التصميم الإنشائي لـِ " كلية طب "

فريق العمل

إسراء قباجة	سامي النجار
يونس الهريني	ظريف شعيبات
محمد القاضي	محمد القرنة

إشراف :

م. خليل كرامة

تقرير مشروع التخرج

مقدم إلى دائرة الهندسة المدنية والمعمارية في كلية الهندسة والتكنولوجيا

جامعـــة بوليتكنك فلسطيـــن

للوفاء بجزء من متطلبات الحصول

على درجة البكالوريوس في الهندسة تخصص هندسة المباني

كلية الهندسة و التكنولوجيا دائرة الهندسة المدنية و المعمارية

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل– فلسطين

سنـة 2017 م

شهادة تقييم مشروع التخرج

جامعة بوليتكنك فلسطين

الخليل – فلسطين

التصميم الإنشائي لـِ " لمبنى كلية طب "

فريق العمل

إسراء قباجة	**سامي النجار**
يونس الهريني	**ظريف شعيبات**
محمد القاضي	**محمد القرنة**

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 مشرف المشروع	توقيع رئيس الدائرة	توقيع اللجنة الممتحنة
م. خليل كرامة	**م. فيضي شبانة**	

سنة 2017 م

الاهداء

نهدي هذا العمل المتواضع بكل الفخر والاعتزاز.....

الى الشموع التي تحترق لتضيء لنا الدرب , أمي وأبي اللذين سهرا الليل وعملا النهار لنتفوق ونستمر.

الى الأعزاء على قلبي.....أخوتي.

الى من علمني أول حرف.....أساتذتي.

الى زملائي بكل مراحل الدراسة.

الى أمهات الشهداء والجرحى والأسرى.

الى من قدم شيئا" من اجل فلسطين.

الى كل من أحبنا واحببناه.

كذلك نشكر كل من ساعد على إتمام هذا البحث وقدم لنا العون ومد لنا يد المساعدة وزودنا بالمعلومات اللازمة لإتمام هذا البحث.....

الذين كانوا عونا لنا في بحثنا هذا ونورا يضيء الظلمة التي كانت تقف أحيانا في طريقنا.....

فريق العمل

الشكر والتقدير

يتقدم فريق العمل بالشكر الجزيل والعميق لكل من:

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

جميع الأساتذه بالجامعة ونخص بالذكر الأستاذ (خليل كرامة) والذي بذل كل جهد مستطاع للخروج بهذا العمل بالشكل اللائق.

إلى زملائي المخلصين, الذين ما توانوا عن تقديم ولو قليل المساعدة.

لمكتبة الجامعة والقائمين عليها لتعاونهم الكامل ومساعدتهم.

كما ونتقدم بخالص الشكر إلى كل من ساهم في إتمام هذا البحث، بدأً بالمؤسسة التعليمية وعلى رأسها رابطة الجامعيين مروراً بالكادر التعليمي ونخص بالذكر أساتذة قسم المباني وكل من ساهم في إنجاح هذا العمل.

فريق العمل

ملخص المشروع

تدور فكرة هذا المشروع حول التصميم المعماري والإنشائي لأربع من الوحدات التصميمية والتي تم اختيارها بعد دراسة مجموعة من وحدات مركز التدريب. تتألف هذه الوحدات أولاً من بوابة رئيسية ذات مدخل ومخرج منفصلين وغرفتي تحكم وأمن على الجانبين، ثانياً من قاعة تدريب ورياضة مع بعض الغرف خدمة لهذا الغرض، ثالثاً من مبنى متعدد الوظائف حيث يشمل أربعة طوابق أحدها يستخدم لوظائف إدارية والأخرى تستخدم لوظائف سكنية، ورابعاً اثنين من خزانات المياه الأرضية ذات الحجم الكبير.

تصميم المشروع سيقدم الحلول المثلى الجانبين المعماري و الإنشائي، بحيث يتم مراعاة الأغراض الجمالية والوظيفية وتوفير الراحة والسهولة والسرعة في الاستخدام، سيشتمل المشروع على العناصر الإنشائية المعروفة من عقدات، جسور، أعمدة، أساسات ... إلخ.

المشروع سوف يتم تصميمه بناءً على كود ACI 381 – 11 , سيتم استخدام عدة برامج هندسية، مثل : AutoCAD 2010, Office 2007, ETABS 2013, SAFE 12, BEAMD, Adapt Builder, وسنشير إلى المراجع المستخدمة, وفي النهاية سيتم تقديم دراسة إنشائية تفصيلية, حساب وتحليل للأحمال ومخططات تصميم للوحدات الإنشائية ,إضافة للتصميم المعماري.

والله ولي التوفيق

The Structural Design of "Faculty of Medicine Building " In Hebron

Working team :

Israa Qabaja
Mohammed Al – Qadi
Mohammed Al – Qurna
Sami Al – Najjar
Zarif Shuaibat
Younis Al - Hurini

Palestine Polytechnic University

Supervisor :

Khalil krama

Project Abstract

The idea of this project revolves around the architectural and Structural design of four units, which was selected after a study of many units of training center units.

These units are firstly, a main gate which consists of separated passageways and two control rooms on the sides. Secondly, a training hall with some rooms to serve this purpose. Thirdly, a multi-functional building which includes four floors, one is used as administrative functions and the others used as accommodations. Fourthly, two large groundwater water tanks.

The project will provide an acceptable solution for both sides architectural and structural , so that it is taking into account the functional and aesthetic purposes, provide comfort , ease and speed of use, the project will include the well-known structural elements as slabs, beams, columns, foundations ... etc.

The project will be designed based on the Code ACI 381 - 11, several programs will be used for, such as: AutoCAD 2010, Office 2007, ETABS 2013, SAFE 12, BEAMD, references and several projects will be referred, eventually a structural details, load analysis and elements design will be offered for these units, added to the architect design.

God grants success.

فهرس المحتويات

	المحتويات	رقم الصفحة
	صفحة العنوان	i
	نسخة عن صفحة العنوان	ii
	الإهداء	iii
	الشكر والتقدير	iv
	ملخص المشروع باللغة العربية	v
	ملخص المشروع باللغة الانجليزية	vi
	فهرس المحتويات	vii
	فهرس الجداول	x
	فهرس الأشكال	xi
	List of abbreviations	xiii
الفصل الأول	المقدمة	1
1-1	مقدمة	2
2-1	أهداف المشروع	2
3-1	مشكلة المشروع	3
4-1	حدود مشكلة المشروع	3
5-1	المسلمات	3
6-1	فصول المشروع	3
7-1	إجراءات المشروع	4
الفصل الثاني	الوصف المعماري	5

1-2	مقدمة	6
2-2	لمحة عامة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	7
4-2	وصف المساقط الأفقية	14-8
5-2	الطابق التسوية	18-15
6-2	وصف الحركة	20-19
الفصل الثالث	الوصف الإنشائي	21
1-3	مقدمة	22
2-3	الهدف من التصميم الإنشائي	23-22
3-3	الدراسة التحليلية والنظرية	23
4-3	الاختبارات العملية	24-23
5-3	الأحمال	24
1-5-3	الاحمال الرئيسة	25-24
2-5-3	الأحمال الثانوية	25
1-1-5-3	الأحمال الميتة	26-25
2-1-5-3	الأحمال الحية	26
3-1-5-3	الأحمال البيئية	27
1-3-1-5-3	أحمال الثلوج	27
2-3-1-5-3	أحمال الرياح	29-28
3-3-1-5-3	أحمال الزلازل	29
1-2-5-3	أحمال الانكماش والتمدد	29
6-3	العناصر الإنشائية	30
1-6-3	العقدات	31
1-1-6-3	العقدات المصمتة	32-31

2-1-6-3	العقدات المفرغة	33-32
2-6-3	الجسور	34-33
3-6-3	الأعمدة	35-34
4-6-3	جدران القص	36-35
5-6-3	فواصل التمدد	36
6-6-3	الأساسات	38-37
7-6-3	الأدراج	39-38
Chapter 4	Structural analysis and design	40
1-4	Introduction	41
2-4	Design Method and Requirement	42
3-4	Check of Minimum Thickness of Structural Member	43
4-4	Design of Topping	45-44
5-4	Design One way ribbed slab	57-46
6-4	Design Two way ribbed slab	66-57
7-4	Design of Beam	77-67
8-4	Design of Stair	90-78
9-4	Design of Column	95-78
10-4	Design of Shear Wall	100-95
11-4	Design of Footing	106-100
12-4	Design of Basement Wall	111-107
الفصل الخامس	النتائج والتوصيات	112
1-5	النتائج	113
2-5	التوصيات	113
3-5	الملاحق والمراجع	121-114

فهرس الجداول

اسم الجدول	وصف الجدول	رقم الصفحة
1-1	المخطط الزمني لمراحل العمل بالمشروع.	4
1-3	الكثافة النوعية للمواد المستعملة في البناء	26
2-3	أحمال الثلوج بناءاً على ارتفاع البناء عن سطح البحر	27
1-4	Check of Minimum Thickness of Structural Member	43
2-4	Dead Load Calculation of Topping	44
3-4	Dead Load Calculation of One Way Rib	48
4-4	Dead Load Calculation of Two Way Rib	60
5-4	Dead Load Calculation of Flight	79
6-4	Dead Load Calculation of Middle Landing	83
7-4	Dead Load Calculation of Main Landing	86

فهرس الأشكال

اسم الشكل	وصف الشكل	رقم الصفحة
1-2	مخطط الموقع المقترح للمشروع	7
2-2	مخطط طابق التسوية	8
3-2	مخطط طابق الارضي	9
4-2	مخطط الطابق الاول	10
5-2	مخطط الطابق الثاني	11
6-2	مخطط الطابق الثالث	12
7-2	مخطط الطابق الرابع	13
8-2	مخطط الطابق الخامس والسادس	14
9-2	الواجهة الغربية	15
10-2	الواجهة الشرقية	16
11-2	الواجهة الشمالية	17
12-2	الواجهة الجنوبية	18
13-2	مقطع A-A	19
14-2	مقطع B-B	20
1-3	انتقال الاحمال	25
2-3	تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	28
3-3	تأثير اتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى	29
4-3	رسم توضيحي للعناصر الانشائية	30
5-3	عقدة مصمتة باتجاه واحد	31
6-3	عقدة مصمتة باتجاهين	32
7-3	عقدة مفرغة باتجاه واحد	32
8-3	عقدة مفرغة باتجاهين	33

9-3	جسور	34
10-3	أعمدة	35
11-3	جدار قص	36
12-3	أساس منفرد	38
13-3	مقطع طولي في اساس	38
14-3	توزيع الحديد في الاساس	38
15-3	مقطع توضيحي للدرج	39
1-4	Topping load	44
2-4	One Way Rib Slab (R26)	47
3-4	Statically System and Load Distribution of Rib 26	48
4-4	Shear and Moment Diagram of R26	49
5-4	Two Way Rib Slab (R#1)	58
6-4	Section of Rib in Both Direction	58
7-6	Two Way Rib Slab	60
8-4	Statically System and Load Distribution of Beam (B13)	68
9-4	Shear and Moment Diagram of Beam 13	70
10-4	Stair Plan	78
11-4	Stair Section	79
12-4	Statically System and Load Distribution of Flight	80
13-4	Shear and Moment Diagram of Flight	80
14-4	Statically System and Load of Middle Landing	83
15-4	Shear and Moment Diagram of Middle Landing	84
16-4	Statically System and Load of Main Landing	87
17-4	Shear and Moment Diagram of Main Landing	88
18-4	Stair Reinforcement Details	90
19-4	Column Section	91
20-4	Shear Wall	95
21-4	Shear Diagram of Shear Wall	96

95	**Moment Diagram of Shear Wall**	**22-4**
101	**Footing Section**	**23-4**
106	**Footing Details**	**24-4**
107	**Load on Basement**	**25-4**
108	**Load Diagram on Basement**	**26-4**
108	**Shear and Moment Diagram**	**27-4**
110	**Footing Geometry**	**28-4**

List of abbreviation:

D_L: Dead load.

L_L: live load.

W_u: factored total load.

L_n: clear length of member.

δ: thickness of a layer.

γ: 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.

ρ: ratio of steel area.

ε_s: strain of tension steel.

Ø: 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

المقدمة

1

1.1 المقدمة.

2.1 أهداف المشروع.

3.1 مشكلة المشروع.

4.1 حدود مشكلة المشروع.

5.1 المسلمات.

6.1 فصول المشروع.

7.1 إجراءات المشروع.

1.1 المقدمة

لقد اقتضت متطلبات الحياة العصرية وتطور جميع جوانب حياة الإنسان أن يقوم بالتفكير وتصميم منشات جديدة تلبي احتياجاته، ومن هذه المنشات كلية الطب والتي توفر العديد من المتطلبات للاستمرار في المسيرة التعليمية وتطوير خبرات مستخدمي هذا المبنى ، مع تأمين الراحة والأمان للاستخدام المناسب لهذه المباني وذلك من خلال التصميم الجيد لها والإحاطة بجميع الأمور المتعلقة بإنشاء مثل هذه الأبنية.

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 تصميم النظام الإنشائي لكلية الطب معلومات يتكون من ثمانية طوابق منها طابق الارضي و طابق التسوية وهو مشروع اعتيادي من حيث توزيع العناصر الإنشائية كالأعمدة والجسور بما يتلاءم مع المخططات المعمارية ومن ثم تصميم هذه العناصر ابتداء من العقدات وانتهاء بالقواعد و الأساسات ومن ثم تجهيز المخططات الإنشائية التنفيذية وذلك من أجل الخروج بمشروع متكامل وقابل للتنفيذ.

2.1 أهداف المشروع

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

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

3.1 مشكلة المشروع

يدور البحث حول تصميم العناصر الإنشائية لمبنى كلية الطب ، 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 الصيفي والأول من السنة الدراسية 2016-2017 من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الصيفي و مشروع التخرج في الفصل الأول.

5.1 المسلمات

1. اعتماد الكود امريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-14) .
2. استخدام والتصميم الإنشائي و برامج التحليل للتأكد من العمل مثل(Beamd , Safe , Etabs , Sp column , Found , Staad Pro) .
3. برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point & AutoCAD.

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على ستة فصول وهي:

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

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال الفصل الثاني للسنة الدراسية (2017)

الأسابيع / النشاط	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
اختيار المشروع																
دراسة المخططات المعمارية																
دراسة المبنى انشائيا																
توزيع الاعمدة وأنواع العقدات																
التحليل الانشائي للمشروع																
التصميم الانشائي (عقدات ، جسور)																
اعداد المخططات																
كتابة المشروع																
عرض المشروع																

الفصل الثاني

الوصف المعماري للمشروع

2

1.2 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

5.2 وصف الواجهات.

1.2 مقدمة :-

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

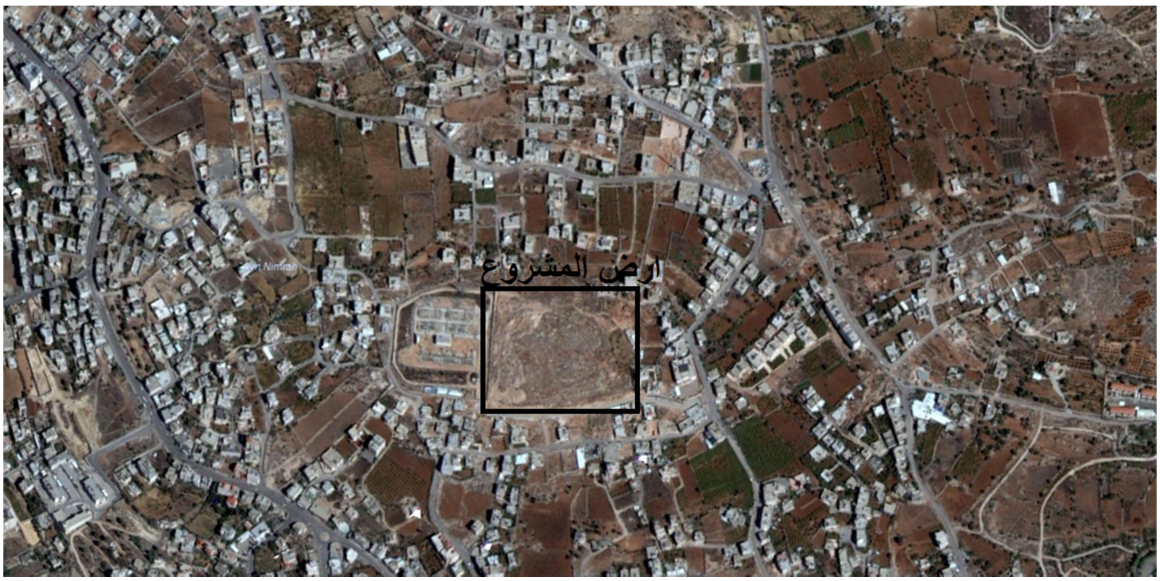
2.2 لمحة عن المشروع :-

المشروع عبارة عن مبنى كلية طب, ويقوم المشروع على فكرة جعل المبنى جزء لا يتجزأ من البيئة المحيطة. وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على محاكاة الطبيعة من خلال احترام طبوغرافية الأرض, لإنتاج بيئة تتصل فيها التكنولوجيا مع البيئة، اتصالاً جوهرياً, وتهدف هذه الفكرة أيضا إلى تحقيق أقصى قدر من التكامل بين المبنى والمناظر الطبيعية في الخارج، لذلك تم استخدام الواجهات الزجاجية الواسعة والمسطحات الخضراء. 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 ثمانية طوابق من ضمنها طابق التسوية والأرضي على قطعة أرض مساحتها حوالي 13863 م2 ويوجد تفاوت وتداخل في أجزاء المبنى وكتله ما يضفي عليه مظهراً جميلاً.

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 شارع عين سارة وشارع الحرس وشارع راس الجورة.

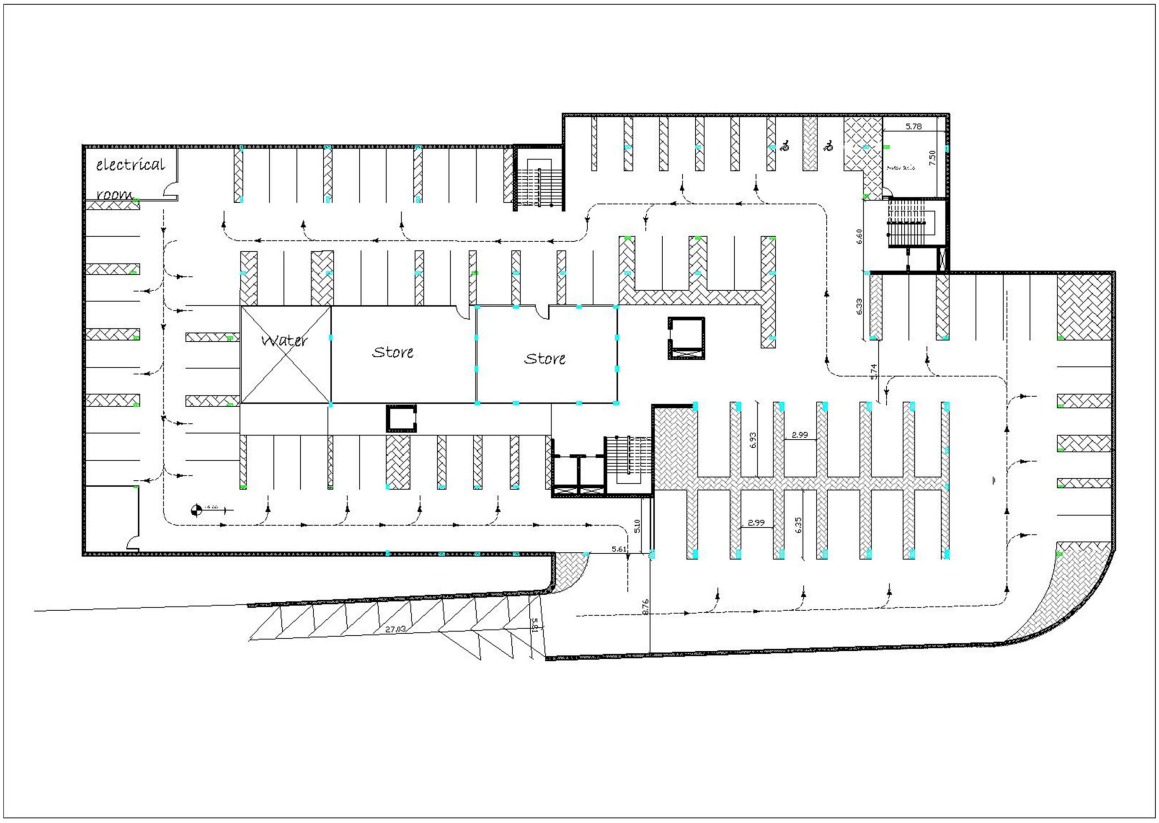


شكل (2-1): صورة جوية للموقع (الجزء المظلل هو حد قطعة الأرض المقترحة).

4.2 وصف المساقط الأفقية :-

1 . الطابق التسوية :-

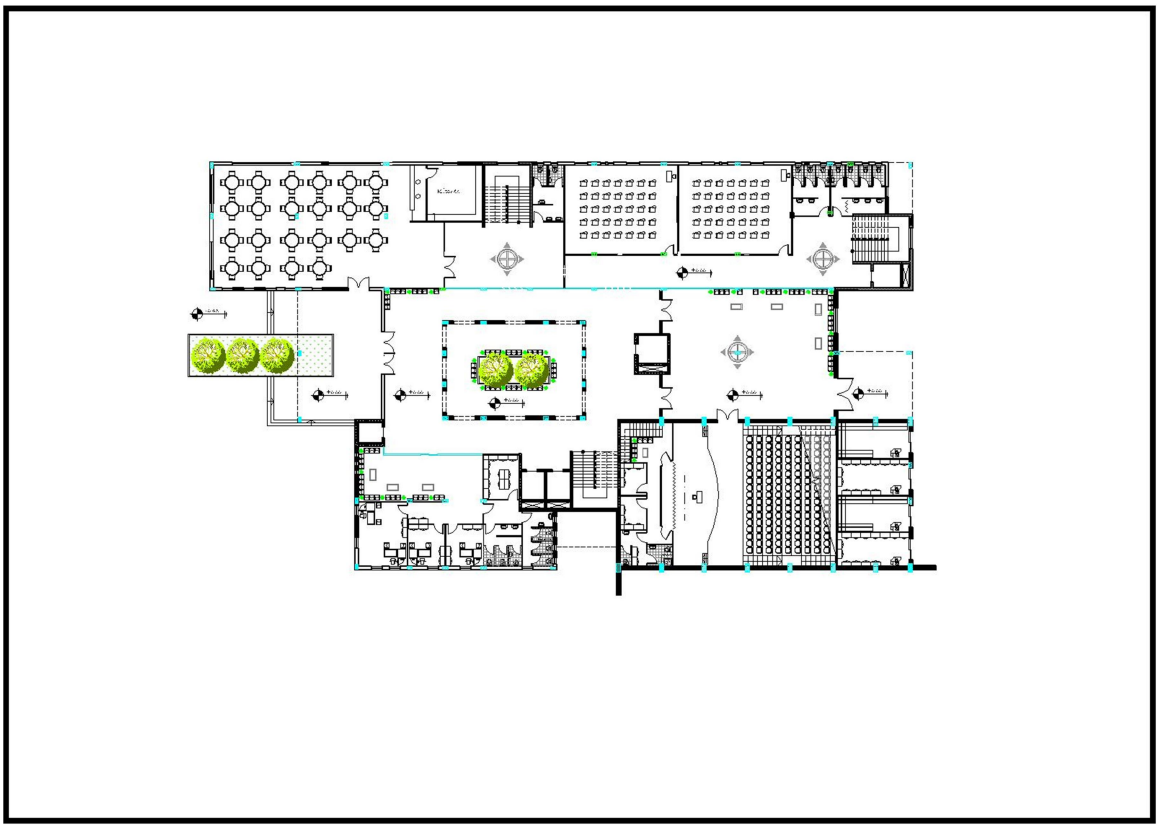
مساحة هذا الطابق هي 3986 متر مربع ويتم الوصول إليه عن طريق درج من منسوب الأرض واستخدامات هذا الطابق مواقف سيارات وممرات بالإضافة إلى درج للوصول إلى المستوى التالي وهو مستمر حتى الطابق الأرضي



شكل (2-2): مخطط طابق التسوية.

1. الطابق الأرضي :-

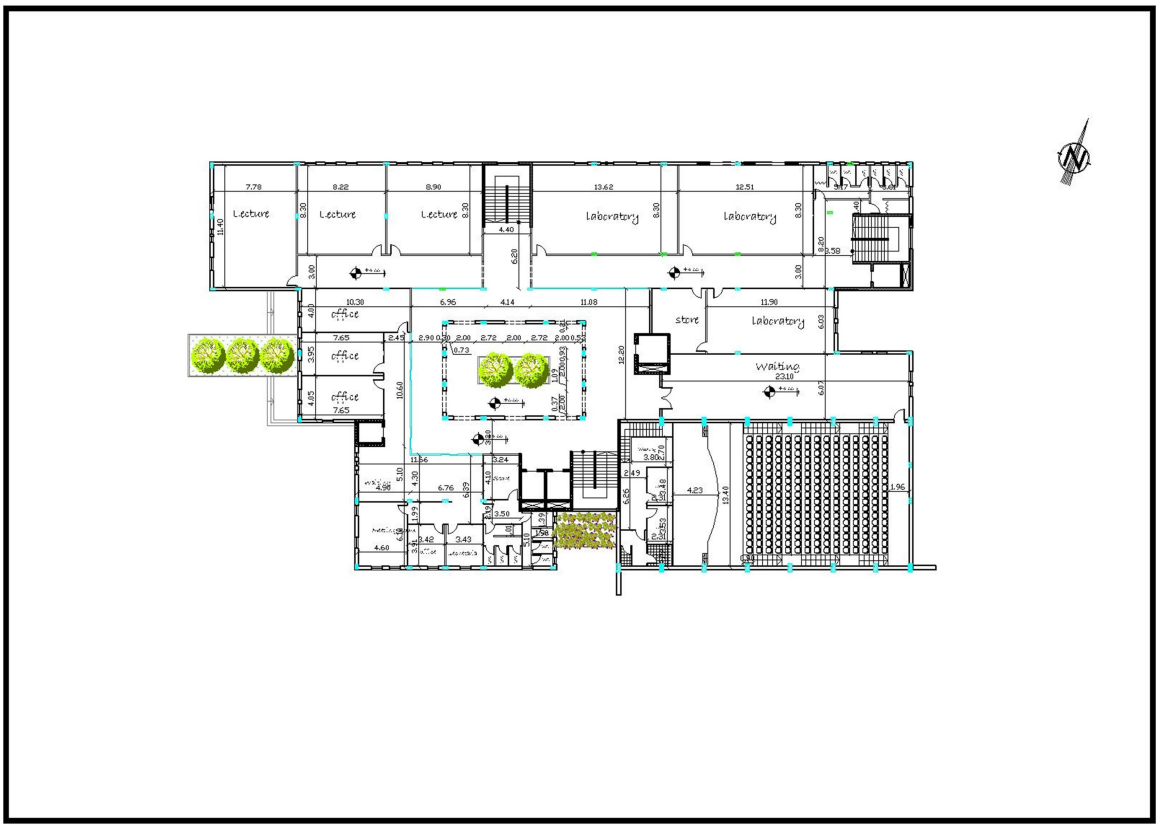
مساحة هذا الطابق هي 1984متر متر مربع ويقع مستوى هذا الطابق أعلى مستوى سطح الأرض ب 45 سم ويحتوي على مدخل الرئيسي في الجهة الجنوبي للبناء, ويوجد مدخل خاص في المسرح على الجهة الجنوبية للمبنى. ويستخدم هذا الطابق بأكمله لأغراض متعددة كالمكاتب وغرف الاجتماعات وغرف التدريس ومسرح وغيرها, كما انه يحتوي على وسائل إيصال إلى الطابق الأول من خلال الأدراج العادية والمصاعد الموزعة في أنحاء هذا الطابق ,كما هو موضح في المخطط التالي:-



شكل (2-3): مخطط الطابق الأرضي

2. الطابق الاول :

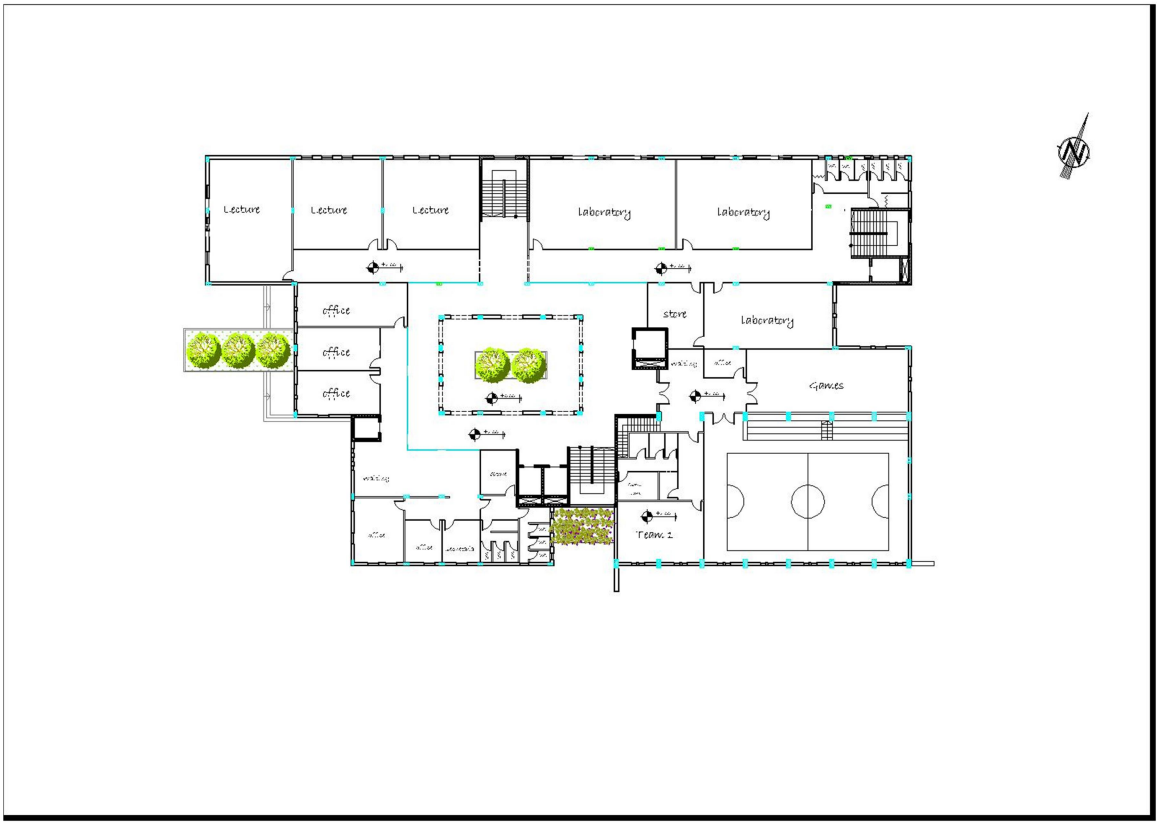
ومساحة هذا الطابق هي 2134متر مربع، ويحتوي على بروزات في المبنى والتي تزيد من مساحة الطابق وتستخدم لأغراض جمالية ومعمارية، كما يتكون هذا الطابق من عدة غرف تعليمية بالإضافة إلى الكافتيريا ومطبخ وغيرها من المرفقات وقاعات استقبال , وبمساحات مختلفة ومناسبة تخدم جميع أغراض الاستخدام, بالإضافة لوجود دورات المياه.



شكل (2-4): مخطط الطابق الأول .

3. الطابق الثاني :

ومساحة هذا الطابق هي 2134متر مربع ، يتكون هذا الطابق من ملعب و قاعات استقبال وقاعات خدمة ومكاتب وغرف صفية وممرات وإدراج ومصاعد ومراحيض ومختبرات حاسوب وقاعة اجتماعات, وبمساحات مختلفة ومناسبة، بالإضافة لوجود دورات المياه كما هو موضح أدناه:



شكل (2- 5): مخطط الطابق الثاني .

4. الطابق الثالث :

يتكون هذا الطابق من ملعب و قاعات استقبال وقاعات خدمة ومكاتب وغرف صفية وممرات وإدراج ومصاعد ومراحيض ويبلغ مساحة هذا المبنى 2134متر مربع وهو مماثل للطابق الأول ويتم الصعود إليه من الطابق الأول أما عن طريق الدرج أو المصعد .

شكل (2-6): مخطط الطابق الثالث .

5 . الطابق الرابع :

يتكون هذا الطابق من ملعب و قاعات استقبال وقاعات خدمة ومكاتب وغرف صفية وممرات وإدراج ومصاعد ومراحيض ويبلغ مساحة هذا المبنى 2134متر مربع وهو مماثل للطابق الأول ويتم الصعود إليه من الطابق الأول أما عن طريق الدرج أو المصعد .

شكل (2-7): مخطط الطابق الرابع .

6 . الطابق الخامس والسادس :

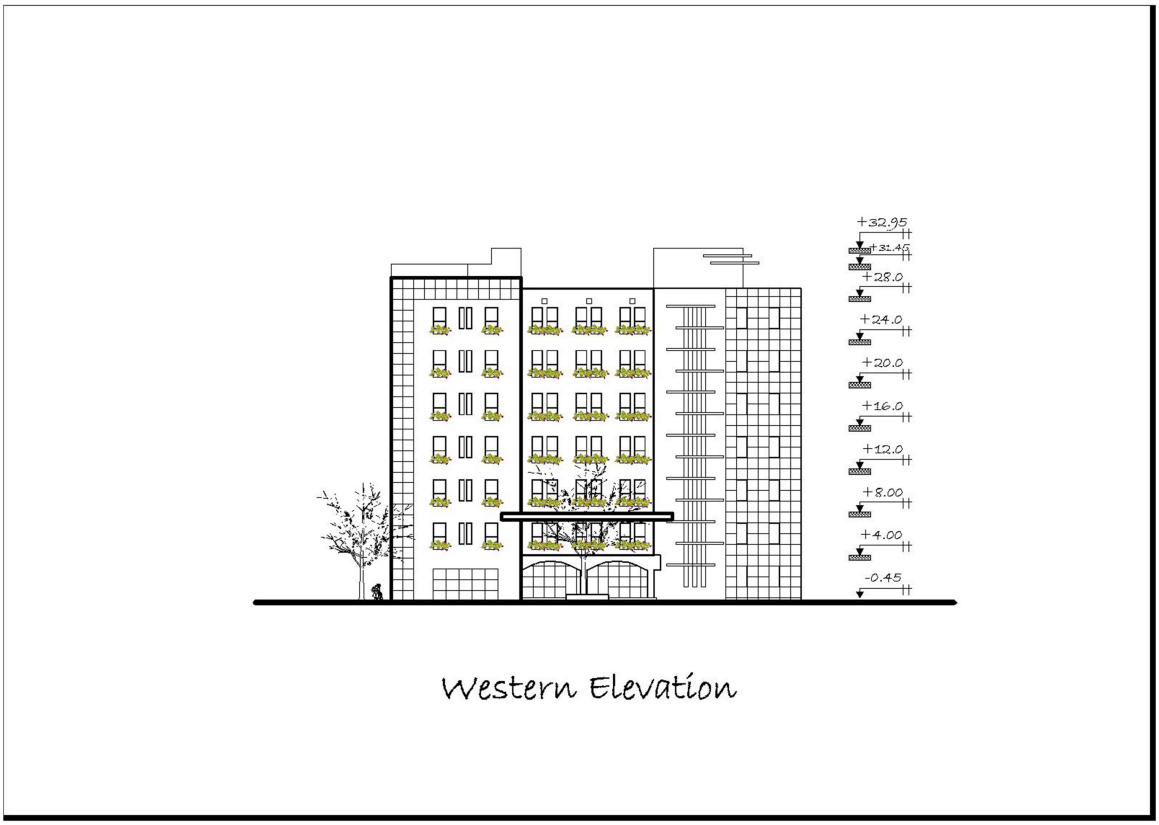
ويتكون الطابق الثالث من مختبرات طبية قاعة استقبال وقاعات خدمة ومكاتب وغرف صفية ومصاعد وأدراج ومراحيض ومكتبة وغرفة قراءةويبلغ مساحة هذا الطابق1760متر مربع وهما مماثل للطابق الرابع من حيث الاستخدام والمساحة .

شكل (2-8): مخطط الطابق الخامس والسادس .

3.2 وصف الواجهات :-

1. الواجهة الغربية :-

وهي عبارة عن الواجهة الرئيسية للمبنى, والتي تظهر المدخل المؤدي إلى داخل المبنى, كما أن الجزء الأكبر لهذه الواجهة يظهر من خلال النوافذ الزجاجية الكبيرة نوعا ما، ما يضفي مظهرا جماليا ومعماريا لمبنى مركز تكنولوجيا معلومات، كما يظهر من خلال هذه الواجهة تداخل الكتل في المبنى وتنوع ارتفاع العقدات ويظهر أيضا البروز في الكتلة الموجودة فوق عقدة المسرح ما يضفي إلى المبنى منظرا جماليا يسر الناظرين، ويظهر أيضا استخدام مواد مختلفة لإنشاء هذه الواجهة مثل المواد الخرسانية والحجر المسمسم لإطارات الشبابيك,كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(2-9) الواجهة الغربية.

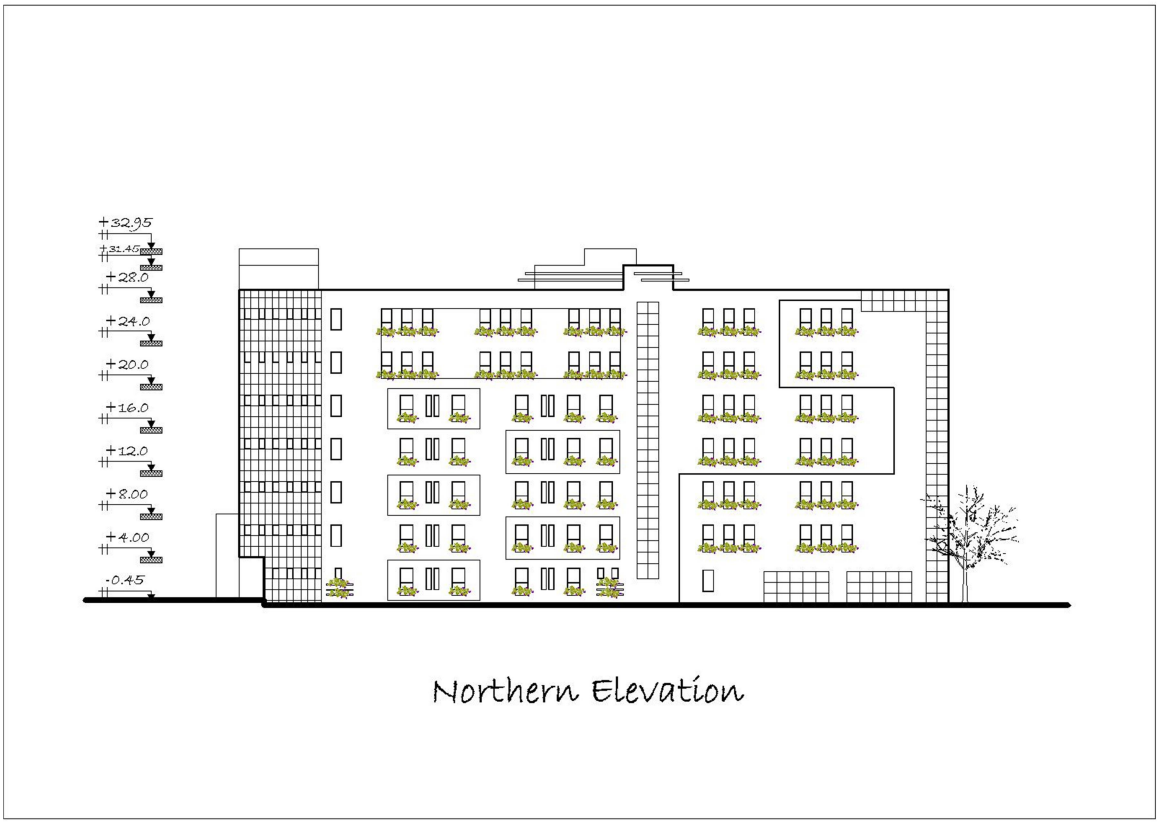
2. الواجهة الشرقية :

تعد هذه الواجهة هي المقابلة للواجهة الرئيسية للبناء, حيث يظهر فيها التوزيع المعماري كما هو موضح من بروزات وتداخل في الكتل في كل طابق وتظهر في هذه الواجهة النوافذ الزجاجية الكبيرة التي تعكس مظهرا جماليا للواجهة، كما يظهر تنوع استخدام المواد الإنشائية في الواجهة كالحجر المسمسم والمواد الخرسانية كما يظهر في الشكل التالي:

شكل(2-10): الواجهة الشرقية .

3. الواجهة الشمالية :

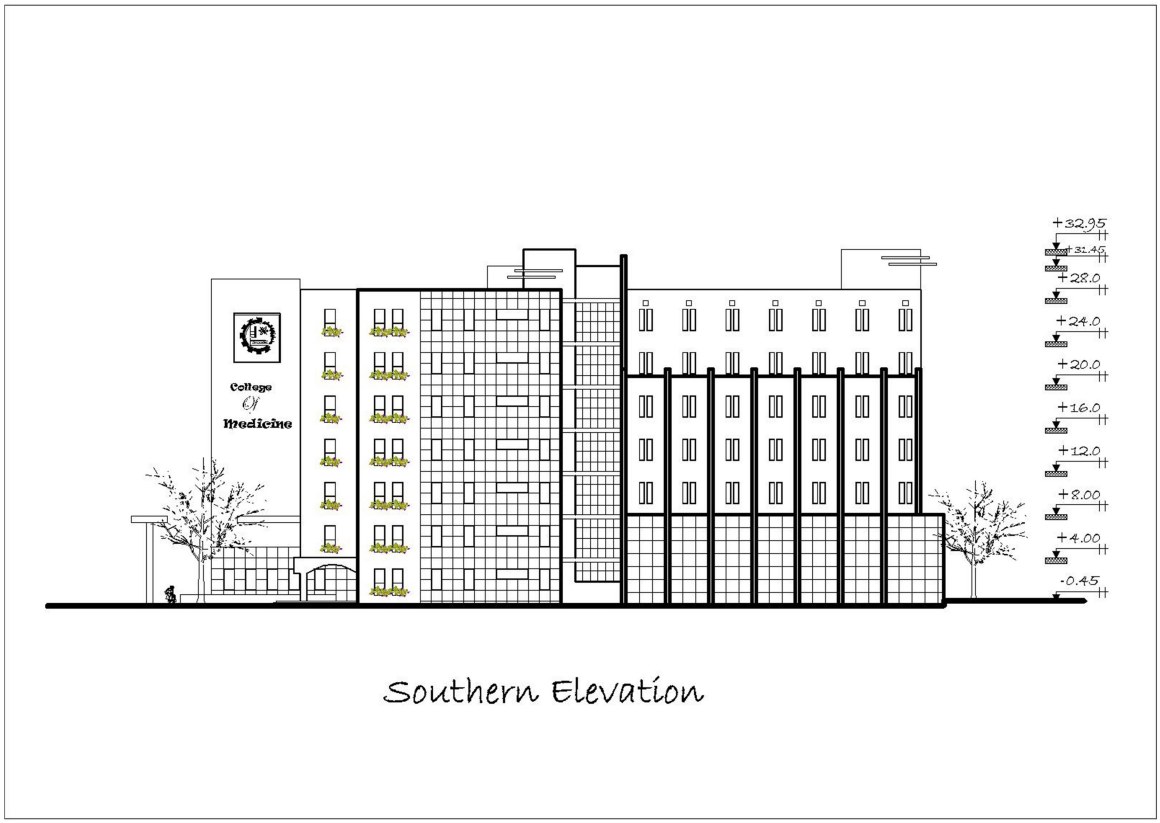
تكون هذه الواجهة والواجهة المقابلة لها الجزء الأقصر في المبنى ويظهر فيها البناء على مستوى واحد، كما يظهر فيها بروزات المبنى على شكل كتلة ضخمة استخدمت في إنشائها مادة خرسانية مع استخدام الحجر المسمسم لإطارات الشبابيك، مع ظهور الشبابيك الطويلة والتي تضيف جمالا معماريا للبناء، كما يظهر في الشكل التالي:



شكل(2-11) : الواجهة الشمالية.

4. الواجهة الجنوبية :

تعتبر هذه الواجهة مماثلة في شكلها نوعا ما للواجهة الشرقية، حيث يظهر التصميم المعماري على شكل كتلة واحدة، تتميز هذه الواجهة بوجود أجزاء زجاجية ضخمة إضافة لواجهات من الحجر، التي تعطي مظهرا جماليا لهذه الواجهة من المبنى، مع احتواء هذه الواجهة على مدخل فرعي للجزء الجنوبي للمبنى، وتظهر من خلالها البروزات والتداخل في كتل المبنى بشكل واضح مشكلة هذا المظهر المعماري الجميل, كما في الشكل التالي:

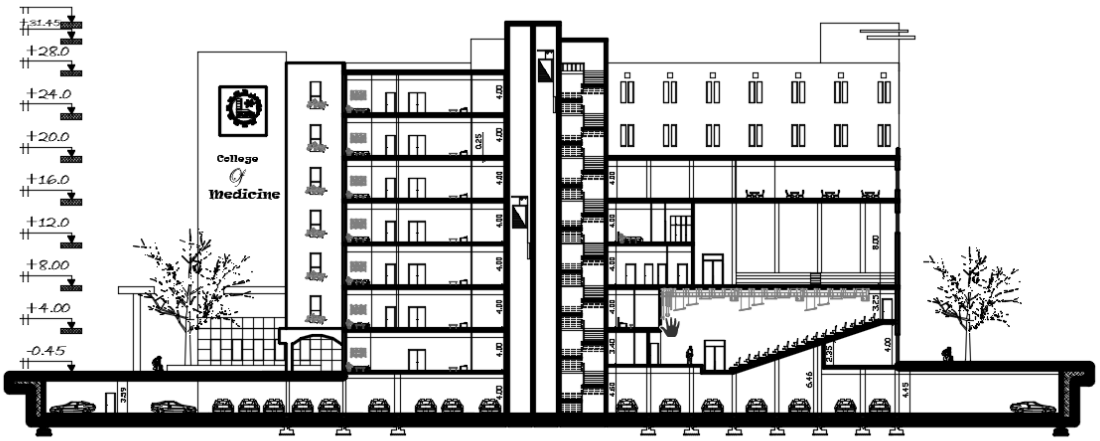


شكل(2-12): الواجهة الجنوبية .

6.2 وصف الحركة :

تتعدد أشكال الحركة حول المبنى ، حيث تم مراعاة الراحة والأمان والسهولة في الحركة ، والتي تتمثل خارجيا في الوصول إلى المبنى 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 المصاعد والأدراج.

وفي المقاطع التالية توضيح للوسائل المستخدمة في التنقل داخل المبنى:



Section A-A

شكل(2- 14): مقطع (A-A)

شكل(2- 15): المقطع (B-B)

الفصل الثالث– الوصف الانشائي للمشروع

3-1 مقدمة

3-2 هدف التصميم الإنشائي

3-3الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل

3-4 الاختبارات العملية

3-5 الأحمال

3-6 العناصر الإنشائية

(3-1) مقدمة:-

لأي مشروع يجب أن يكون هناك وصف متكامل له حتى تكون الصورة واضحة تماما للمشروع المراد إنشاؤه, فبعد الانتهاء من الفصلين الأول والثاني يصل بنا المطاف إلى مرحلة تعد من أهم المراحل التي تمر خلال تنفيذ أي مشروع والمقصود مرحلة التصميم الإنشائي.

إن الغرض من عملية تصميم المنشآت , هو ضمان وجود مزايا التشغيل الضروري فيها , مع احتواء العناصر الإنشائية على أبعاد أكثر ملائمة من الناحية الاقتصادية , بالإضافة إلتوفير عامل مهم وهو الأمان. لذا لا بد من تحديد الهياكل الإنشائية التي يشتمل عليها المشروع لأجل اختيار العناصر الأنسب وذلك لعمل مقارنات بين الأنواع المختلفة لهذه العناصر بحيث تحقق العاملين السابقين إضافة إلى عدم التضارب مع المخططات المعمارية الموضوعة،ولذلك فأن هذا يتطلب وصفاً شاملاً للعناصر الإنشائية المكونة للمشروع التي سيتم التعامل معها وتصميمها لاحقا في بنود هذا المشروع من أجل الوصول إلى تصميم إنشائي كامل .

وفي هذا الفصل سوف يتم وصف العناصر الإنشائية المكونة للمشروع.

(3-2) هدف التصميم الإنشائي:-

إن الهدف العام من التصميم الإنشائي لأي مشروع هو الحصول على مبنى آمن من جميع النواحي الهندسية وال

إنشائية ,ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من زلازل, رياح, ثلوج, وهبوط التربة أي يتحمل جميع الأحمال الواقعة عليه سواء الأحمال المباشرة أو غير المباشرة, وفي نفس الوقت الحفاظ على صلاحية الاستخدام البشري له مع مراعاة التكلفة الاقتصادية.

ولهذافأن التصميم الإنشائي الذي يراد القيام به في مشروعنا هو تصميم المقاطع الإنشائية للعناصر الحاملة بتطبيق الكود الأمريكي (ACI 318-08M)(American concrete institute) , ولتحديد أحمال الزلازل فسيتم استخدام

(U.B.C-97), و استخدام الكود الاردني لتحديد الاحمال الحية.

وباستخدام مجموعة من البرامج الحاسوبية لإتمام المشروع بشكل متكامل ومترابط و الحصول في النهاية على مبنى مقاوم لمختلف القوى الواقعة علية و تقديم مخططات تنفيذية متكاملة للمشروع .

وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على :-

1) عامل الأمان (Factor of Safety): يتم تحقيقه عبر اختيار مقاطع للعناصر الإنشائية قادرة على تحمل القوى و الإجهادات الناتجة عنها.

2) التكلفة (Cost): يتم تحقيقها عن طريق مواد البناء ومقاطع مناسبة التكلفة و كافية للغرض الذي ستستخدم من أجله.

3) حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب أي هبوط زائد (Deflection) و تجنب التشققات (Cracks) التي تؤثر سلباً على المنظر المعماري المطلوب.

4) الشكل و النواحي الجمالية للمنشأ.

(3-3) الدراسات النظرية والتحليل وطريقة العمل:-

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

(3-4) الاختبارات العملية :-

من أهم الاختبارات العملية اللازمة قبل القيام بتصميم أي مشروع إنشائي هو إجراء فحوصات للتربة لمعرفة قوة تحملها ومواصفاتها ونوعها , ومعرفة منسوب المياه الجوفية وعمق الطبقة التأسيسية المناسبة لوضع الأساسات , ويتم ذلك بعمل ثقوب استكشاف في التربة بأعدادوأعماق مدروسة , وأخذ العينات المستخرجة من أرض الموقع لعمل فحوصات التربة اللازمة عليها.

ومن أهم النتائج التي نحتاجها من هذه الاختبارات :-

مقدار قوة تحمل التربة للأعمال الواقعة عليها من المبنى ومقدار الضغط الجانبي المؤثر على الجدران الجانبية الإستنادية و الذي يعتمد على نوع التربة.

(3-5) الأحمال:-

الأحمال هي مجموعة القوى التي تؤثر على المنشأ ويتم تصمم المنشأ ليتحملها ,إن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يجب حسابها بدقة عالية لان أي خطأ في عملية حساب الأحمال ينعكس سلباً على التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية المختلفة, وفي هذا الفصل سوف نتطرق إلى كل حمل من هذه الأحمال على حدة لنبين تأثيره على المنشأ وكيفية التعامل معه.

ويمكن تصنيف الأحمال المؤثرة على أي منشأ كالتالي :-

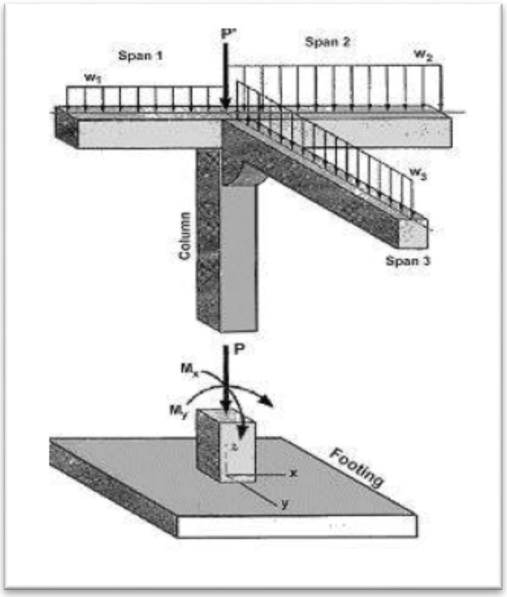
(3-5-1) الأحمال الرئيسية (Main Loads) , ومنها :

1-الأحمال الميتة(Dead Loads –DL) .

2-الأحمال الحية(Live Load –LL) .

وهي الأحمال الناتجة من طبيعة الاستخداملهذه المباني وحملها بالسكان والأثاث المتنوع .

3-الأحمال البيئية.



الشكل رقم (3-1) انتقال الأحمال .

(3-5-2)الأحمال الثانوية (غير المباشرة) (Secondary Loads) :-

وتشتمل على الانكماش الناتج عن الجفاف للخرسانة و التمدد الناتج عن التأثير الحراري و الزحف و الهبوط لتربة الأساس وقد تم أخذهن بعين الاعتبار من خلال توفير فواصل التمددالحراري داخل المبنى بحيث يلبي الشروط الخاصة بهكما سيرد لاحقا خلال هذا الفصل .

(3- 5-1- 1)الأحمال الميتة:-

هي الأحمال الناتجة دائما عن وزن العناصر الإنشائية (عن الجاذبية) , كالأوزان على مختلف أنواعها سواء الأوزان الذاتية للمنشأ , أو أوزان العناصر الثابتة فوقها , وتعتبر هذه الأحمال ذات تأثير دائم على المبنى , أو القوى الجانبية الناتجة عن قوى خارجية كقوة دفع التربة للجدران الإستنادية مثلاً , ويتم معرفة هذه الأحمال من خلال أبعاد وكثافات المواد المستخدمة في العناصر الإنشائية.

ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ كالخرسانة المستخدمة وحديد التسليح و الجدران الخارجية , و أعمال الأرضيات ,ومواد العزل ,و الحجارة المستخدمة في تغطية المبنى من الخارج, و القصارة و التمديدات الكهربائية

والصحية و الأتربة المحمولة . والجدول رقم (3- 1) يوضح الكثافات النوعية لكل المواد المستخدمة حسبكود الأحمالوالقوى الأردني .

رقم البند	المادة(Material)	الكثافةالنوعية,S. Weight (KN/m^3)
1	البلاط(Tile)	23
2	المونة الأسمنتية(Mortar)	22
3	الرمل(Sand)	17
4	الطوب الأسمنتي المفرغ(Hollow Block)	9
6	الخرسانة المسلحة(Reinforced Concrete)	25
7	القصارة (Plaster)	22

الجدول(3- 1) الجدول رقم.

(3- 5-1- 2) الأحمال الحية :-

هي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية و الإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , أو استعمالات أي جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة و المركزة , وأحمال القصور الذاتي ، ويمكن تصنيفها كالتالي:-

1) الأحمال الديناميكية: مثلاالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأ .
2) الأحمال الساكنة : والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت إلى آخر , كأثاث البيوت , والقواطع ,والأجهزة الكهربائية, والآلات الاستاتيكية غير المثبتة , و المواد المخزنة.
3) أحمال الأشخاص: وتختلف باختلاف استخدام المبنى ويؤخذ بعين الاعتبار العاملالديناميكي في حالة وجودة , مثلا في الملاعب والصالات والقاعات العامة.
4) أحمال التنفيذ: وهي الأحمال التي تكون موجودة في مرحلة تنفيذ المنشأ مثل الشدات الخشبيةوالرافعات.

(3- 5-1- 3) الأحمال البيئية :-

وهي الأحمال الناتجة عن العوامل البيئية ,وتشمل أحمال الثلوج وأحمال الهزات الأرضية وأحمال التربة ،وهذه الأحمال تعتبر أحمالا متغيرة من ناحية المقدار و الموقع . وأحمال الرياح تكون متغيرة في الاتجاه , وتعتمد على وحدة المساحة التي تواجهها , بحيث تقوم دوائر الأرصاد الجوية بتحديد سرعة الرياح القصوى. و العناصر التي يعتمد عليها في تحديد هذه الأحمال هي السرعة , والارتفاع للمبنى , وموقعه بالنسبة للأبنية المحيطة به ,وأهمية هذا المبنى بالإضافة إلى عوامل أخرى لها علاقة بالموضوع .

وفيما يلي بيان كل حمل على حدا:-

1) أحمال الثلوج:-

يمكن حساب أحمال الثلوج من خلال معرفة الارتفاع عن سطح البحر و باستخدام الجدول رقم (3- 3) (حسب كود الأحمال والقوى الأردني) :-

رقم البند	أحمال الثلوج (Snow Loads)(KN /m²)	ارتفاع المنشأ عن سطح البحر (h) بالمتر (m)
1	0	**250>h**
2	(h-250) /1000	**500 > h > 250**
3	(h-400) / 400	**1500 > h > 500**
4	(h – 812.5)/ 250	**2500 > h > 1500**

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

2) أحمال الرياح:-

أحمال الرياح تؤثر بقوى أفقية على المبنى،ولتحديد أحمال الرياح تم الاعتماد على سرعة الرياح القصوى التي تتغير بتغير ارتفاع المنشأ عن سطح البحر وموقعه من حيث إحاطته بمباني مرتفعة أو وجود المنشأ نفسه في موقع مرتفع أو منخفض و العديد من المتغيرات الأخرى . ولتحديد هذه الأحمال سوف يتم استخدام(U.B.C-97) وذلك وفق هذه المعادلة:

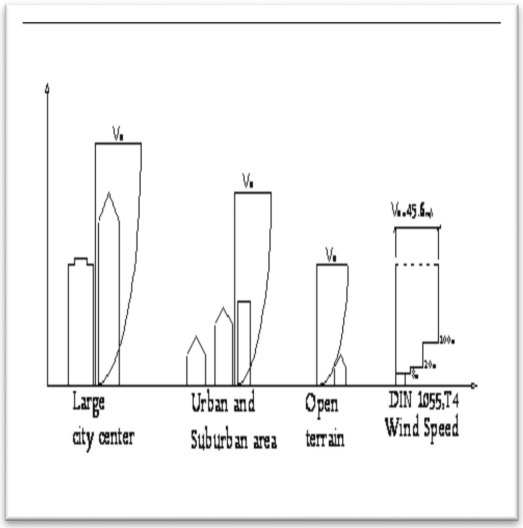
P=Ce*Cq*qs*Iw

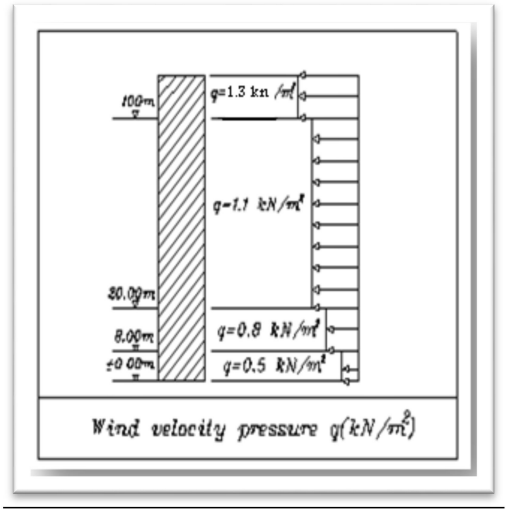
Ce:combind height.

Cq:pressure coefficient of structure.

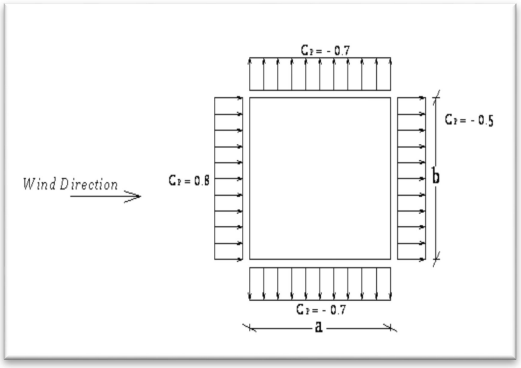
Iw:importance factor.

P:design wind pressure.





الشكل (3-2) تأثير سرعة الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى



الشكل (3-3) تأثير أتجاه الرياح على قيمة الضغط الواقع على المبنى .

3) أحمال الزلازل :-

وهي عبارة عن أحمال رأسية وأفقية تؤثر على المنشأ،وتؤدي إلى تولد عزوم على المنشأ مثل العزوم المعروفة بعزم الانقلاب وعزم اللّي،وأما القوى الأفقية وهي قوى القص فهي تُقاوَمُ بجدران القص الموجودة في المنشأ , وتؤخذ هذه الأحمال بعين الاعتبار في منطقة الخليل , ذلك أن هذه المنطقة تعرف أنها نشطة زلزالياً .

(3- 5-2-1)أحمال الانكماش والتمدد :-

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

وجدير بالذكر انا قمنا بأختيار احمال للوحدات بناء على مواصفات الكود الاردني للاحمال والتي هي كالتالي :

Dead load = 3KN/m square.

Life load = 5 KN/m square .

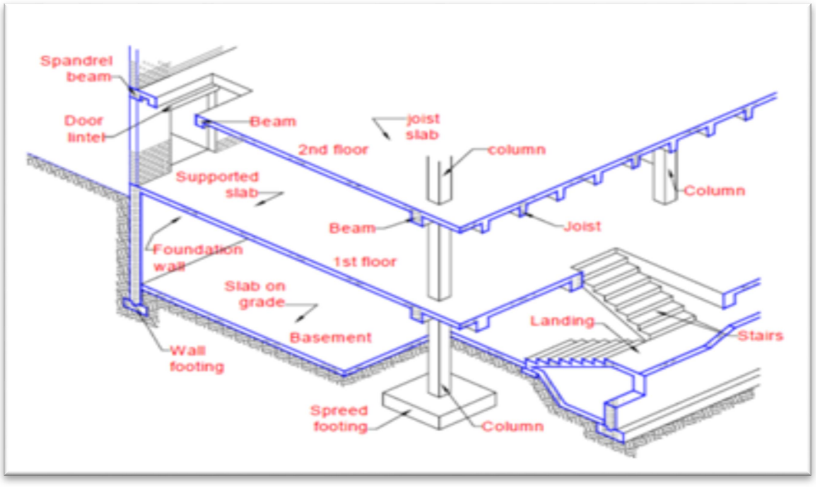
Partitions = 1 KN/m square .

(3-6) العناصر الإنشائية :

تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاثف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري , ومن أهم هذه العناصر : -

1) الأساسات Foundation .
2) الأعمدة Columns .
3) الجسور Beams .
4) العقدات Slabs .
5) جدران القص Shear walls .
6) الأدراج Stairs .
7) جدران استنادية Retaining Walls .
8) جدران حاملة Bearing Walls .
9) فواصل التمدد Joint System.

يوضح هذا المخطط بعض العناصر الإنشائية الموجودة في المبنى : -



الشكل (3 - 4) رسم توضيحي للعناصر الإنشائية .

(3-6-1) العقدات (البلاطات) :-

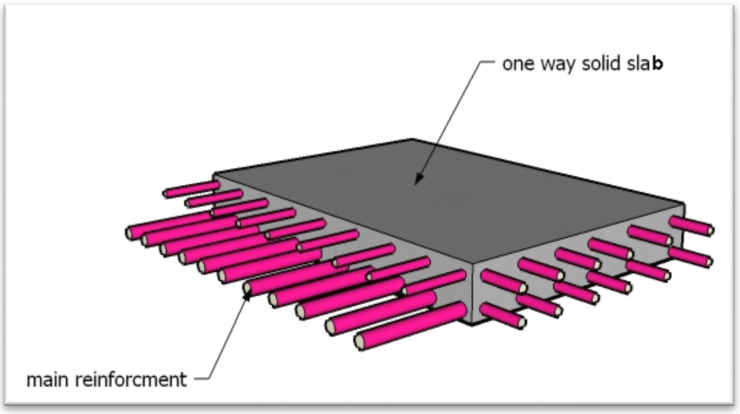
العقدات عبارة عن العناصر الإنشائية القادرة على نقل القوى الرئيسية بسبب الأحمال المؤثرة عليها إلى العناصر الإنشائية الحاملة في المبنى مثل الجسور والجدران والأعمدة ،دون تعرضها إلى تشوهات ، ونظرا لوجود العديد من الفعاليات في هذا المشروع , وتنوع المتطلبات المعمارية تم اختيار نوعين من العقدات كل حسب ما هو ملائم لطبيعة الاستخدام , والذي سيوضح في التصاميم الإنشائية في الفصول اللاحقة , وفيما يلي بيان لهذه الأنواع :-

1) العقدات المصمتة solid slabs
2) العقدات المفرغة(المعصبة)Ribbed Slabs .

(3- 6-1- 1) العقدات المصمتة Solid Slabs:-

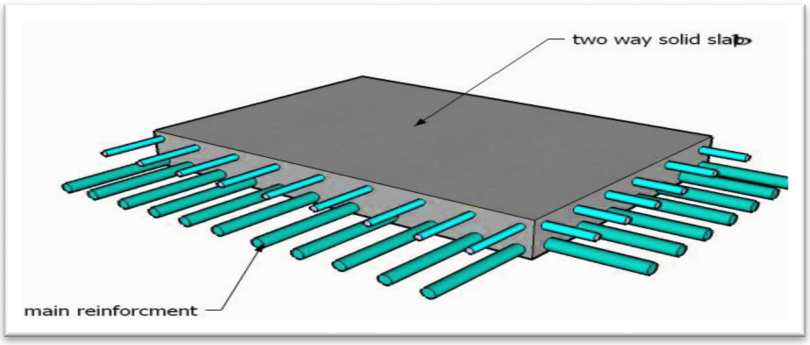
وينقسم هذا النوع إلى قسمين وهما :-

1) العقدات المصمