bending Moment for Flight	4-7-4
57	Design of landing(S2)	4-7-5
57	Design of bending moment for landing	4-7-6
58	Design of Strip Footing for Shear Wall (W9)	4-8
58	Select foundation Area	4-8-1
59	Design of shear	4-8-2
59	Design of Moment	4-8-3
60	Check Lap splice and anchorage	4-8-4
61	Design of Isolated Footing (F2)	4-9
61	Area of Footing	4-9-1
62	Depth of footing	4-9-2
64	Design of flexural reinforcement both directions	4-9-3
65	Development length of foot reinforcement	4-9-4
65	Development length of column reinforcement	4-9-5
66	Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design )	4-9-6
66	Lap splice of column	4-9-7
67	النتائج والتوصيات	الفصل الخامس
68	النتائج	1-5
68	التوصيات	2-5
69	المصادر والمراجع	3-5
70	الملاحق	4-5

### فهرس الجداول

رقم الصفحة	وصف الجدول	اسم الجدول
4	الجدول الزمني للمشروع	1-1
20	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	1-3
22	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	2-3
55	Dead Load for flight	1-4
55	Dead Load For Landing	2-4

## فهرس الأشكال

رقم الصفحة	وصف الشكل	اسم الشكل
7	الموقع العام والأبنية المحيطة بالمشروع	1-2
7	صورة جوية للموقع	2-2
8	مخطط الطابق الأرضي	3-2
9	مخطط الطابق الأول	4-2
10	مخطط الطابق الثاني	5-2
11	مخطط الطابق الثالث	6-2
12	الواجهة الشمالية	7-2
13	الواجهة الجنوبية	8-2
14	الواجهة الشرقية	9-2
15	الواجهة الغربية	10-2
16	Section A-A	11-2
17	Section B-B	12-2
23	عقدات مصممة ذات الاتجاه الواحد	1-3
24	عقدات مصممة ذات الاتجاهين	2-3
24	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	3-3
25	أشكال الجسور المدلاة و المسحورة	4-3
26	أحد أشكال الأعمدة	5-3
27	جدار القص	6-3
28	الأساس المنفرد	7-3
29	الدرج	8-3
36	location of R001 at the ground floor slab	1-4
36	Spans length and section of rib (R004)	2-4
37	Typical Section at Ribbed Slab	3-4
38	loadings of Rib (004)	4-4
38	Moment Diagram For Simply Supported Rib	5-4
41	Shear Diagram for rib	6-4
42	Reinforcement of Rib (004)	7-4
43	Spans length and section of rib (R004)	8-4
44	loadings of Rib (004)	9-4
44	Moment Diagram For Simply Supported Rib	10-4
47	Shear Diagram in beam	11-4
48	column section	12-4
54	stair plan	13-4
55	flight load	14-4
57	landing load	15-4
61	detail for the footing	16-4

**List of abbreviation:**

$D_L$ : Dead load.

$L_L$ : live load.

$W_u$ : factored total load.

$L_n$ : clear length of member.

$\delta$ : thickness of a layer.

$\gamma$ : unit weight of material.

$M_n$ : nominal moment.

$M_u$ : factored moment at section.

$f'_c$ : Compression strength of concrete.

$f_y$ : specified yield strength of non-prestressed reinforcement.

$\rho$ : ratio of steel area.

$\epsilon_s$ : strain of tension steel.

$\phi$ : strength reduction factor.

$V_n$ : nominal shear strength.

$V_u$ : factored shear force at section.

$V_c$ : nominal shear strength provided by concrete.

$V_s$ : nominal shear strength provided by shear reinforcement.

$A_s$ : area of steel.

$A_v$ : area of shear reinforcement.

$b$ : width of compression face of member.

$b_w$ : web width.

$d$ : distance from extreme compression fibers to centroid of tension reinforcement.

$h$ : over all thickness of member.

$P_n$ : nominal axial load.       $P_u$ : factored axial load       $S$ : spacing between bars.

# الفصل الأول

1

## المقدمة

- 1.1 المقدمة.
- 2.1 أهداف المشروع.
- 3.1 مشكلة المشروع.
- 4.1 حدود مشكلة المشروع.
- 5.1 المسلمات.
- 6.1 فصول المشروع.
- 7.1 إجراءات المشروع.

## 1.1 المقدمة

لقد تطورت معيشة الإنسان القرون القليلة الماضية أضعاف أضعاف التطور الذي مر به منذ عشرات آلاف السنين الخالية منذ قدوم البشر، وما كان هذا إلا بعد اكتشاف بعض أسرار الكون وقوة التفكير والعلم مما دفعنا إلى تقدير العلم وبناء العقول بطرق منهجية تواكب تطورنا الفكري وترقى بنا في سلم العقل فكانت المدارس الخطوة الأولى أو الثانية في هذا البناء ولما تقتضيه المدارس من أهمية في بناء الحضارة فإننا كمهندسين يجب أن نعامل هذا البناء في تصميمه وهندسته بما لا يقل أهمية وبما يتكامل مع منهجية وهندسة وتربية الطلبة داخله .

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

يتضمن المشروع التصميم الإنشائي لمبنى مدرسة قفيسة الأساسية للطلبة يتكون من أربعة طوابق، وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقود وانتهاء بالقواعد والأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

### 2.1 أهداف المشروع

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

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

### 3.1 مشكلة المشروع

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

### 4.1 حدود مشكلة المشروع

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

### 5.1 المسلمات

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

### 6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على خمسة فصول وهي:

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

## 7.1 إجراءات المشروع

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

## 8.1 الجدول الزمني للمشروع

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

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

الزمن المقترح أسبوعياً	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
مراجعة المشروع	■	■	■	■													
تصميم الدرج				■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
تصميم الأعمدة																	
تصميم جدران القص																	
تصميم الأساسات																	
إعداد الخنزيرة ونص المشروع																	
طباعة المشروع وتجهيز العرض																	
عرض المشروع																	



# الفصل الثاني

## 2

### الوصف المعماري للمشروع

- 1.2 مقدمة.
- 2.2 لمحة عن المشروع.
- 3.2 موقع المشروع.
- 4.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.
- 5.2 وصف الواجهات.
- 6.2 وصف الحركة.

## 1.2 مقدمة

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

## 2.2 لمحة عن المشروع

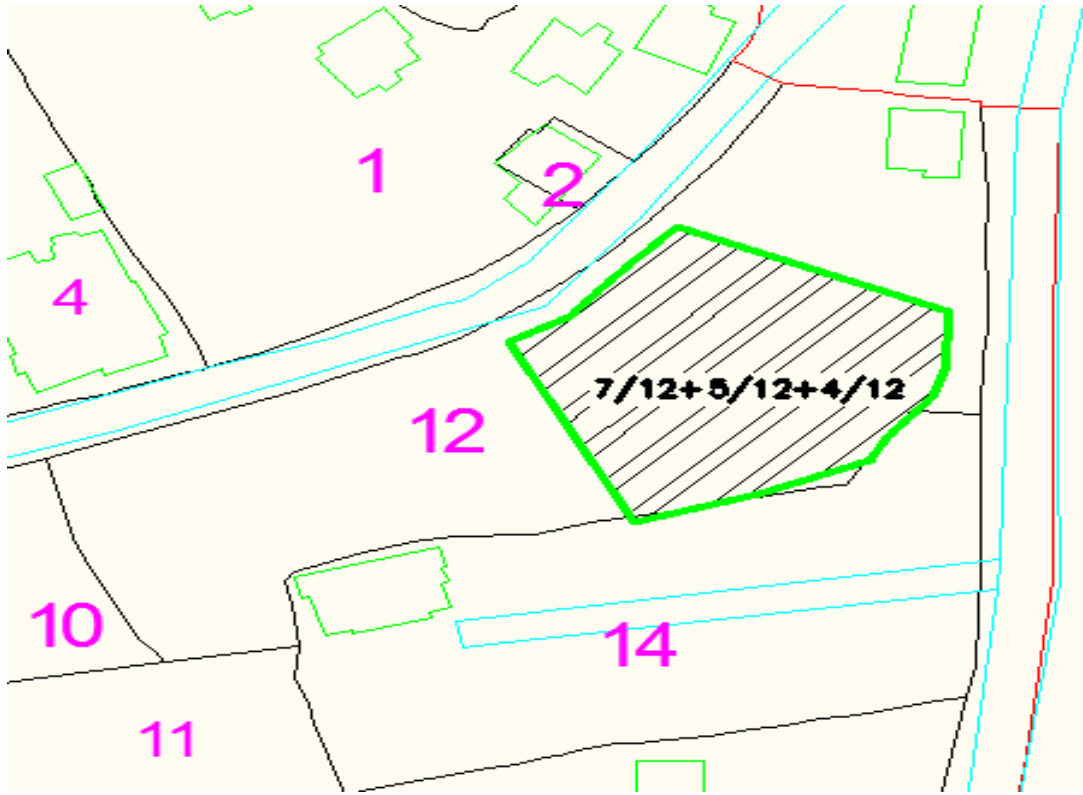
المشروع عبارة عن مدرسة للطلبة من المرحلة الأساسية من تصميم المهندس "مالك مراد " من مكتب المهندسون العرب بلحول، ويقوم المشروع على فكرة جعل المبنى يلبي كافة الحاجات الوظيفية والتعليمية ومتطلبات الهدف من البناء .

ولهذا فقد تم تصميمه بما يتوافق مع الأغراض التعليمية حيث تم التركيز على الجوانب الوظيفية للمبنى فنجد أن عناصره متقاربة مع بعضها، متصلة بشكل جيد يوفر سهولة الحركة وسرعة التنقل، والأشياء المتقربة وظيفياً متقاربة في المبنى كما تم مراعاة احتياجات ذوي الاحتياجات الخاصة في المبنى من توفير الممرات والوحدات الصحية الخاصة بهم. وكما تم التركيز على توفير الراحة وسهولة الوصول واستعمال المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وغيرها .

يتكون المبنى من أربعة طوابق منها الطابق الأرضي على قطعة أرض مساحتها حوالي 2593 م<sup>2</sup> ويوجد تناسق في أجزاء المبنى وكتله ما يضيف عليه مظهراً رسمياً ورونقاً تعليمياً تقليدياً.

## 3.2 موقع المشروع

يقع المشروع في مدينة الخليل – حيث يعتبر موقع المشروع في المنطقة النشطة في الخليل، ويمتاز بسهولة الوصول إليه من قبل وسائل النقل العام. حيث يتم الوصول للموقع من خلال عدة شوارع، منها الشارع الذي يؤدي إلى جامعة الخليل. ومن خلال شارع السلام –مفرق المدارس-.



شكل (1-2): الموقع العام والأبنية المحيطة بالمشروع

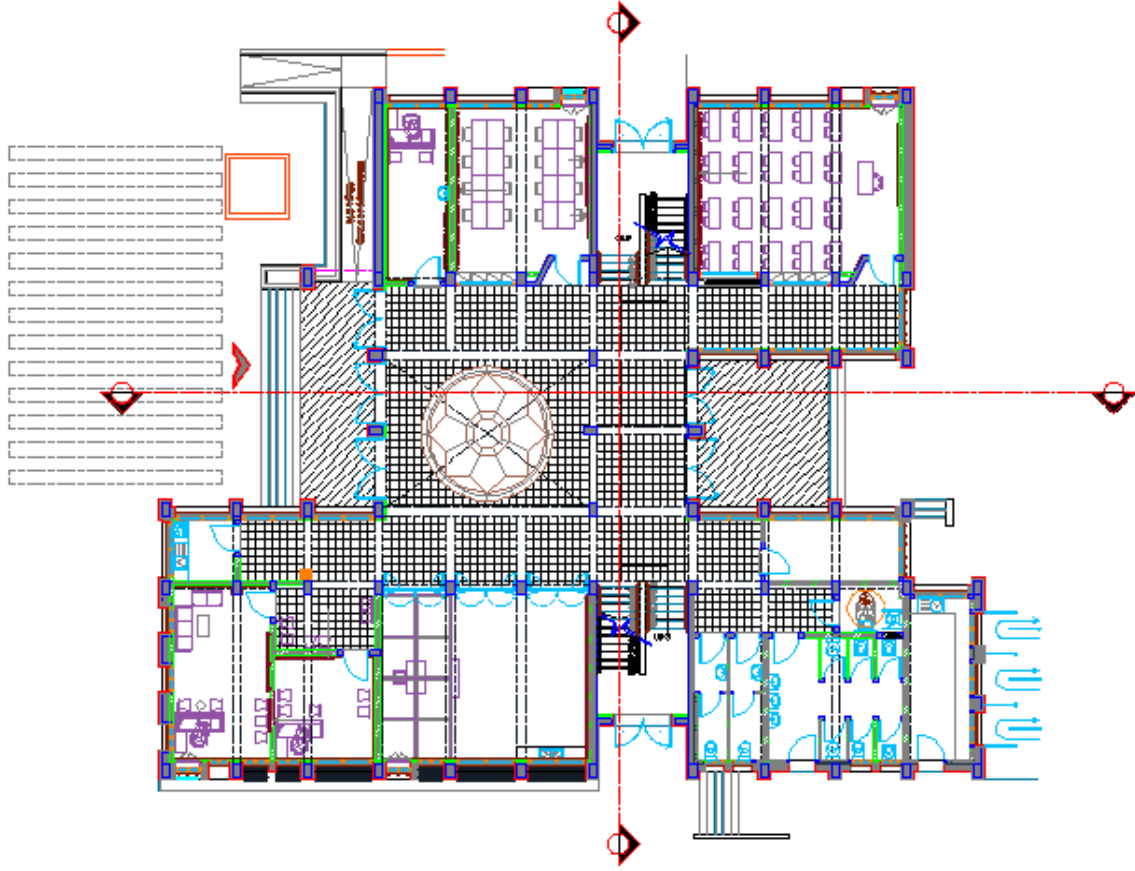


شكل (2-2): صورة جوية للموقع (الجزء المظلل هو حد قطعة الأرض المقترحة).

## 4.2 وصف المساقط الأفقية

### 1.4.2 الطابق الأرضي

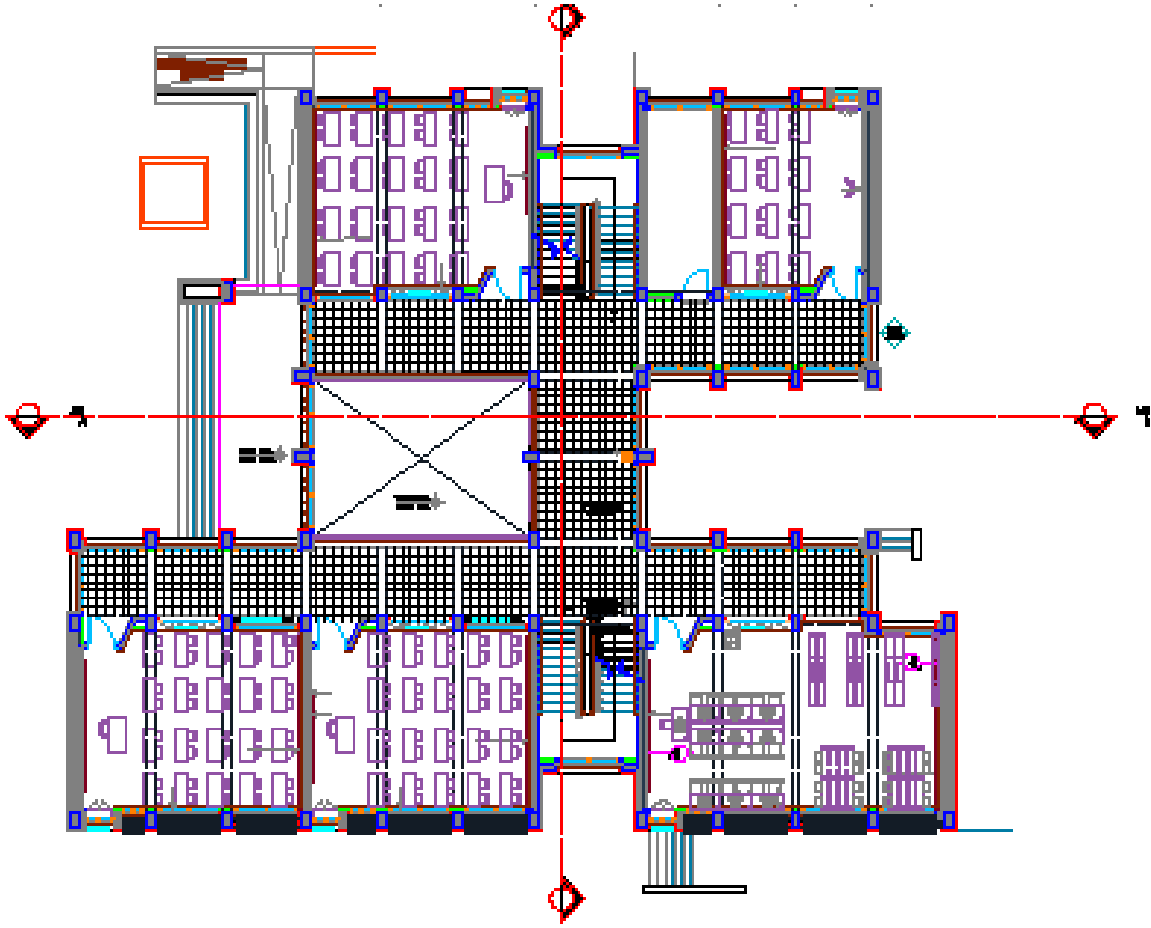
مساحة هذا الطابق هي 520.95 متر مربع ويقع مستوى هذا الطابق على منسوب 947.5 وتختلف ارتفاعات هذا الطابق عن الأرض فمن الجهة الشمالية 70 سم ومن الغربية 80 سم ومن الجنوبية 100 سم أما من الجهة الشرقية 35 سم. ويوجد مدخل رئيسي في الجهة الغربية وآخر في الشرقية ومخارج طوارئ في الجهتين الجنوبية والشمالية. ويستخدم هذا الطابق بأكمله لأغراض متعددة كالمكاتب وغرفة متعددة الأغراض وغرفة التدريس وغرفة إسعافات ومطبخ وحمامات، كما أنه يحتوي على وسائل إيصال إلى الطابق الأول من خلال درجين الأول في الجهة الشمالية والثاني في الجنوبية، كما هو موضح في المخطط التالي:-



شكل (2-3): مخطط الطابق الأرضي

## 2.4.2 الطابق الأول :

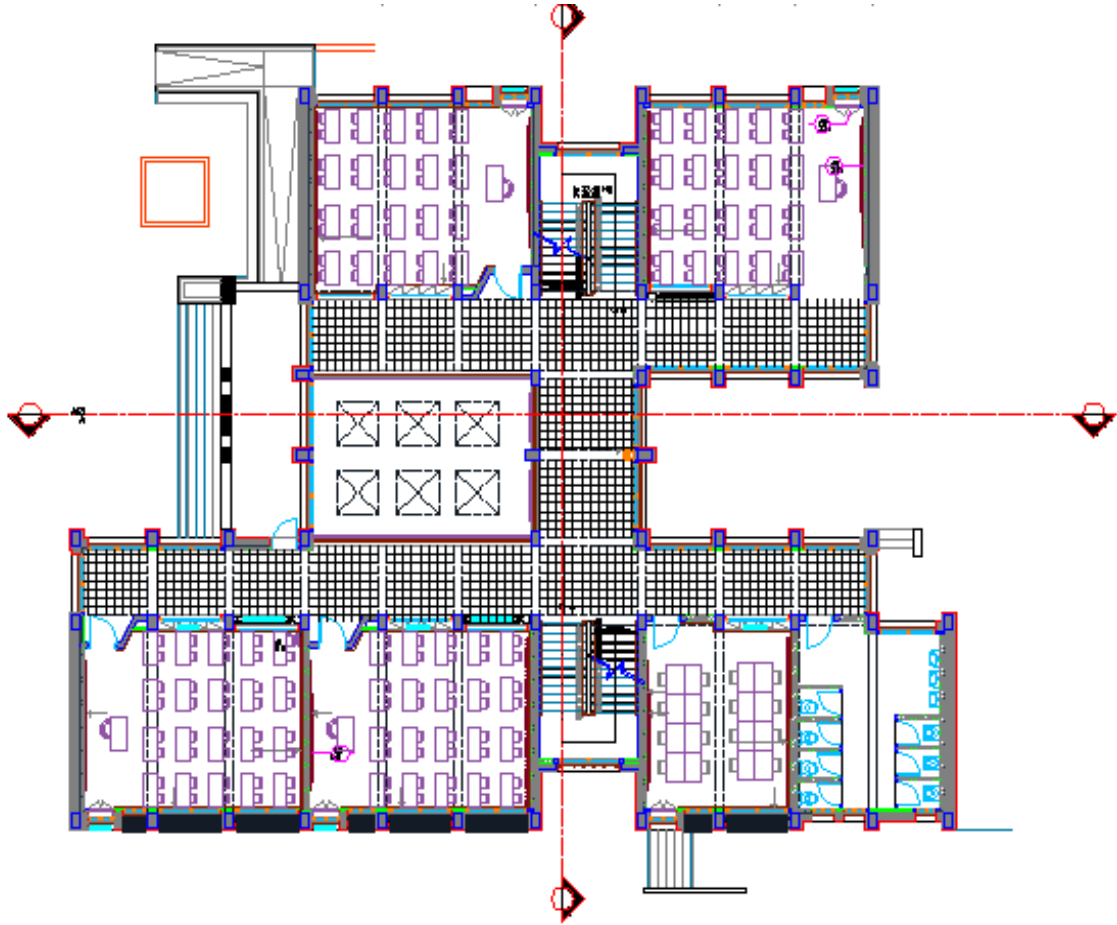
ومساحة هذا الطابق هي 544.6 متر مربع، كما يتكون هذا الطابق من عدة غرف تعليمية بالإضافة إلى مكتبة ومختبر حاسوب , وبمساحات مختلفة ومناسبة تخدم جميع أغراض الاستخدام كما يظهر المنور في هذا الطابق مفتوحا.



شكل (2-4): مخطط الطابق الأول .

### 3.4.2 الطابق الثاني :

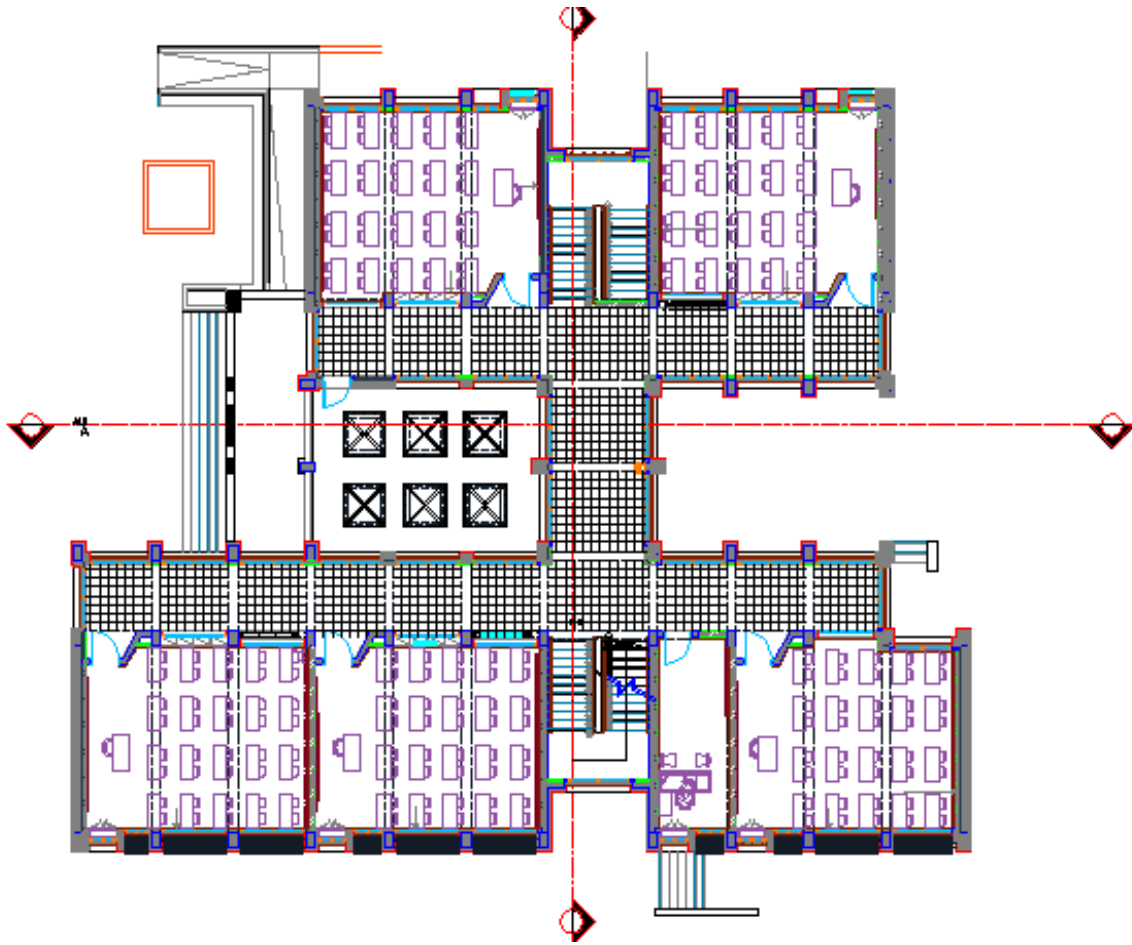
ومساحة هذا الطابق هي 550.3 متر مربع, ويحتوي على بعض التراجعات في الجزء الغربي للبناء, ويتكون هذا الطابق من عدد من الغرف الدراسية وغرفة للمعلمين, وبمساحات مختلفة ومناسبة, بالإضافة لوجود دورات المياه كما هو موضح أدناه:



شكل (2-5): مخطط الطابق الثاني .

#### 4.4.2 الطابق الثالث :

ومساحة هذا الطابق هي 520.1 متر مربع, ويتكون هذا الطابق من خمسة غرف دراسية ومكتب خاص، وبمساحات مختلفة ومناسبة، كما هو موضح أدناه، وفي أرضية هذا الطابق "سقف الطابق الثاني" يتم غلق المنور بعقدة بها ستة فتحات .



شكل (2-6): مخطط الطابق الثالث .

## 5.2 وصف الواجهات :

### 1. الواجهة الشمالية:

تظهر الواجهة بمظهر رسمي وهو طابع المبنى بشكل عام حيث انه بناء مدرسة ،يظهر بالواجهة عقدة بيت الدرج كما يظهر مدخل الطوارئ الخاص ببيت الدرج ،كما يظهر الطريق الخاص بذوي الاحتياجات الخاصة ،كما يظهر تنوع الأبواب والشبابيك بالواجهة ،وتتدرج المناسيب في الواجهة من 946.7 في أقصى اليمين حتى 946.85 في نهاية الممر حتى 946.9 في نهاية الواجهة من اليسار ، كما وتظهر بروزات بالأعمدة وبعض الجدران لتشكل كاسرات عمودية للشمس تتراوح في مقدار البروز لتعطي طابعا معماريا ورسميا جميلا ،كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(7-2) الواجهة الشمالية



## 2. الواجهة الجنوبية :

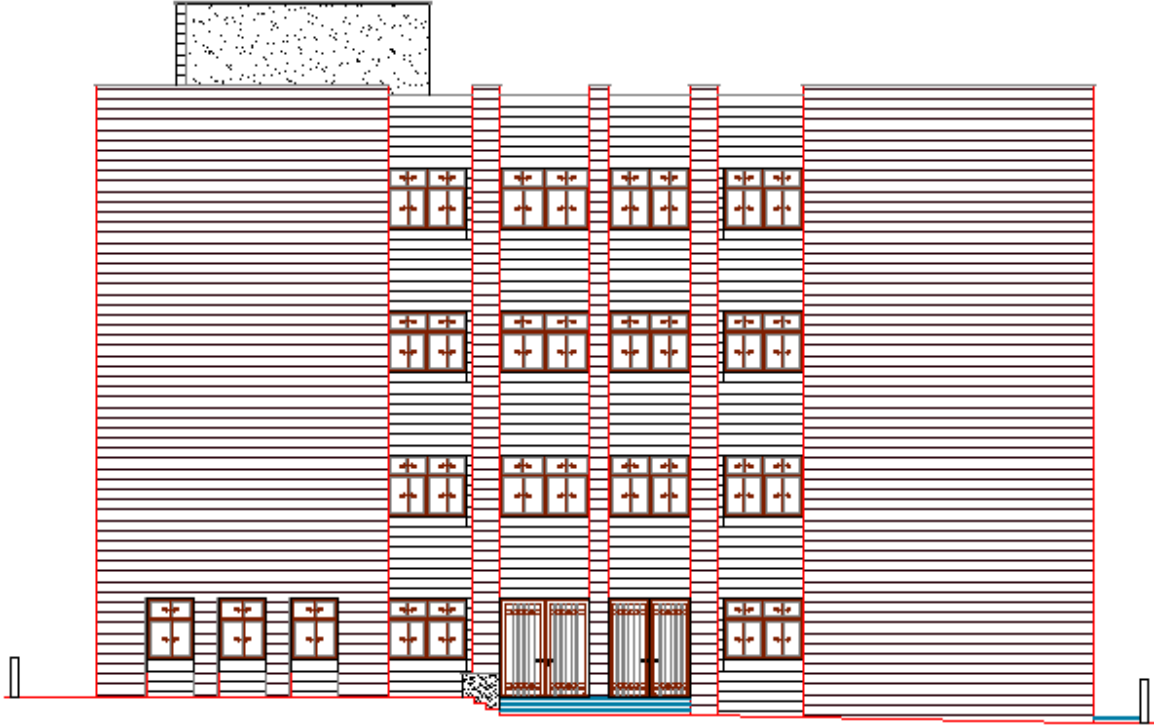
تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الشمالية للبناء، تظهر الواجهة بمظهر رسمي وهو طابع المبنى بشكل عام حيث انه بناء مدرسة، يظهر بالواجهة عقدة بيت الدرج كما يظهر مدخل الطوارئ الخاص ببيت الدرج. وتندرج المناسيب في الواجهة من 947.43 في أقصى اليمين ثم يأتي درج ينزل بالقرب من مدخل طوارئ لبيت الدرج حتى منسوب 946.5 ثم يبقى المنسوب حتى أقصى اليمين كما هو، ويستمر بيت الدرج لهذه الواجهة لتظهر عقده فوق المبنى، كما وتظهر بروزات بالأعمدة وبعض الجدران لتشكل كاسرات عمودية للشمس تتراوح في مقدار البروز لتعطي طابعا معماريا ورسميا جميلا، كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(8-2): الواجهة الجنوبية

### 3. الواجهة الشرقية:

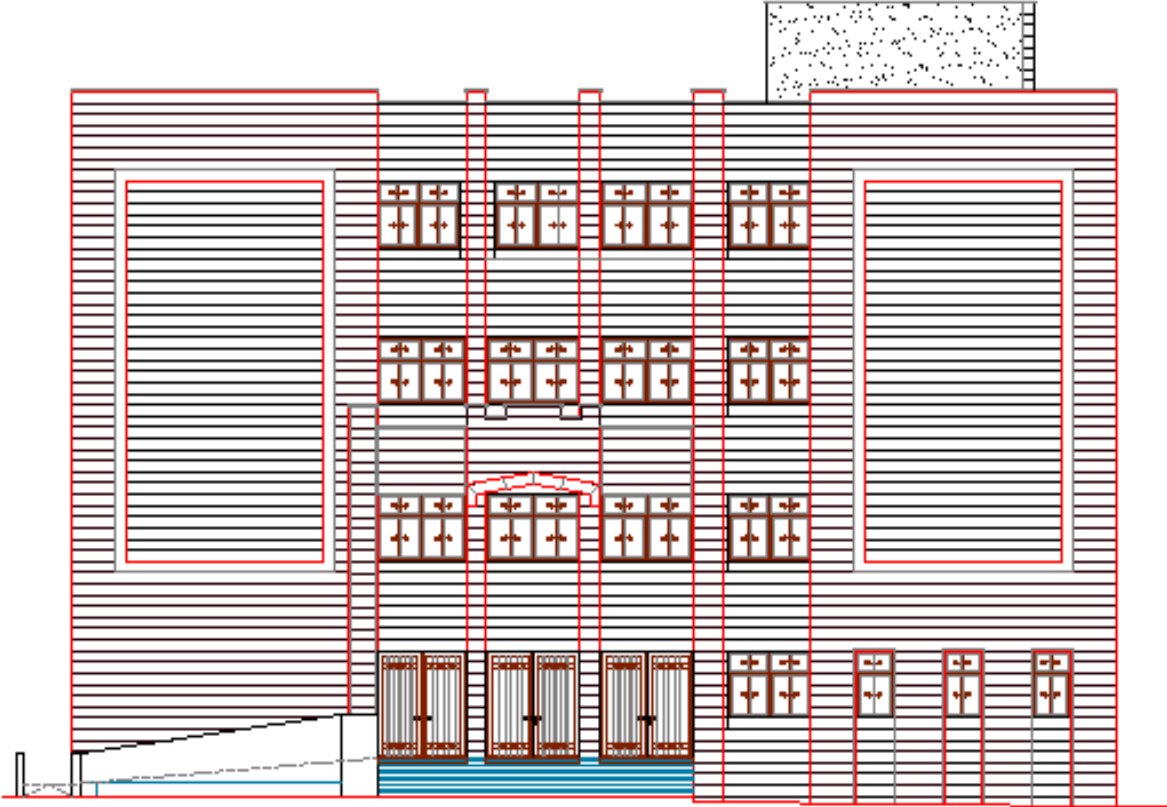
تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الرئيسية للبناء، كما يظهر فيها المدخل الثاني " الخلفي " للبناء، ونلاحظ البروزات التي تميل الى التناسق في هذه الواجهة، وتندرج المناسيب في الواجهة من 946.9 في أقصى اليمين حتى 947.15 عند المدخل الثاني والذي يتكون من ثلاث درجات تصل حتى منسوب 974.5 ثم يصبح يصعد المنسوب بعد ثلاث درجات الصاعدة 947.6 بمنسوب الارضي كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(9-2) : الواجهة الشرقية

#### 4. الواجهة الغربية :

تعد هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للبناء، كما يظهر فيها المدخل الرئيسي للبناء، وتتدرج المناسيب في الواجهة من 946.5 في أقصى اليمين حتى 946.7 عند المدخل الرئيسي والذي يتكون من درجات تصل حتى منسوب 974.6، ويظهر المدخل بارزا كمظلة خرسانية مكسوة بالحجر وتظهر من خلالها البروزات في كتل المبنى بشكل واضح مشكلة هذا المظهر المعماري الجميل، كما في الشكل التالي:



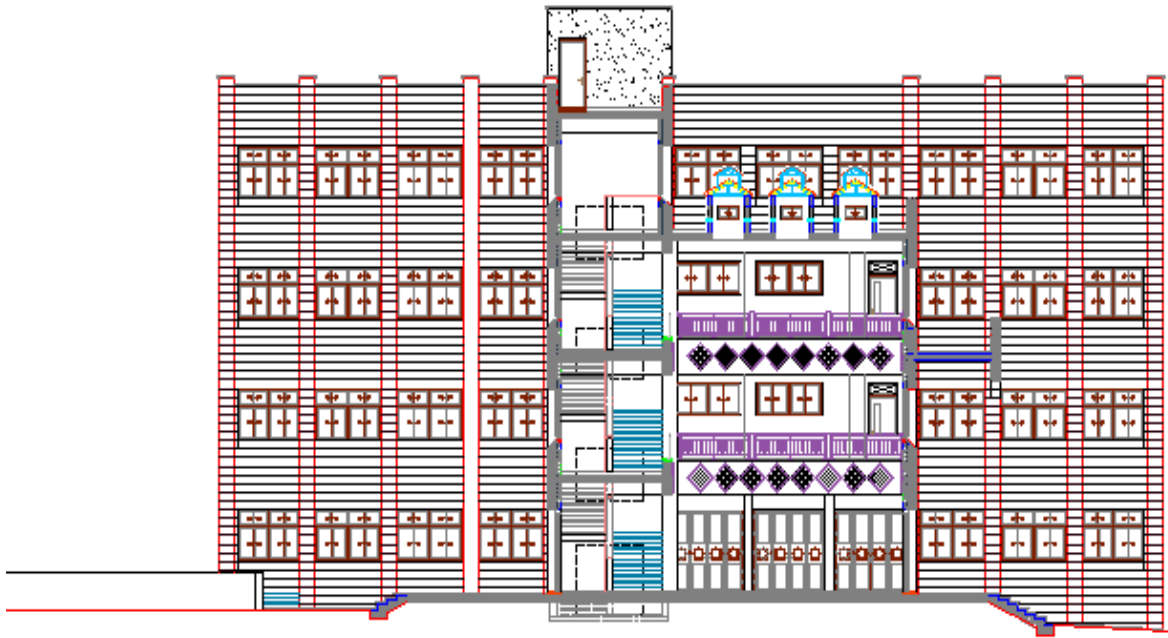
شكل(2-10): الواجهة الغربية

## 2.6 وصف الحركة :

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المدرسة و داخليا بالحركة الأفقية والعمودية، الموقع المرفق يبين سلاسة الحركة خارج المبنى و تعدد الطرق الموصلة إليه أما بالنسبة للحركة الأفقية والعمودية في داخل المبنى فإنها تتم في جميع الطوابق بشكل خطي من خلال ممر بين الفراغات مع وضوح الحركة وسهولتها وكذلك عن طريق الأدراج.

وفي المقاطع التالية توضيح للوسائل المستخدمة في التنقل داخل المبنى:

### 1. Section A-A



شكل(11-2) :Section A-A

2. Section B-B



شکل (12-2) : Section B-B

## الفصل الثالث

3

### الوصف الإنشائي

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

4.3 العناصر الإنشائية.

### 1.3 مقدمة

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

### 2.3 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي الى إنتاج منشأ متقن و متزن من جميع النواحي الهندسية والإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة و حية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل و الرياح و الثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

- الأمان ( Safety ): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.
- التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء و مقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.
- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد ( Deflection ) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.
- الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

### 3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

#### 1.3.3 الأحمال

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

#### 2.3.3 الأحمال الميتة

هي أحمال تتجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه. وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الجدول (1-3) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

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



### 3.3.3 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالها المختلفة , او استعملات جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة, وهي تشمل :

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات.

### 4.3.3 الأحمال البيئية

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

#### 1. الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزائها، وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن. وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة. وتصمم جدران القص اعتماداً على ضغط الرياح بمقدار  $(0.4 \text{ KN/m}^2)$  حسب الكود الأردني.

#### 2. الثلوج

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

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

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

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

### 3. الزلازل

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

### 4.3 العناصر الإنشائية

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

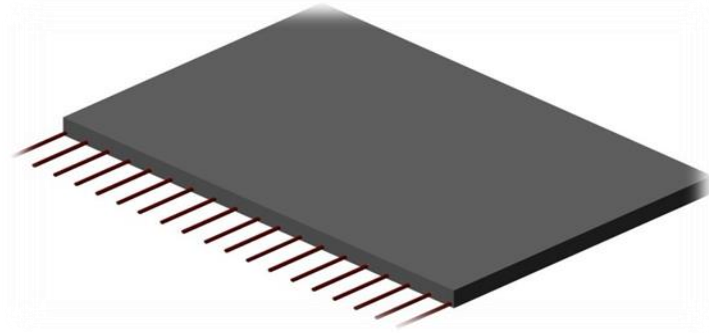
### 1.4.3 العقدات

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

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs).
2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :
  - عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) .
  - عقدات العصب ذات الاتجاهين (Two way ribbed slab).

#### 1.1.4.3 العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد (Solid Slabs) :

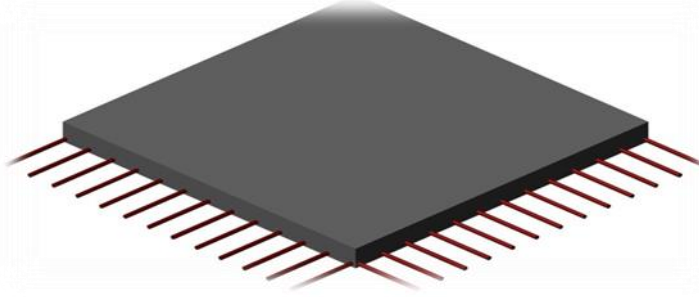
ومنها ما هو باتجاه واحد و اتجاهين وقد تم استخدام هذه العقدات المصمتة ذات الاتجاه الواحد في عقدة بيت الدرج وعقدة جزء ربع دائري في الجزء الجنوبي للبناء.



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

### 2.1.4.3 العتدات المصمتة ذات الاتجاهين (Two way solid slab) :

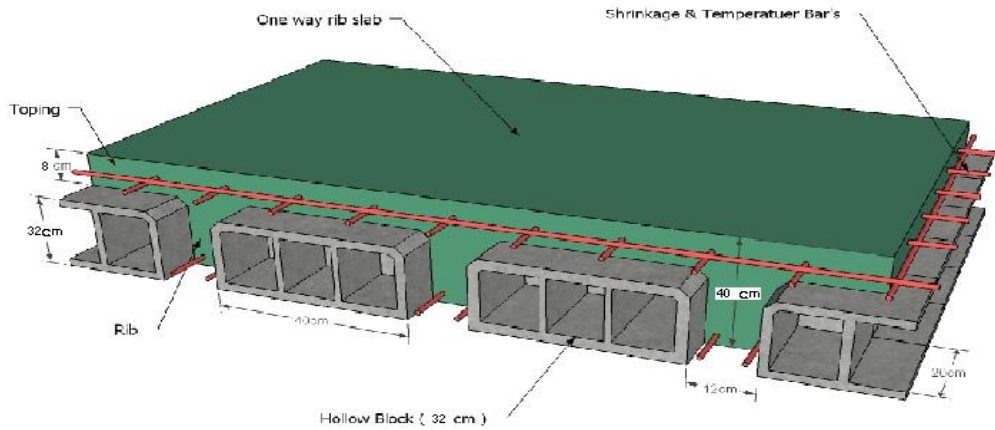
- تستخدم في حال كانت الأحمال المؤثرة أكبر من المقدار الذي تستطيع العتدة المصمتة ذات الاتجاه الواحد مقاومتها، وعند ذلك يتم اللجوء إلى تصميم هذا النوع من العتدات وذلك لأنها تستطيع مقاومة الأحمال بشكل أكبر حيث يوزع التسليح الرئيسي فيها باتجاهين موضحة في الشكل (2-3). لم يتم استخدام هذا النوع من العتدات في المشروع بحيث لم يكن هناك حاجة لاستخدامها .



الشكل (2-3): عتدات مصمتة ذات الاتجاهين.

### 3.1.4.3 عتدات العصب ذات الاتجاه الواحد (One way ribbed slab) :

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

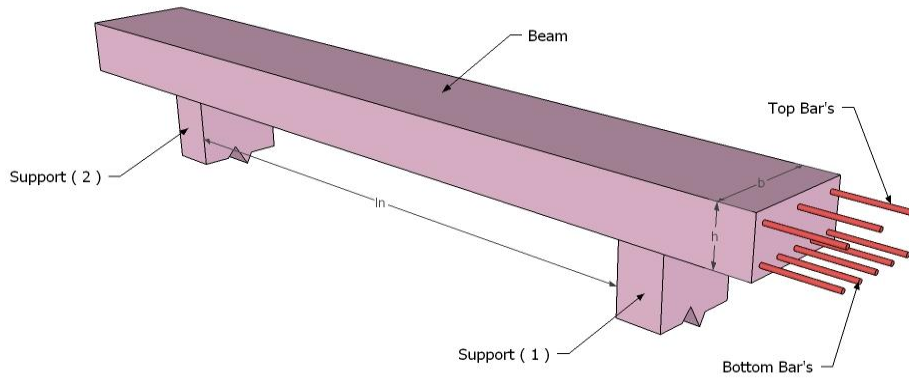


الشكل (3-3): عتدات العصب ذات الاتجاه الواحد.

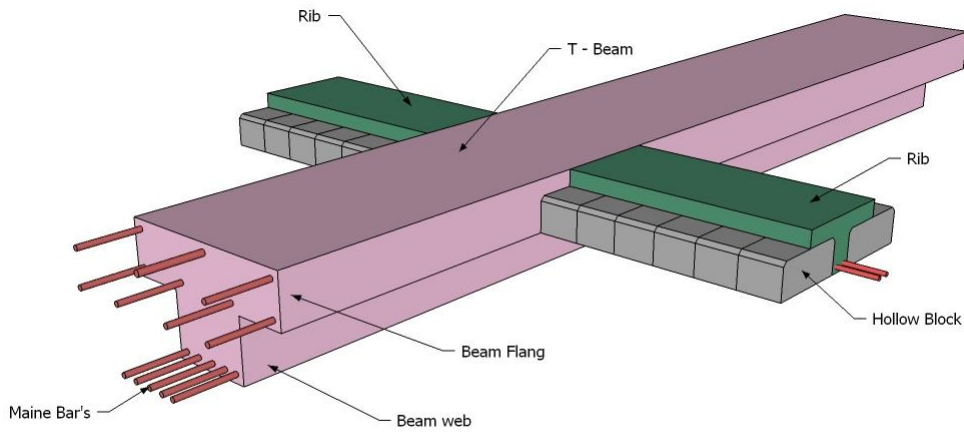
### 2.4.3 الجسور:

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

#### 1- الجسور المسحورة:-



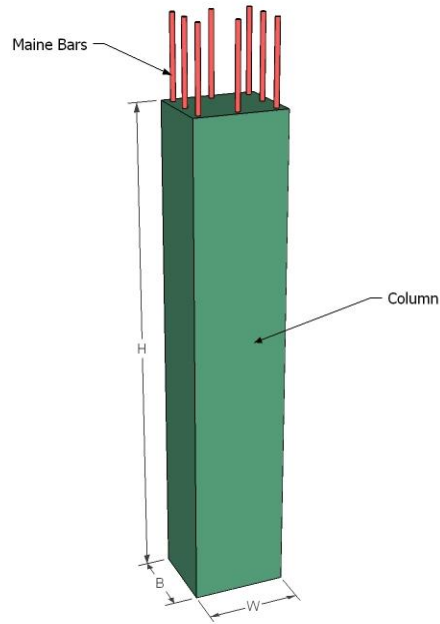
#### 2- الجسور المدلية:-



الشكل (3-4) أشكال الجسور المدلاة و المسحورة.

### 3.4.3 الأعمدة:

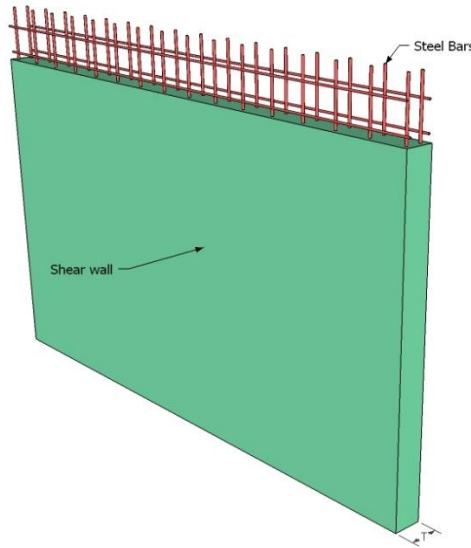
تعتبر الأعمدة العنصر الرئيسي في نقل الأحمال من العقدات والجسور ونقلها إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري في نقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على نقل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها، أما بالنسبة إلى أنواع الأعمدة فهي على نوعين، الأعمدة القصيرة والأعمدة الطويلة. ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة، منها المستطيل والدائري والمضلع والمربع والمركب. وهناك تصنيف آخر للأعمدة من حيث طبيعة المادة المستخدمة فمنها الخرسانية والمعدنية والخشبية، وأما بالنسبة إلى الأعمدة المستخدمة في هذا المبنى فهي متنوعة من حيث الطول، فهناك الأعمدة الطويلة، بالإضافة إلى الأعمدة القصيرة، ومن حيث طبيعتها، ومن حيث الشكل فمنها ما هو دائري وأخرى مستطيلة الشكل، ويبين الشكل (3-6) مقطعا لعمود:



الشكل (3-5): أحد أشكال الأعمدة.

### 4.4.3 الجدران الحاملة (جدران القص):

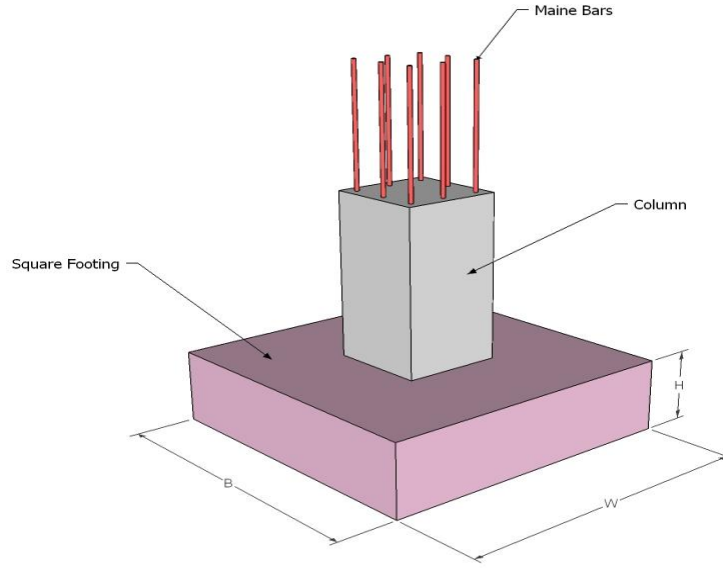
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) ، وهذه الجدران تسليح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية .  
وتعمل هذه الجدران على تحمل الأوزان الرأسية المنقولة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



الشكل (3-6): جدار القص.

### 5.4.3 الأساسات:

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



الشكل (3-7) : الأساس المنفرد

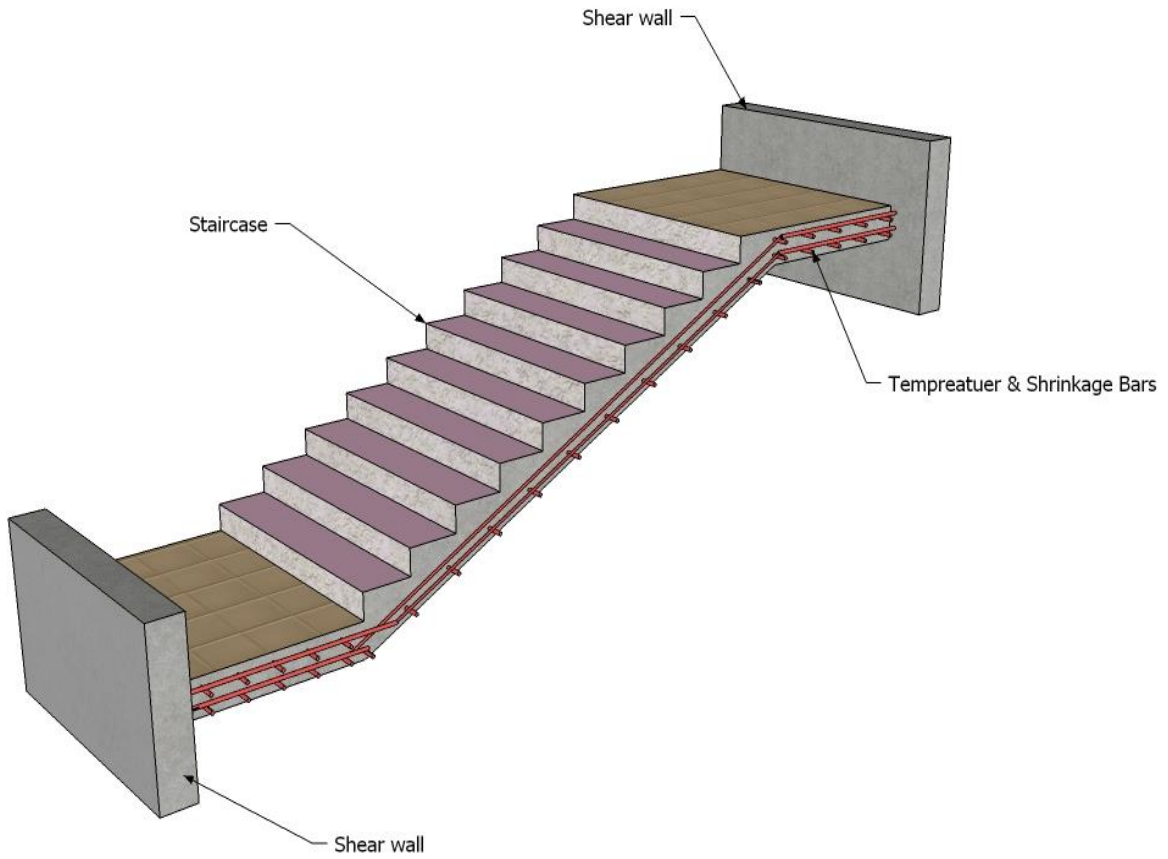
ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها، فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات، وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات، و بناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة، ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك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



### 6.4.3 الأدرج:

الأدرج عبارة عن العنصر المعماري و الإنشائي المسؤول عن الانتقال الراسي بين الطبقات في المبنى حيث يتم تقسيم ارتفاع الطابق إلى ارتفاعات صغيرة تمثل ارتفاع الدرجة الواحدة. ويتم تصميم الدرج إنشائيا باعتباره عقدة مصممة في اتجاه واحد , وتم استخدامها في مشروعا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع , وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائيا لأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي.

والشكل (3-9) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (3-8): الدرج .

### 7.4.3 فواصل التمدد (Expansions Joints):

تتخذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً، و يتم وضع الفاصل إذا كان عرض المبنى من (35-40) متر، و لذا للسماح للمبنى بالتمدد دون أن يؤدي ذلك إلى حدوث تشققات .  
يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

1. ينبغي استخدام فواصل تمدد حراري في كتلة المنشأ حسب الكود المعتمد، على أن تصل هذه الفواصل إلى وجه الأساسات العلوي دون اختراقها. وتعتبر المسافات العظمى لأبعاد كتلة المبنى كما يلي:

- (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
  - (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
  - (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
  - (28m) في المناطق الجافة.
2. يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm) .

ويتبين انه لا حاجة لها.

# Chapter Four

---



4

## Structural Analysis and Design

**4 . 1 Introduction.**

**4 . 2 Factored Loads.**

**4 . 3 Design of Topping.**

**4 . 4 Design of one way Rib Slab (R001) at Ground Floor Slab.**

**4 . 5 Design Beam ( 010) at the Ground Floor Slab.**

**4 . 6 Design of Long Column .**

**4 . 7 Design of stair.**

**4 . 8 Design of strip footing for shear wall .**

**4 . 9 Design of isolated footing.**

## Chapter Four

### 4.1 Introduction:

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

-Concrete is a construction material composed of cement (commonly Portland cement) as well as other cementations materials such as fly ash and slag cement, aggregate (generally a coarse aggregate such as gravel, limestone, or granite, plus a fine aggregate such as sand), water, and chemical admixtures.

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

-Structural concrete can be classified into:-

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

In This Project, there are two types of slabs: one-way and two-way ribbed slabs. They would be analyzed and designed by using programs such as Beam D to find the internal forces, deflections, and then hand calculation would be made to find the required steel for some members.

In this Chapter, we will show the procedure for designing the several structural members of our project, so we will discuss the steps that we followed to design the Ribs, beams, slabs.

So, this chapter will contain a sample calculation related to one of the preceding members contained in this project. All of these members will be designed according to (ACI –b318-code).

\* The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI\_code (318\_11)**.

## Chapter Four

### 4.1.1 Strength design method:

-In Strength design method which formally called ultimate strength design method, the service loads are increased by factors to obtain the load at which failure is considered to be occurring. This load called factored load or factored service load. The structure or structural element is then proportioned such that the strength is reached when factored load is acting. The computation of this strength takes into account the nonlinear stress-strain behavior of concrete.

-The strength design method is expressed by the following,

**Strength provided  $\geq$  strength required to carry factored loads.**

#### NOTE:

The statically calculation and the key plans dependent on the architectural plans.

- Code UBC: ACI 2008.
- Material:-

Concrete: B300 .....  $f_c' = 300 * 0.8 = 24N / mm^2 (MPa)$  For rectangular section.

B350.....  $f_c' = 350 * 0.8 = 28N / mm^2 (MPa)$  For column section.

- Reinforcement steel :-

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

### 4.2 Factored Loads:

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

$$q_u = 1.2Dl + 1.6LL$$

ACI – 318 – 11

*DL: Dead Load .*

*LL: Live Load .*

### 4.3 Design of Topping:

#### 4.3.1 Determine the minimum thickness of topping:

H min for one end continues (for beam ) =  $l/18.5$

=  $6800/18.5 = 367.56$  mm – control

H min for both end continues (rib ) =  $l/21$

=  $4000/21 = 190.47$  mm

H min simple supported (rib) =  $l/16$

=  $4000/16 = 250$  mm

Take slab thickness = 25 cm use drop beam for deflection

Take h = 25 and hollow block = 17 cm and topping = 8 cm

#### 4.3.2 Load calculation of topping:

Strip 1 m width and both end fixed

Dead load of topping:

Tiles  $23 \times 0.03 \times 1.0 = 0.69$  kN/m .

Mortar  $22 \times 0.03 \times 1.0 = 0.66$  kN/m .

Coarse Sand Fill  $17 \times 0.07 \times 1.0 = 1.19$  kN/m .

Topping  $25 \times 0.08 \times 1.0 = 2$  kN/m.

Partition  $2.5 \times 1.0 = 2.5$  KN/m.

Total Dead Load =  $0.69 + 0.66 + 1.19 + 2 + 2.5$

= 7.04 KN/m.

Live Load =  $5 \times 1 = 5$  KN/m

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

=  $1.2 * 7.04 + 1.6 * 5 = 16.488$  KN/m. (Total Factored Load)

#### 4.3.3 Flexure design for topping:

$$M_u = \frac{W_u \times l^2}{12} = \frac{16.488 \times (0.5)^2}{12} = 0.219 \text{ kN.m}$$

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

$$= 0.42 \sqrt{24} \times \frac{1000 \times 80^2}{6} = 2.194 \text{ kN.m .}$$

$$\phi M_n = 0.55 \times 2.19 = 1.207 \text{ kN.m.}$$

$$\phi M_n = 1.207 \text{ kN.m} > M_u = 0.219 \text{ kN.m.}$$

Where  $S_m = \frac{b \times h^2}{6}$  .is the section modulus.

and  $\phi = 0.55$  for plain concrete.

## Chapter Four

No structural reinforcement is required by analysis.

Therefore, shrinkage and temperature reinforcement must be provided (ACI 10.5.4)

$$\rho = 0.0018_{ACI-318-08 (7.12.2.1)}$$

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

$$A_s (\Phi 8) = 50.27 \text{ mm}^2$$

So number of bars =  $144 / 50.27 = 2.86 \approx 3$  bars/ m strip

Spacing =  $1000 / (\text{number of bars}) = 1000 / 3 = 333.3$  mm.

### 4.3.4 Check for max. Spacing between bars of topping:

$$S = 3h = 3 \times 80 = 240 \text{ mm} \dots \dots \dots (\text{Control})$$

$$S = 450 \text{ mm}.$$

$$S = 380(280/f_s) - 2.5C_c = 380(280/0.667*420) - 2.5*20 = 330 \text{ mm}.$$

$$S = 300(280/f_s) = 300(280/0.667*420) = 300 \text{ mm}$$

Use 1Φ8/20 cm (4Φ8/1m), with  $A_s = 200 \text{ mm}^2 / \text{m}$  in both directions.

$$A_s = 2.0 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s_{\min}} = 1.44 \text{ cm}^2 \quad \text{Ok}$$

## 4.4 Design of one way Rib Slab (R001) at Ground Floor Slab:

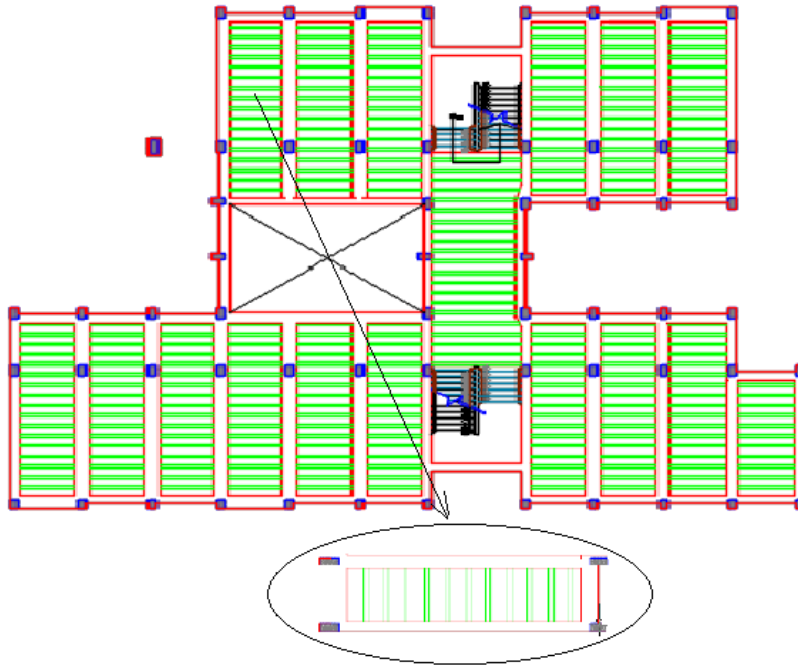
### 4.4.1 Determination of Slab Thickness:

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

$$H_{\min} \text{ for one -end continues (for beam )} = 1 / 18.5 \\ = 6800 / 18.5 = 367.56 \text{ mm} - \text{control}$$

$h = 25$  cm will be used ,with concert block 17cm & Topping 8cm.

## Chapter Four



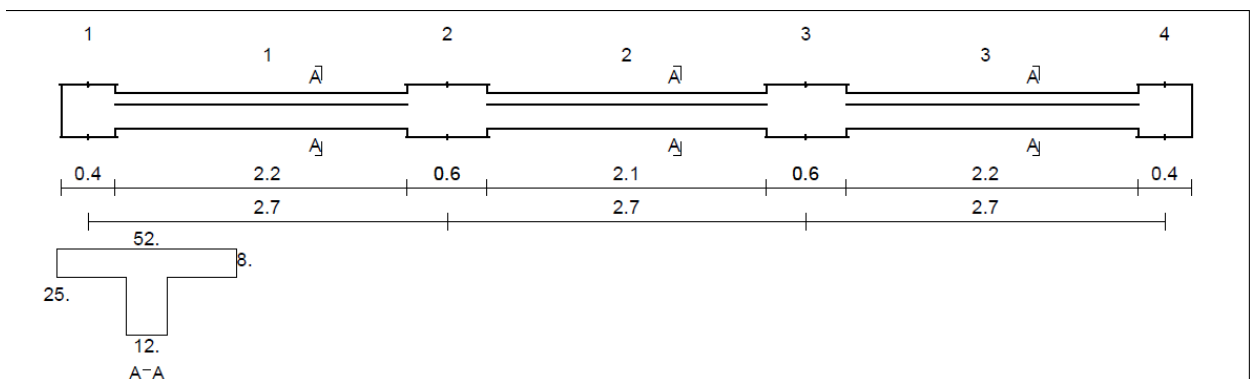
**Fig (4-1):** location of R001 at the ground floor slab

### 4.4.2 Design effective width for rib( 001):

From the geometry of T-Section :

$$bw = 120 \text{ mm} \quad h = 250 \text{ mm} \quad t = hf = 80 \text{ mm.}$$

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



**Fig. (4 - 2)** Spans length and section of rib (R004).

The effective width ( $b_e$ ) according to ACI 8.12.2  $b_e$  is the smallest of :

$$b_E = Ln/4 = 2.7 / 4 = .675 \text{ m}$$

$$b_E = bw + 16 tf = 12 + 16 (8) = 1.40 \text{ m}$$

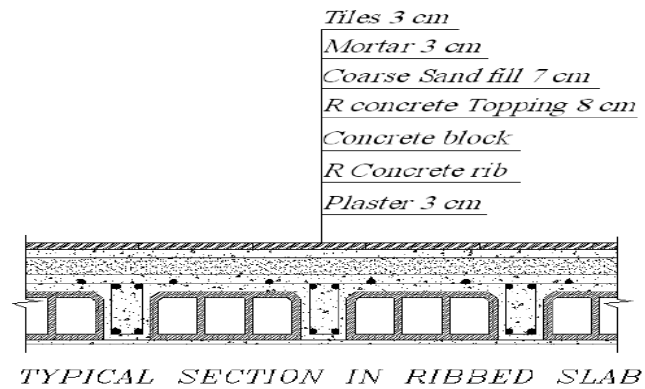
$$b_E = c/c \text{ spacing between beams} = .4 + .12 = .52 \text{ m}$$

Control ..... 52cm



## Chapter Four

### 4.4.3 Load calculations for rib( 001):



**Fig (4-3 ):** Typical Section at Ribbed Slab.

Tiles	$0.03 \times 0.52 \times 23$	$= 0.359 \text{ kN/m / rib}$
Mortar	$0.03 \times 0.52 \times 22$	$= 0.343 \text{ kN/m / rib}$
Coarse Sand Fill	$0.07 \times 0.52 \times 17$	$= 0.619 \text{ kN/m / rib}$
Topping	$0.08 \times 0.52 \times 25$	$= 1.04 \text{ kN/m./rib}$
Block	$0.04 \times 0.17 \times 10$	$= 0.68 \text{ kN/m / rib}$
Plaster	$0.03 \times 0.52 \times 22$	$= 0.343 \text{ kN/m / rib}$
Concrete Rib	$0.12 \times 0.17 \times 25$	$= 0.51 \text{ kN/m / rib}$
Partitions	$2.50 \times 0.52$	$= 1.3 \text{ kN/m / rib}$

Nominal Total Dead Load =  
 $0.359 + 0.343 + 0.619 + 1.04 + 0.68 + 0.343 + 0.51 + 1.3$   
 $= 5.194 \text{ kN/m of rib}$

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

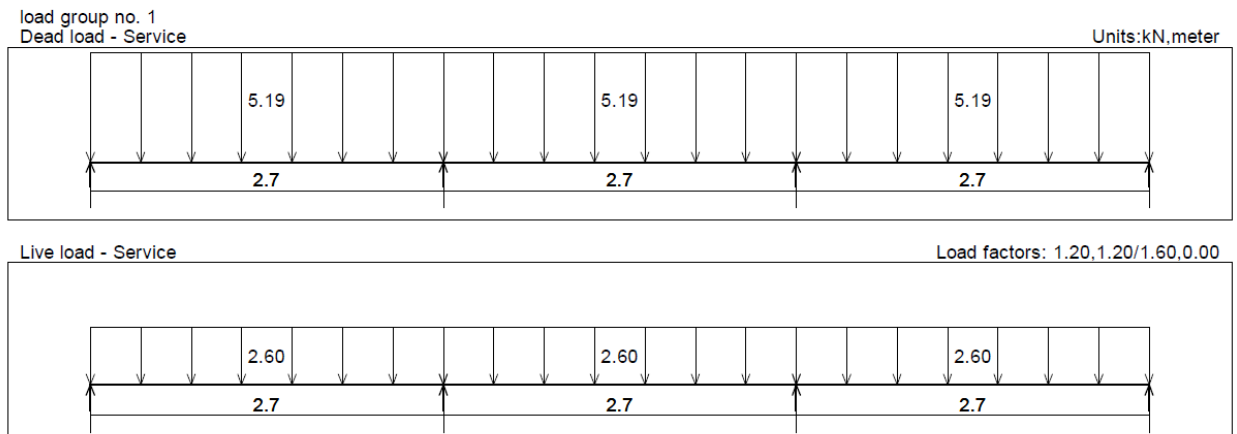
Factored dead load =  $1.2 \times \text{Dead load} = 1.2 \times 5.194 = 6.2328 \text{ KN/m of rib.}$

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

Total Factored Load =  $6.2328 + 4.16 = 10.3928 \text{ KN/m of rib.}$

## Chapter Four

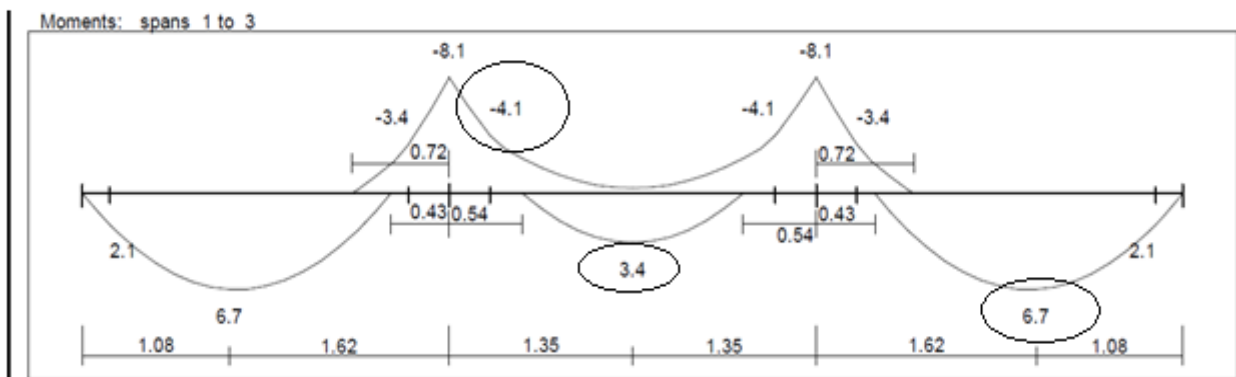
### Loading



**Figure (4-4) :** loadings of Rib (001).

$$RA = RB = \frac{Wu}{2} \times L = \frac{10.3928}{2} \times 4.65 = 27.36KN$$

$$Mu = \frac{Wul^2}{8} = \frac{11.96 \times 4.65^2}{8} = 31.8 KN.m.$$



**Figure (4-5) :** Moment Diagram For Simply Supported Rib.

#### 4.4.4 Design Rib( 001) For Flexure :

##### 4.4.4.1 Design for positive moment span (1):

Assume  $\Phi 12$

$$Mu = 6.7KN.m$$

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrup}} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214mm$$

## Chapter Four

Check rectangular section or T-section:

Select diameter of bar = 12mm.

$$Mn_f = 0.85 \times f_c \times bf \times tf \left( d - \frac{tf}{2} \right)$$

$$Mn_f = 0.85 \times 24 \times 0.52 \times 0.08 \times \left( 0.214 - \frac{0.08}{2} \right) * 10^3 = 147.667 \text{ KN .m}$$

$$\Phi Mn_f = 0.9 * 147.667 = 132.839 \text{ KN .m} \gg Mu_{\max}$$

The Rib will act as (Rectangular Section).

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{6.7}{0.9} = 7.4 \text{ KN .m}$$

$$Rn = \frac{7.4 * 10^{-3}}{0.52 * (0.214)^2} = 0.312 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.312)}{420}} \right) = 0.75 \times 10^{-3}$$

$$A_{\text{req}} = \rho \times b \times d = 0.75 \times 10^{-3} \times 520 \times 214 = 83.47 \text{ mm}^2$$

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

$$As_{\min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(214) \geq \frac{1.4}{420} (120)(214)$$

$$As_{\min} = 74.88 < 85.6 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$83.47 \text{ cm}^2 < As_{\min} = 85.6 \text{ mm}^2$$

Take  $As_{\min} = 85.6 \text{ mm}^2$

Use 2  $\Phi$  10 with  $As = 157 \text{ mm}^2 > As_{\text{req}} = 85.6 \text{ mm}^2$  .

Check for strain:

Tension = compression

$$As \times fy = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

## Chapter Four

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

$$a = 6.219 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.219}{0.85} = 7.31 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \left( \frac{214 - 7.31}{7.31} \right) * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0848 > 0.005 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{ok}$$

### 4.4.4.2 Design for positive moment span (2):

Assume  $\Phi 12$

$$Mu = 3.4 \text{ KN.m}$$

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrup}} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{3.4}{0.9} = 3.78 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{3.78 * 10^{-3}}{0.52 * (0.214)^2} = 0.158 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.158)}{420}} \right) = 0.379 \times 10^{-3}$$

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.379 \times 10^{-3} * 520 * 214 = 42.19 \text{ mm}^2$$

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

$$As_{\text{min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(214) \geq \frac{1.4}{420} (120)(214)$$

$$As_{\text{min}} = 74.88 < 85.6 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$42.19 \text{ cm}^2 < As_{\text{min}} = 85.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Take } As_{\text{min}} = 85.6 \text{ mm}^2$$

## Chapter Four

Use 2  $\Phi$  10 with  $A_s = 157\text{mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 85.6\text{mm}^2$  .

Check for strain:

Tension = compression

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

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

$$a = 6.219\text{mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.219}{0.85} = 7.31\text{mm}$$

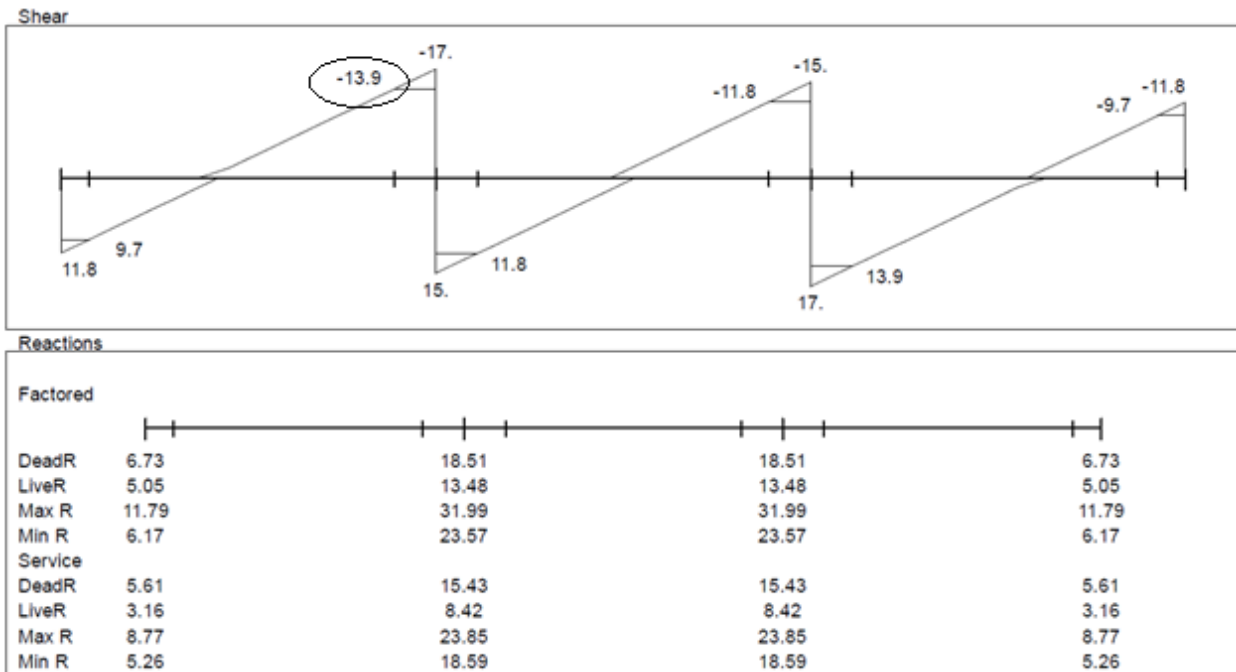
$$\varepsilon_s = \left( \frac{214 - 7.31}{7.31} \right) * 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.0848 > 0.005 \rightarrow \rightarrow \rightarrow ok$$

### 4.4.5 Design of shear for Rib (R001):

$d = 214\text{mm}$ .

$V_u = 13.9$  at distance  $d$



**Figure (4-6) : Shear Diagram for rib**

According to (ACI cod, sec 8.13.8), shear strength  $V_c$  provided by concrete for ribs may be taken 10% greater than that for beams.

$$V_c = \frac{1.1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d = \frac{1.1}{6} \sqrt{24} \times 120 \times 214 \times 10^{-3} = 23.064\text{KN}$$

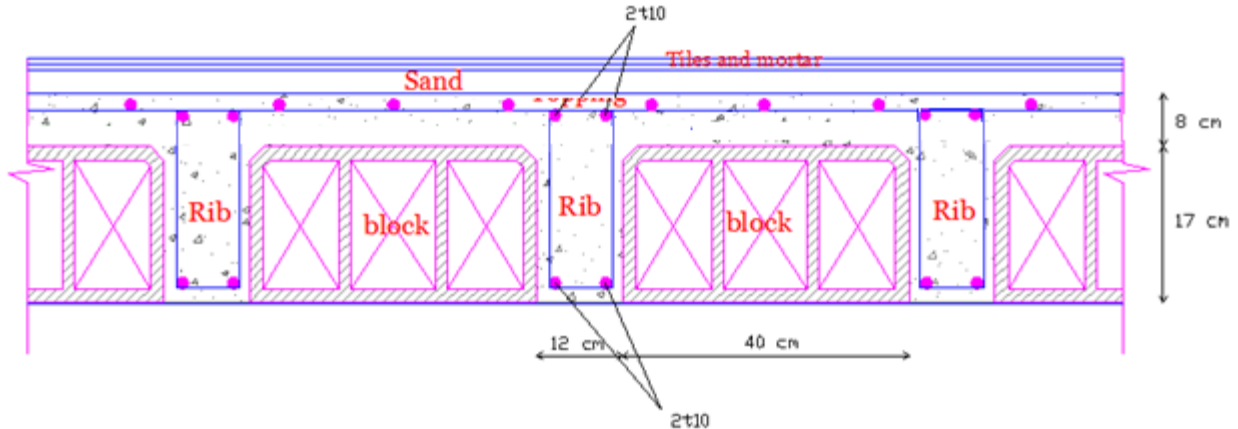
## Chapter Four

$$\phi V_c = 0.75 \times 23.064 = 17.298 \text{ KN}$$

$$0.5 \phi V_c = 8.649 \text{ KN.}$$

$$0.5 \phi V_c < V_u < \phi V_c \quad \text{case II.}$$

Min shear reinforcement is required except for concrete joist construction.  
Use 2 leg  $\Phi 8@ 200\text{mm}$  for practical use.



**Fig (4-7) : Reinforcement of Rib (004).**

### 4.4.6 Design for Negative moment for rib (001):

Assume  $\Phi 12$

$$M_u = 4.1 \text{ KN .m}$$

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrup}} - \frac{d_b}{2} = 250 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 214 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{4.1}{0.9} = 4.56 \text{ KN .m}$$

$$R_n = \frac{4.56 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.214)^2} = 0.828 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.828)}{420}} \right) = 2.01 \times 10^{-3}$$

$$A_{\text{req}} = \rho \times b \times d = 2.01 \times 10^{-3} \times 120 \times 214 = 51.75 \text{ mm}^2$$

## Chapter Four

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

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (120)(214) \geq \frac{1.4}{420} (120)(214)$$

$A_{s_{min}} = 74.88 < 85.6 \dots \dots \dots$  the larger is control

$$51.75 \text{ cm}^2 < A_{s_{min}} = 85.6 \text{ mm}^2$$

Take  $A_{s_{min}} = 85.6 \text{ mm}^2$

Use 2  $\Phi$  10 with  $A_s = 157 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 85.6 \text{ mm}^2$  .

Check for strain:

Tension = compression

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

$$157 \times 420 = 0.85 \times 24 \times 520 \times a$$

$$a = 6.219 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{6.219}{0.85} = 7.31 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \left( \frac{214 - 7.31}{7.31} \right) \times 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0848 > 0.005 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{ok}$$

### 4.5 Design Beam ( $\Phi$ 10) at the Ground Floor Slab :

#### 4.5.1 Design for positive moment for beam(003):

Assume  $\Phi$  20

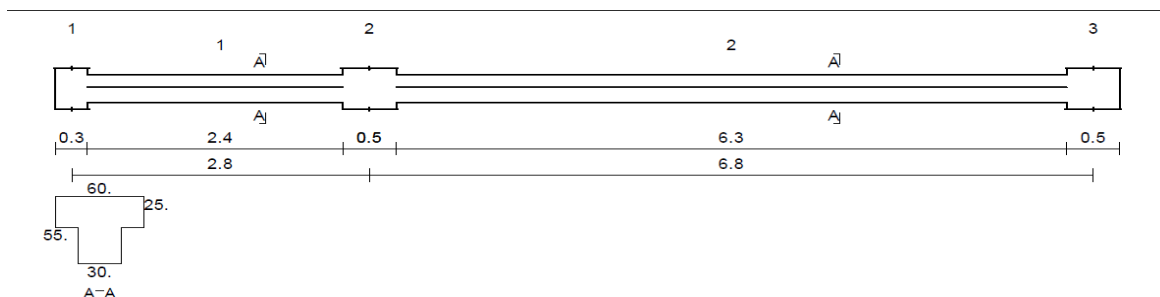
$$M_u = 350.3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrup}} - \frac{d_b}{2} = 550 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 490 \text{ mm}$$

Check rectangular section or T-section:

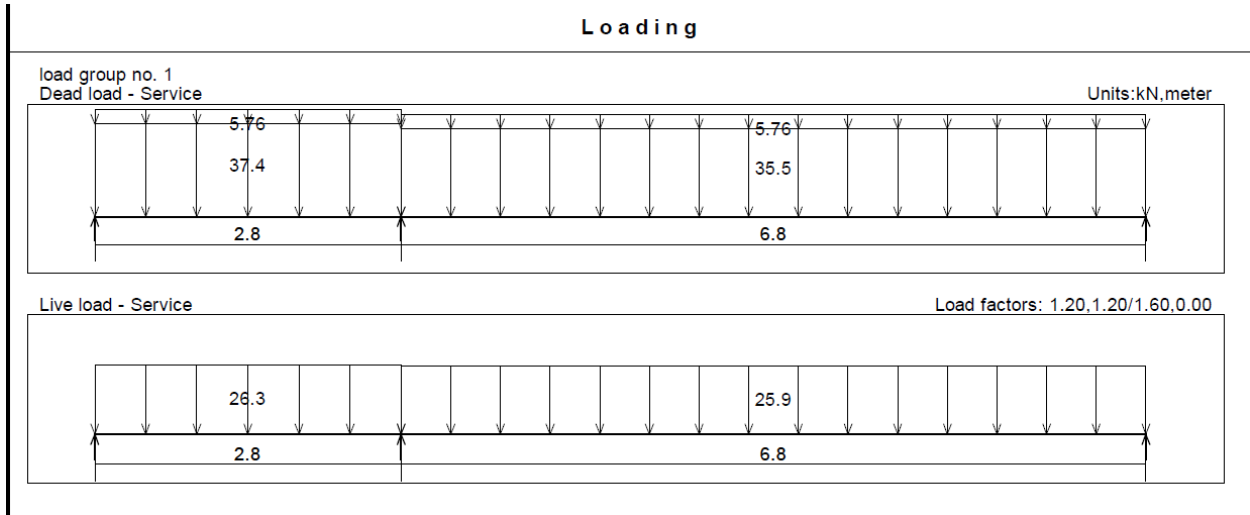
From the geometry of T-Section :

$$bw = 300 \text{ mm} \quad h = 550 \text{ mm} \quad t = hf = 250 \text{ mm}.$$

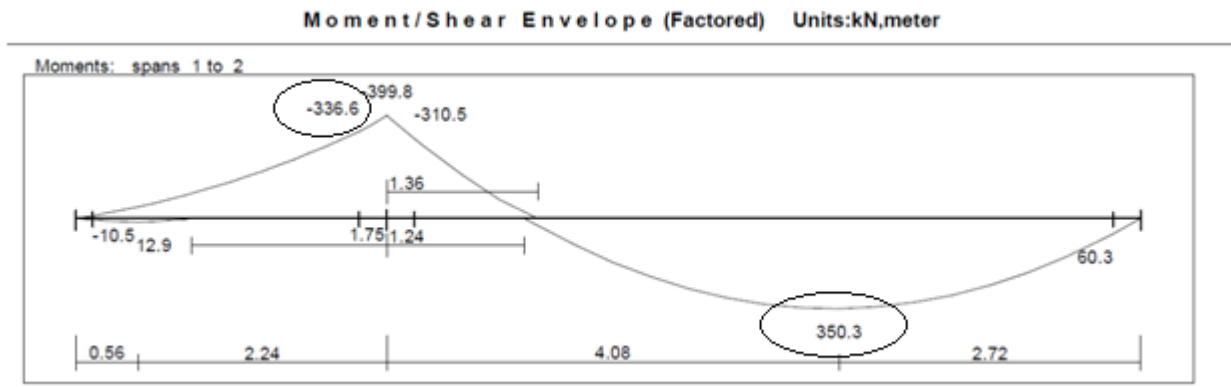


**Fig. (4 - 8)** Spans length and section of rib (R001).

## Chapter Four



**Figure (4-9) :** loadings of Rib (001).



**Figure (4-10) :** Moment Diagram For Simply Supported Rib.

The effective width ( $b_e$ ) according to ACI 8.12.2  $b_e$  is the smallest of :

$$b_E = <bw * 4 = 300 * 4 = 1200 \text{ mm}$$

$$t \Rightarrow bw * .5 = 300 * .5 = 150 \text{ mm}$$

take ..... 600cm

Select diameter of bar = 20mm.

$$Mn_f = 0.85 \times f_c \times bf \times tf \left( d - \frac{tf}{2} \right)$$

$$Mn_f = 0.85 \times 24 \times 600 \times 250 \times \left( 490 - \frac{250}{2} \right) * 10^{-6} = 1116.9 \text{ KN .m}$$

$$\Phi Mn_f = 0.9 * 1116.9 = 1005.21 \text{ KN .m} \gg Mu_{\max}$$

The beam will act as (Rectangular Section).



## Chapter Four

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{350.3}{0.9} = 389.222 \text{ KN.m}$$

$$Rn = \frac{350.3 \cdot 10^{-3}}{600 \cdot (490)^2} = 2.7 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \cdot fc'} = \frac{420}{0.85 \cdot 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(2.7)}{420}} \right) = 6.92 \times 10^{-3}$$

$$A_{req} = \rho \times b \times d = 6.92 \times 10^{-3} \times 600 \times 490 = 2034.8 \text{ mm}^2$$

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

$$As_{min} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (300)(490) \geq \frac{1.4}{420} (300)(490)$$

$$As_{min} = 428.66 < 490 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

$$2034.8 \text{ mm}^2 > As_{min} = 490 \text{ mm}^2$$

$$\text{Take } As = 2034.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 6\Phi 22 \text{ with } As = 2280 \text{ mm}^2 > As_{req} = 2034.8 \text{ mm}^2$$

Check for strain:

Tension = compression

$$As \times fy = 0.85 \times fc' \times b \times a$$

$$2280 \cdot 420 = 0.85 \cdot 24 \cdot 600 \cdot a$$

$$a = 78.23 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{78.23}{0.85} = 92.04 \text{ mm}$$

$$dt = d + s/2 + db/2 = 490 + 25/2 + 22/2$$

$$dt = 513.5 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \left( \frac{513.5 - 92.04}{92.04} \right) \cdot 0.003$$

$$\epsilon_s = 0.0137 > 0.005 \rightarrow \rightarrow \rightarrow \text{ok}$$

## Chapter Four

### 4.5.2 Design for Negative moment for beam(010):

Assume  $\Phi$  20

$$Mu = -366.5 \text{ KN .m}$$

$$d = h - \text{cover} - d_{\text{stirrup}} - \frac{d_b}{2} = 550 - 40 - 10 - \frac{20}{2} = 490 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{366.5}{0.9} = 407.2222 \text{ KN .m}$$

$$Rn = \frac{407.22}{300 * (490^2)} = 5.653 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.59$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(5.653)}{420}} \right) = 0.0161$$

$$A_{\text{req}} = \rho * b * d = 0.0161 * 300 * 490 = 2366.7 \text{ mm}^2$$

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

$$As_{\text{min}} = \frac{\sqrt{24}}{4(420)} (300)(490) \geq \frac{1.4}{420} (300)(490)$$

$$As_{\text{min}} = 428.66 < 490 \dots \dots \dots \text{the larger is control}$$

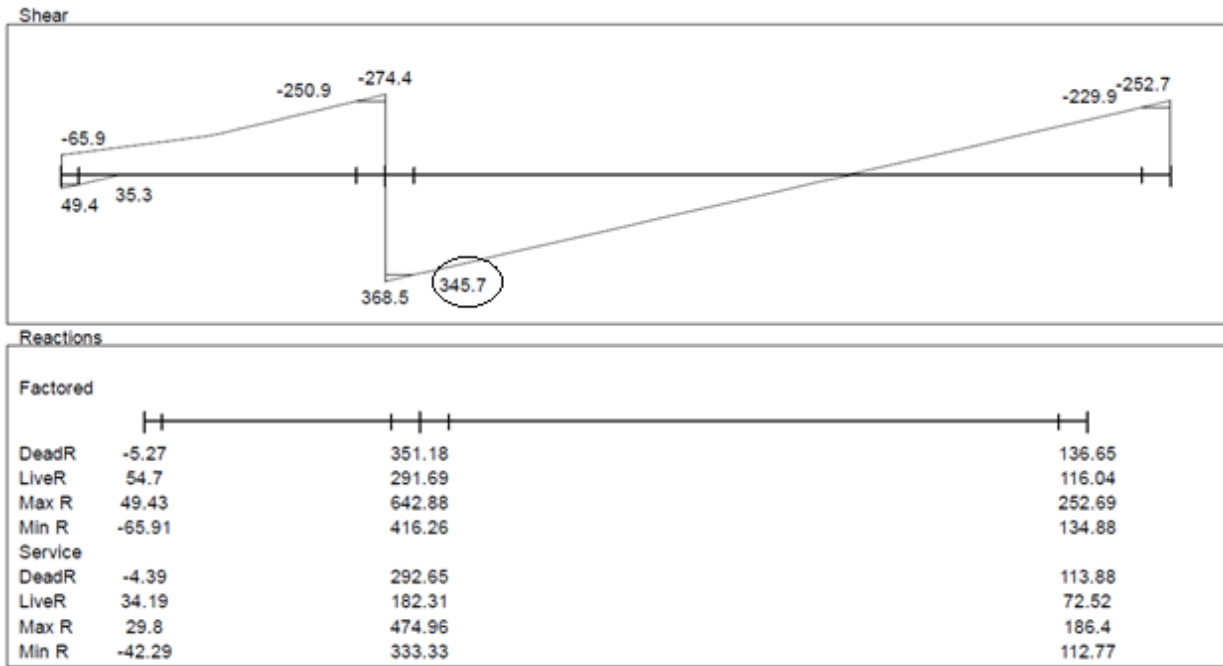
$$2366.7 \text{ mm}^2 > As_{\text{min}} = 490 \text{ mm}^2$$

$$\text{Take } As = 2366.7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } 8\Phi 20 \text{ with } As = 2512 \text{ mm}^2 > As_{\text{req}} = 2366.7 \text{ mm}^2 \quad .$$

### 4.5.3 Design the beam for shear for beam (010):

## Chapter Four



**Figure (4-11) : Shear Diagram in beam**

$$V_{u,max} = 345.7 \text{ KN.}$$

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrup} - \frac{d_b}{2} = 550 - 40 - 10 - \frac{18}{2} = 491 \text{ mm.}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b \cdot d = \frac{1}{6} \sqrt{24} \times 300 \times 491 \times 10^{-3} = 120.269 \text{ KN}$$

Check for section dimensions:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{345.7}{0.75} - 120.269 = 340.664 \text{ KN}$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b \cdot d = \frac{2}{3} \sqrt{24} \times 300 \times 491 \times 10^{-3} = 481.079 \text{ KN}$$

$V_s < V_{s,max}$  so the section is large enough.

Check for the case of shear:

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} b \cdot d \quad \text{OR} \quad = \frac{1}{3} b \cdot d \quad \text{which is larger.}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{16} \sqrt{24} \times 300 \times 491 \times 10^{-3} = 45.1 \text{ KN -control}$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3} \times 300 \times 491 \times 10^{-3} = 49.1 \text{ cont.}$$

$$\phi(V_{smin} + V_c) = 0.75(45.1 + 120.269) = 124.02675 \text{ KN.}$$

$$V_u > \phi(V_{smin} + V_c) \quad \text{NOT case( III).}$$

## Chapter Four

$$V_s' = 2V_c = 2 \times 120.025 = 240.05 \text{ KN}$$

$$V_s = 340.664 > V_s' = 240.05 \text{ KN} \quad \text{NOT case (IV) for shear design}$$

$$V_s' < V_s > V_{\max}$$

$$\phi(V_c + V_s') < V_u > \phi(V_c + V_{s \max}) \quad \text{case V for shear design}$$

$$S_{\max} \leq \frac{d}{4} = \frac{491}{4} = 122.75 \text{ mm} \quad \text{OR} \quad S_{\max} \leq 600 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = 122.75 \text{ mm} \quad \text{cont.}$$

$$\text{By using } \phi 12 \text{ double legs stirrups, } A_v = 226.19 \text{ mm}^2$$

$$s = \frac{A_v f_{yt}}{V_s} d = \frac{266.19 \times 420 \times 491}{340.664 \times 1000} = 99.6 \text{ mm}$$

Use 2 leg  $\phi 12$  @ 100mm

For all spans 2 leg  $\phi 12$  @ 100mm will be used for stirrups.

### 4.6 Design of Column(C2-3):

Column : C2-3..... (within group C3)

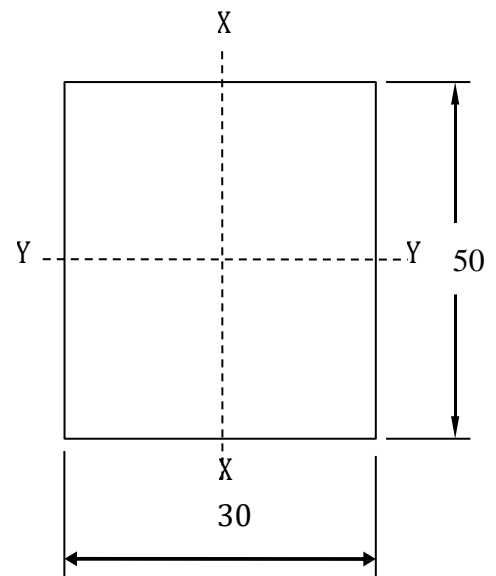
$$PD = 455.6 \text{ KN}$$

$$W_c = 4 \times 3.4 \times 0.3 \times 0.5 \times 25 = 51 \text{ KN}$$

$$PL = 290.98 \text{ KN}$$

$$\text{Use } F_c' = 28 \text{ Mpa}$$

$$\text{Use } F_y = 420 \text{ Mpa}$$



**Figure (4-12) : column section**

$$P_u = 1.2DL + 1.6LL = 1.2 \times 506.6 + 1.6 \times 290.98 = 1073.488 \text{ KN}$$

$$P_n = \frac{P_u}{\phi} = \frac{1073.488}{0.65} = 1651.52 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \phi = 0.65 - \text{for tied column}$$

Assume rectangular section with:

$$\rightarrow \text{Use } \rho = 2.5 \%$$

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

$\rightarrow$  Use 0.8 for tied column

## Chapter Four

$$1651.52 * 10^3 = 0.8 \times A_g(0.85 \times 28 * (1 - 0.025) + [420 * 0.025])$$

$$A_g = 61249.07 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow \text{Use } 0.5 \times 0.3 \text{ m}^2 \text{ with } A_g = 150000 \text{ mm}^2 > A_{g,required} = 61249.07 \text{ mm}^2$$

### 4.6.1 Check for slenderness:

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \leq 40$$

$$\left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 1 - \text{for braced frame with } M_{min}.$$

$l_u$ : Actual unsupported (unbraced) length.

$r$ : radius of gyration of its cross section =  $0.3 h$

$$l_u = 3.4 \text{ m}$$

$K = 1.0$  – for columns in nonsway frame.

a) In 30 cm – Direction:

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \times 1.0 = 22 < 40$$

$$\frac{K \times l_u}{r_x} = \frac{1 \times 3.4}{0.3 \times 0.3} = 37.77 > 22$$

$\therefore$  long Column for bending about X – axis.

b) In 500 cm – Direction:

$$\frac{K \times l_u}{r} \leq 34 - 12 \times 1.0 = 22 < 40$$

$$\frac{K \times l_u}{r_y} = \frac{1 \times 3.4}{0.3 \times 0.5} = 22.667 > 22$$

$\therefore$  long Column for bending about Y – axis.

### 4.6.2 Calculate the minimum eccentricity $e_{min}$ and the minimum moment $M_{min}$ : About x- axis

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

$$P_u = 1073.488 \text{ KN}$$

$$M_{min} = P_u \times e_{min} = 1073.488 \times 24 = 25.76 \text{ KN.m}$$

### 4.6.3 Calculate EI:

$$EI = 0.4 \frac{E_c \times I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

$$E_c = 4750 \times \sqrt{f'_c} = 4750 \times \sqrt{28} = 25134.64 \text{ MPa}$$

## Chapter Four

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 \times DL}{P_u} = \frac{1.2 \times 506.6}{1073.488} = 0.566$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{500 \times 300^3}{12} = 1.125 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = 0.4 \times \frac{25134.64 \times 1.125}{1 + 0.566} = 7222.6 \text{ KN.m}^2$$

### 4.6.4 Determine the Euler buckling load $P_c$ :

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times l_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 7222.6}{(1 \times 3.4)^2} = 6166.45 \text{ KN}$$

### 4.6.5 Calculate the moment magnifier factor:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 \times 1 = 1.0$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \times P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1073.488}{0.75 \times 6166.45}} = 1.3 > 1$$

$< 1.4 \dots \dots \dots OK$

→ The magnified eccentricity and moment:

$$e_y = e_{min} \times \delta_{ns} = 24 \times 1.3 = 31.2 \text{ mm}$$

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.3 \times 25.76 = 33.488 \text{ KN.m}$$

⇒ where  $M_2 = M_{min} = 33.488 \text{ KN.m}$

The magnified moment are less than ( $1.4 \times 25.76 = 36.06$ ), are required by – ACI – Code Section 10.10.2.1 .

### 4.6.6 Calculate the minimum eccentricity $e_{min}$ and the minimum moment $M_{min}$ : About y- axis

$$e_{min} = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 500 = 30 \text{ mm}$$

$$P_u = 1073.488 \text{ KN}$$

$$M_{min} = P_u \times e_{min} = 1073.488 \times 30 = 32.2 \text{ KN.m}$$

### 4.6.7 Calculate EI:

$$EI = 0.4 \frac{E_c \times I_g}{1 + \beta_{dns}}$$

$$E_c = 4750 \times \sqrt{f'_c} = 4750 \times \sqrt{28} = 25134.64 \text{ MPa}$$

## Chapter Four

$$\beta_{dns} = \frac{1.2 \times DL}{P_u} = \frac{1.2 \times 506.6}{1073.488} = 0.566$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{300 \times 500^3}{12} = 3.125 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = 0.4 \times \frac{25134.64 \times 3.125}{1 + 0.566} = 20062.77 \text{ KN.m}^2$$

### 4.6.8 Determine the Euler buckling load $P_c$ :

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times l_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 20062.77}{(1 \times 3.4)^2} = 17129 \text{ KN}$$

### 4.6.9 Calculate the moment magnifier factor:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{M_1}{M_2} = 0.6 + 0.4 \times 1 = 1.0$$

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 \times P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{1073.488}{0.75 \times 17129}} = 1.1 > 1$$

$< 1.4 \dots \dots \dots OK$

→ The magnifier eccentricity and moment:

$$e_x = e_{ymin} \times \delta_{ns} = 30 \times 1.1 = 33 \text{ mm}$$

$$M_c = \delta_{ns} \times M_2 = 1.1 \times 32.2 = 35.42 \text{ KN.m}$$

⇒ where  $M_2 = M_{min} = 35.42 \text{ KN.m}$

The magnifier moment are less than ( $1.4 \times 32.2 = 45.08 \text{ KN.m}$ ), are required by – ACI – Code Section 10.10.2.1 .

Select the column reinforcement from Interaction Diagram :

About  $x - axis$

a) Compute the ratio  $e/h$ :

$$\frac{e_y}{h} = \frac{31.2}{300} = 0.104$$

b) Compute the ratio  $\gamma$ :

$$\text{Assume } \emptyset 18 \text{ for bars} \Rightarrow \gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{300 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 18}{300} = 0.61$$

## Chapter Four

c) Use interaction diagram A – 9a

selected dimension:  $h = 300 \text{ mm}$  ,  $b = 500 \text{ mm}$ .

assum  $\rho = 0.025$

$$\text{at } \gamma = 0.6 \dots \dots \dots \frac{\phi P_n}{A_g} = 2.49 \text{ Ksi}$$

$$P_{ny} = 2.49 * \frac{1000}{145} * 500 * \frac{300}{0.65} = 3.963 \text{ MN}$$

About y – axis

a) Compute the ratio  $e/h$ :

$$\frac{ex}{h} = \frac{33}{500} = 0.066$$

b) Compute the ratio  $\gamma$ :

$$\text{Assume } \phi 18 \text{ for bars} \Rightarrow \gamma = \frac{d - d'}{h} = \frac{500 - 2 \times 40 - 2 \times 10 - 18}{500} = 0.76$$

c) Use interaction diagram A – 9b

selected dimension:  $h = 500 \text{ mm}$  ,  $b = 300 \text{ mm}$ .

assum  $\rho = 0.025$

$$\text{at } \gamma = 0.75 \dots \dots \dots \frac{\phi P_n}{A_g} = 2.51 \text{ Ksi}$$

$$P_{nx} = 2.51 * \frac{1000}{145} * 500 * \frac{300}{0.65} = 3.995 \text{ MN}$$

Calculate  $P_n$ :

$$P_n^o = A_g * (0.85 * f_c' * (1 - \rho) + \rho * f_y)$$

$$P_n^o = 300 * 500 * (0.85 * 28 * (1 - 0.025) + 0.025 * 420) = 5.056 \text{ MN}$$



## Chapter Four

### 4.6.10 Bressler Equation:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_n^o}$$

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{3.963} + \frac{1}{3.995} - \frac{1}{5.056}$$

$$= 3280.17 \text{ KN } P_n = 3.2801 \text{ MN}$$

$$\phi * P_n = 0.65 * 3280.17 = 2132.11 \text{ KN} > 1073.488 \text{ KN}$$

d) Select the reinforcement:

$$A_{st} = \rho_g \times A_g = 0.025 \times 500 \times 300 = 3750 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{ Use } 12 \text{ } \phi 18$$

⇒ Design of the Tie Reinforcement :

$$S \leq 16 d_b (\text{longitudinal bar diameter}) \rightarrow 16 \times 18 = 288 \text{ mm}$$

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

$$S \leq \text{Least dimension.} \rightarrow \text{Least dim.} = 400 \text{ mm}$$

Use  $\phi 10$  @ 25 cm.

Check for code requirements:

Clear spacing between longitudinal bars:

$$\text{Clear space} = \frac{500 - 40 * 2 - 10 * 2 - 18 * 5}{4} = 87.5 \text{ mm} > 40 \text{ mm, and}$$
$$> 1.5 d_b = 1.5 * 18 = 27 \text{ mm} - \text{ok}$$

Gross reinforcement ratio:

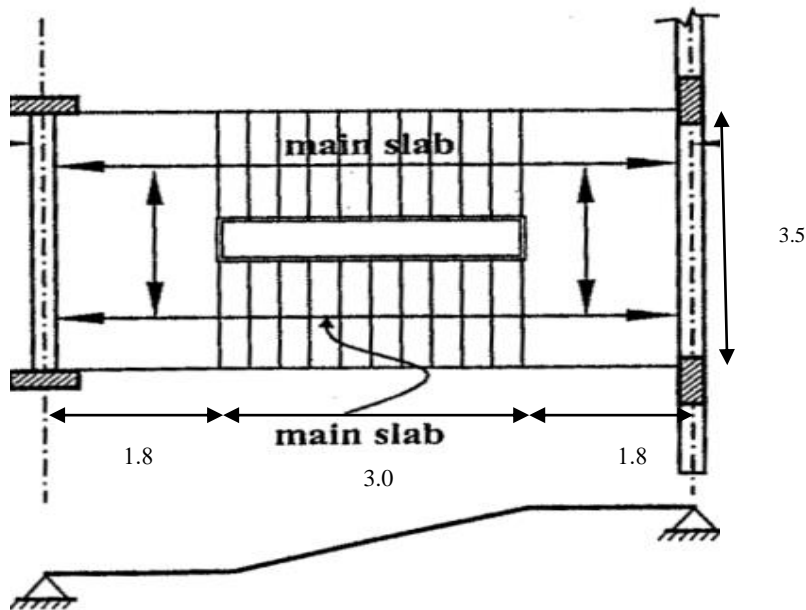
$$0.01 < \rho_g = 0.025 < 0.08 - \text{ok}$$

Number of bars:  $12 > 4$  – for square section – ok

Minimum tie diameter:  $\phi 10$  for  $\phi 18$  bars – ok

Spacing of this :  $s = 250 \text{ mm}$  – ok

**4.7 Design of stair:**



Fig(4- 13) :stair plan

**4.7.1 Determination of Slab Thickness:**

For Flight:

$$L = (0.8+3+0.4) = 4.2 \text{ m.}$$

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

$$h_{req} = 4.2 / 20 = 0.21 \text{ m}$$

In the case presented here, where the slab end is cast with the supporting beams and additional negative reinforcement is provided, minimum thickness can be assumed to be:

$$h_{req} = L / 28 .$$

$$h_{req} = ( 4.2 / 28 ) = 0.15 \text{ m}$$

Take  $h = 25 \text{ cm.}$

For Landing:

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

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

$$h_{req} = 3.15 / 20 = 15.75 \text{ cm.}$$

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

**4.7.2 Load Calculations:**

The stair slope by  $\theta = \tan^{-1} \left( \frac{165}{300} \right) = 28.81.$

For Flight :

Dead Load for flight:

## Chapter Four

material	Quality density	W KN/m
Tiles	27	$27 * \left[ \frac{0.165 + 0.35}{0.3} \right] * 0.03 * 1 = 1.391$
Mortar	22	$22 * \left[ \frac{0.165 + 0.3}{0.3} \right] * 0.02 * 1 = 0.682$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} * \left[ \frac{0.165 * 0.3}{2} \right] * 1 = 2.063$
Reinforced Concrete Solid slab	25	$\frac{25 * 0.25 * 1}{\cos 28.82^\circ} = 7.097$
plaster	22	$\frac{22 * 0.03 * 1}{\cos 28.82^\circ} = 0.753$
<b>Total Dead load</b>	<b>KN/m</b>	<b>11.986</b>

**Table(1-4)Dead Load for flight**

Live Load =  $5 \times 1 = 5$  KN/m.

Total Dead Load For Flight =  $1.2 \times 12 + 1.6 \times 5 = 22.4$  KN/m.

For Landing :

Dead Load For Landing:

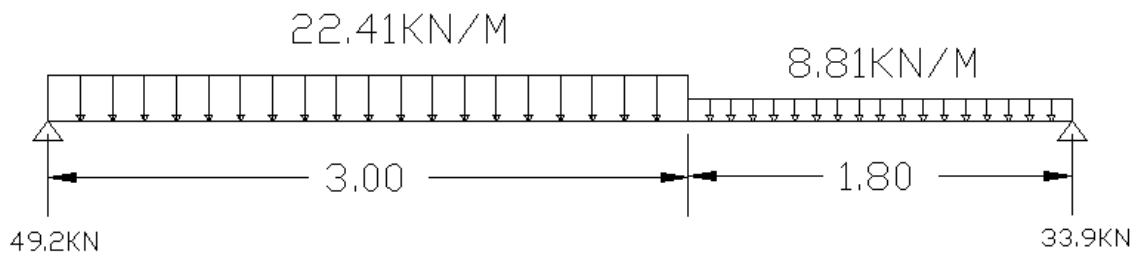
Material	Quality Density <i>KN/ m<sup>3</sup></i>	$\gamma \cdot h \cdot 1$ <i>KN/ m</i>
Tiles	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
mortar	22	$22 \times 0.02 \times 1 = 0.44$
Reinforced Concrete solid slab	25	$25 \times 0.25 \times 1 = 6.25$
Plaster	22	$22 \times 0.03 \times 1 = 0.66$
<b>Total Dead Load</b>		<b>8.01</b>

**Table(2-4) Dead load for landing**

Live Load =  $5 \times 1 = 5$  KN/m .

Total Dead Load For landing =  $1.2 \times 8.01 + 1.6 \times 5 = 17.61$  KN/m.

Because load in landing in tow direction only half the load will be considered on each direction .



**Fig(4- 14) :flight load**

## Chapter Four

### 4.7.3 Design of Shear for flight:

- Assume Ø 14 for main reinforcement:

So,  $d = 250 - 20 - (14/2) = 223 \text{ mm}$ .

- $V_u = 49.2 - 22.41 * (0.15 + 0.223) = 40.84 \text{ KN}$

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

- $$\phi V_c = \frac{0.75 * \sqrt{24} * 1000 * 223 * 10^{-3}}{6} = 136.6 \text{ KN}$$

- $V_u = 40.84 \text{ KN} < \phi V_c = 136.6 \text{ KN} . .$

Depth of flight is ok. So, there is no shear Reinforcement required .

### 4.7.4 Design of Bending Moment for Flight:

Zero shear:

$$49.2 - 22.41 * X = 0$$

$$X = 2.195 \text{ m}$$

$$M_u = 22.41 * (2.195)^2 / 2 = 54 \text{ KN.m}$$

$$M_n \text{ req} = M_u / 0.9 = 54 / 0.9 = 60 \text{ KN.m} .$$

Assume bar diameter 14 for main reinforcement.

$$d = 250 - 20 - (14/2) = 223 \text{ mm}.$$

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

$$R_n = \frac{60 * 10^6}{1000 * (223)^2} = 1.206 \text{ MPa} .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 20.588 * 1.206}{420}} \right) = 0.002963$$

$$A_s \text{ req} = 0.00387 * 1000 * 223 = 660.76 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots \text{control}$$

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

## Chapter Four

$$S = 153.9 / 660.76 = 0.233 \text{ m.}$$

Use  $\Phi 14 @ 20 \text{ cm}$  with  $A_s = 769.5 \text{ mm}^2$ .

- Check for spacing:

$$3h = 3 \times 250 = 750 \text{ mm.}$$

$$S = 450.$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{0.667 \times 420} \right) - 2.5 \times 20 = 330 \text{ mm}$$

..... control.      Ok  $s = 300 \left( \frac{280}{0.667 \times 420} \right) = 300 \text{ mm}$

- Secondary Reinforcement:

For shrinkage & Temperature  $A_s$  provide equal :

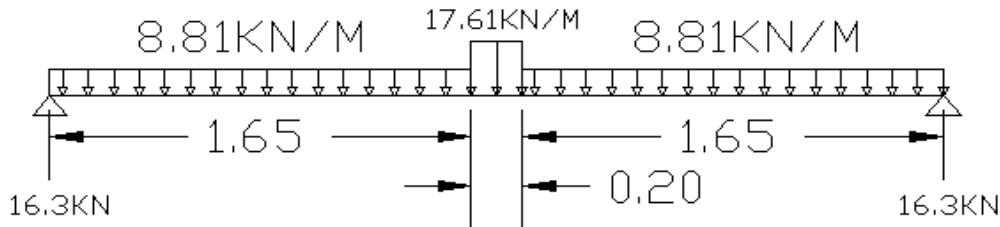
$$A_{s \text{ min}} = 0.0018 \times B \times h = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi 14 @ 30 \text{ cm}$  with  $A_s = 513 \text{ mm}^2$ .

### 4.7.5 Design of landing(S2):

same thickness = 25 cm.

$$\text{Total Dead Load For landing} = 1.2 \times 8.01 + 1.6 \times 5 = 17.61 \text{ KN/m.}$$



**Fig(4- 15) :landing load**

### 4.7.6 Design of bending moment for landing:

$$M_u = 16.297 * \left( \frac{3.5}{2} \right) - 8.81 * 1.65 * \left( \frac{1.65+0.2}{2} \right) - 17.61 * 0.1 * 0.2/4 = 14.96 \text{ KN.m.}$$

$$M_n \text{ req} = 14.96 / 0.9 = 16.625 \text{ KN.m.}$$

$$d = 250 - 20 - 14 - (14/2) = 209 \text{ mm.}$$

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

## Chapter Four

$$R_n = \frac{16.625 \cdot 10^6}{1000 \cdot (209)^2} = 0.38 \text{ MPa} .$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{20.588} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 20.588 \cdot 0.38}{420}} \right) = 0.0009146$$

As req = 0.0009146 × 1000 × 209 = 191.1 mm<sup>2</sup>. ... control

$$A_s^{\text{min}} = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450 \text{ mm}^2$$

Use  $\Phi$  14@ 30 cm with  $A_s = 513 \text{ mm}^2$  .

- Check for spacing:

$$3h = 3 \cdot 250 = 750 \text{ mm}$$

$$S = 450$$

$$s = 380 \left( \frac{280}{0.667 \cdot 420} \right) - 2.5 \cdot 20 = 330 \text{ mm}$$

$$\dots \text{ control } .s = 300 \left( \frac{280}{0.667 \cdot 420} \right) = 300 \text{ mm}$$

Use 1 $\Phi$  14@ 30 cm.

### 4.8 Design of Strip Footing for Shear Wall (W5):

Allowable Bearing Pressure = 500 KN/m<sup>2</sup>

Dead Load = 922.1 / 5.7 = 161.78 KN/m

Live Load = 397.19 / 5.7 = 69.7 KN/m

Surcharge  $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$

$D_f = 1.025 \text{ m}$

Assume  $h = 30 \text{ cm}$

#### 4.8.1 Select foundation Area:

$$q_{\text{footing}} = 0.3 \cdot 25 = 7.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{soil}} = 1.025 \cdot 17 = 17.425 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\delta_{\text{net}} = \delta_{\text{all}} - q_{\text{footing}} - q_{\text{soil}}$$

## Chapter Four

$$\delta_{net} = 500 - 7.5 - 17.425 = 475.1 \frac{KN}{m^2}$$

$$A = \frac{P}{\delta_{net}} = \frac{161.78 + 69.7}{475.1} = 0.487 m^2$$

Select  $b = 90$  cm

$$Pu = 161.78 * 1.2 + 1.6 * 69.7 = 305.66 \frac{KN}{m}$$

$$\delta = \frac{Pu}{A} = \frac{305.66}{0.9 * 1} = 339.62 \frac{Kn}{m^2}$$

### 4.8.2 Design of shear :

$$d = 300 - 75 - 14 = 211 \text{ mm}$$

$$Vu = 339.62 * (0.30 - 0.211) * 1 = 30.3 \text{ KN}$$

$$\phi Vc = \frac{0.75}{6} * \sqrt{f'c'} * bw * d = \frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 211 = 129.2 \text{ KN}$$

$$\phi vc 129.2 \text{ KN} > Vu = 30.3 \text{ KN}, \text{ ok}$$

### 4.8.3 Design of Moment :

$$Mu = 339.62 * \frac{0.3^2}{2} = 15.3 \frac{KN}{m^2}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} * 10^6 = \frac{15.3}{0.9} * 10^6 = 17 * 10^6 \text{ N.mm}$$

$$Kn = \frac{Mn}{bd^2} = \frac{17 * 10^6}{1000 * 211^2} = 0.3818 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 * f'c'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.588$$

$$\rho = \frac{1}{m} * \left( 1 - \left( \sqrt{1 - \frac{2Kn * m}{fy}} \right) \right) = \frac{1}{20.58} * \left( 1 - \left( \sqrt{1 - \frac{2 * 0.298 * 20.58}{420}} \right) \right) \\ = 9.1782 * 10^{-4}$$

$$Asreq = 9.1782 * 10^{-4} * 100 * 21.1 = 1.94 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 0.0018 * 100 * 30 = 5.4 \text{ cm}^2 \text{ is controlled}$$

## Chapter Four

with  $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$ . select  $\emptyset 14 @ 25 \text{ cm}$

for shrinkage and temperature select  $\emptyset 14 @ 25 \text{ cm}$

- Step (s) is the smallest of :-

$$1) 3 * h = 3 * 300 = 900 \text{ mm}$$

$$2) 450 \text{ mm} \dots \text{Control}$$

$$S = 250 \text{ mm} < S_{,max} = 450 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

$$250 < 450 < 5 * 300 = 1500 \text{ mm} \dots \text{OK}$$

### 4.8.4 Check Lap splice and anchorage:

$$cb < 0.5 * a < c + \frac{db}{2}, \quad cb < 0.5 * 250 = 125 \text{ mm} < 75 + \frac{14}{2} = 82 \text{ mm},$$
$$cb = 82 \text{ mm}$$

$$\frac{cb + Ktr}{db} = \frac{82 + 0}{14} = 5.86 \leq 2.5, \quad \text{select } 2.5$$

$$Ldt = \frac{9}{10} * \frac{fy}{\sqrt{fc'}} * \frac{\phi t \phi e \phi s}{\frac{cb + Ktr}{db}} * db = \frac{9}{10} * \frac{420}{\sqrt{24}} * \frac{1 * 1 * 0.8}{2.5} * 14 = 345.67 \text{ mm}$$

$$ldt \text{ available} = 300 - 75 = 225 < 345.67 \text{ mm}$$

use hook

$$Ldht = 0.24 * \frac{fy}{\sqrt{fc'}} * \phi e * db * 0.7 = 0.24 * \frac{420}{\sqrt{24}} * 1 * 14 * 0.7 = 201.6 \text{ mm}$$

$$ldt \text{ ava.} = 225 > Ldht 201.6 \text{ mm} - \text{ok}$$



## 4.9 Design of Isolated Footing (F4):

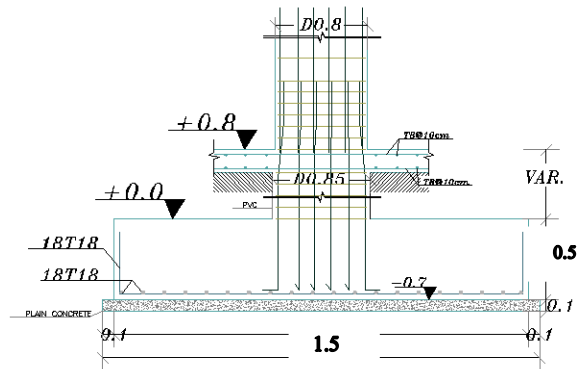


Fig (4 -16 ):detail for the footing

$$P_D = 506.6 \text{KN (service).}$$

$$P_L = 290.98 \text{ KN (service).}$$

$$P_U = 1073.488 \text{ KN ( factored).}$$

$$\text{Column Dimensions} = a * b = 30 * 50$$

$$\text{Allowable bearing capacity } q_{all} = 500 \text{ KN/m}^2.$$

### 4.9.1 Area of Footing:

$$\text{Soil Density} = 17 \text{ KN/ m}^3$$

$$\text{assume } h = 50 \text{ cm.}$$

$$q_{all-net} = 500 - 0.5 \times 25 - 1.025 \times 17 = 470.075 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Area } A = \frac{P_D + P_L}{q_{all-net}} = \frac{506.6 + 290.98}{469.275} = 1.7$$

Use  $B, L(\text{min}) = 1.303\text{m}$ , take  $B = L = 1.5\text{ m}$ ,  $A = 2.25\text{m}^2$

#### 4.9.2 Depth of footing:

Assume  $h = 50\text{cm}$ .

- Check one-way shear:

$$q_{ult} = \frac{P_u}{Area} = \frac{1073.488}{2.25} = 477.11 \text{ KN/m}$$

$$d = 500 - 75 - 20 = 405 \text{ mm}$$

$$\Phi V_c = \Phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d =$$

$$\frac{0.75}{6} * \sqrt{24} * 1.5 * 0.405 * 1000 = 372.01 \text{ KN}$$

$$V_u = q_{ult} \times \left( \frac{B-a}{2} - d \right) \times L$$

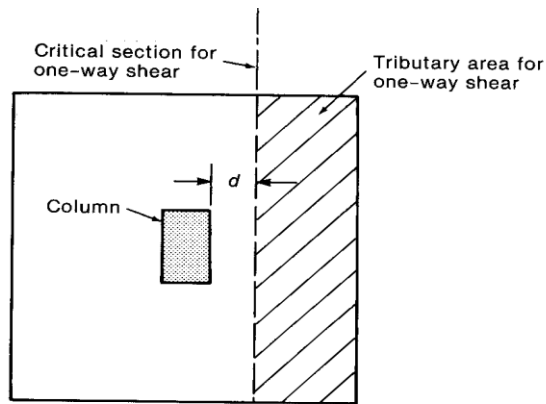
$$V_{ud} = 477.11 \times \left( \frac{1.5 - 0.3}{2} - 0.405 \right) \times 1.5 = 139.55 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 372.01 \text{ KN} > V_{ud} = 139.55 \text{ KN} \rightarrow \rightarrow \rightarrow \rightarrow ok$$

- Check two-way shear:



Fig (4-60): one way shear.



One-way shear.

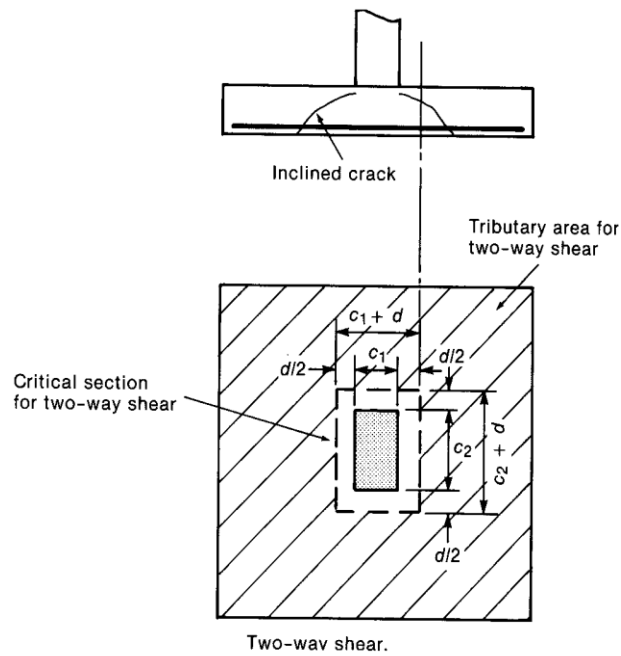


Fig (4-61 ):two way shear.

$$\frac{d}{2} = \frac{4.5}{2} = 202.5mm.$$

To calculate  $V_u$  at the critical section which take rectangular shape with dimension equal (0.3 + 0.405) and (0.5 + 0.405), which equals (0.705 and 0.905)

$$\text{Inner area} = 0.905 * 0.705 = 0.638m^2$$

$$\text{Outer area} = \text{area of the footing} = 2.25 m^2$$

$$V_u = q_u (\text{outer area} - \text{inner area}) = 477.11 \times (2.25 - 0.638) = 769.1 \text{ KN}$$

According to ACI,  $V_c$  shall be the smallest of :

$$V_c = \frac{1}{6} \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.358 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$V_c = \frac{1}{12} \left( \frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_o d = 0.481 \sqrt{f'_c} b_o d$$

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

Where:

$$\beta_c = a / b = 506.6/290.98 = 1.741$$

$$b_o = \text{Perimeter of critical section taken at } (d/2) \text{ from the loaded area} \\ = 2 \times (0.905 + 0.705) = 3.22 \text{ m}$$

$$\alpha_s = 30 \quad \text{for edge column.}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 0.33 \sqrt{24} \times 3.22 \times 0.405 \times 1000 = 1581.22 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 1581.22 \text{ KN} > V_u = 805.44 \text{ KN}$$

SO  $h = 50 \text{ cm}$  Is OK.

#### 4.9.3 Design of flexural reinforcement both directions :

$$M_u = \left( q_{ult} \times L \times \left( \frac{C^2}{2} \right) \right)$$

$$= (477.11 \times 1.5 \times 0.6 \times 0.6) \div 2 = 128.82 \text{ KN.m}$$

$$M_n = 128.82 / 0.9 = 143.133 \text{ KN.m.}$$

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

$$R_n = \frac{143.133 * 10^6}{1500 * (405)^2} = 0.852 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\rho = \frac{1}{20.59} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2(20.59)(0.852)}{420}} \right) = 2.0726 \times 10^{-3}$$

$$A_{req} = \rho \times b \times d = 2.0726 \times 10^{-3} \times 1500 \times 405 = 1259.12 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.0018 \times 1500 \times 500 = 1350 \text{ mm}^2 \dots \text{control}$$

So, Use 6  $\Phi$  18 with  $A_s = 1526.8 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} = 1350 \text{ mm}^2 \dots$  for each direction x and y.. for both directions use 12  $\Phi$  18 with  $A_s = 5086.8 \text{ mm}^2$  (6  $\Phi$  18 @27 cm in each side)

$$S < 3h = 3 \times 500 = 1500 \text{ mm}$$

<450mm ---- ok

#### 4.9.4 Development length of foot reinforcement:

Ld for  $\Phi$  18:

$$L_{dt} = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left( \frac{k_{tr} + c}{db} \right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 18 = 444.5 \text{ mm}$$

$$\text{Available length} = ((1500 - 500) \setminus 2) - 75 = 425$$

= 425 mm < 444.5 mm ..... use 90° hook 30cm long

$$L_{dh} = \frac{0.24 \times F_y \times d_b}{\sqrt{F_c'}} = \frac{0.24 \times 420 \times 18}{\sqrt{24}} = 370.4 < 425 \text{ ---ok}$$

#### 4.9.5 Development length of column reinforcement:

Ld for  $\Phi$  18:

$$L_{dt} = \frac{9}{10} \times \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \times \frac{\alpha \times \beta \times \gamma \times \lambda}{\left( \frac{k_{tr} + c}{db} \right)} \times db = \frac{9}{10} \times \frac{420}{\sqrt{24}} \times \frac{1 \times 1 \times 0.8 \times 1}{2.5} \times 18 = 444.5 \text{ mm}$$

$$L_d = 0.885 \times 514.4 = 455.2 \text{ mm}$$

$$L_d = 0.043 \times db \times f_y = 0.043 \times 25 \times 420 = 451.5 \text{ mm}$$

$$\therefore L_d = 474.3 \text{ mm}$$

Available embedment = 600 - 75 - (2 x 18) = 489 mm > 455.2 mm

∴ OK.

#### 4.9.6 Load transfer at the column-foundation interface (Dowels design ):

$$\Phi P_{n,b} = \Phi(0.85 f_c' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$$A_1 = .5 \times .3 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{2.25}{.15}} = 3.873 > 2$$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi P_{n,b} = 0.65 \times (0.85 \times 24 \times 0.15 \times 2) \times 1000 = 3978 \text{ KN}$$

$$\Phi P_n = 3978 > P_u = 1073.488 \dots \dots \dots \text{ok}$$

*In column:*

$$\Phi P_{n,b} = \Phi(0.85 f_c' A_1)$$

$$\Phi P_{n,b} = 0.65(0.85 \times 24 \times 0.15 \times 1000) = 3978 \text{ KN}$$

$$\phi p_{n,b} = 3978 \text{ KN} > p_u = 1073.488 \text{ KN}$$

and the minimum reinforcement of dowels:

$$A_s = 0.005 \times 300 \times 500 = 750 \text{ mm}^2$$

#### 4.9.7 Lap splice of column:

$$L_s = 0.071 f_y \cdot d_b = 0.071 \times 420 \times 18 = 536.76 \text{ mm. Use } 550 \text{ mm .}$$

# الفصل الخامس

5

النتائج و التوصيات

1.5 النتائج .

2.5 التوصيات .

3.5 المراجع .

### 1.5 النتائج :-

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

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

### 2.5 التوصيات :-

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



3.5 قائمة المصادر والمراجع :-

1. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. ملاحظات الأستاذ المشرف والكتاب المقرر.
3. ACI Committee 318 (2014), **ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.
4. D. Fanella, I. Alsamsam, “**The Design of Concrete Floor Systems**”, PCA Professional Development Series, 2005.

**Appendix (A)**  
**Architectural Drawings**

**This appendix is an attachment with this project**

**Appendix (B)**  
**Structural Drawings**

**This appendix is an attachment with this project**

**Appendix (C)**

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

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

Notes:

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

- a) For structural lightweight concrete having unit density,  $w_c$ , in the range 1440-1920  $\text{kg/m}^3$ , the values shall be multiplied by  $(1.65 - 0.003w_c)$  but not less than 1.09.
- b) For  $f_y$  other than 420 MPa, the values shall be multiplied by  $(0.4 + f_y/700)$ .

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

**TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS**

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

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

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

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

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

## MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS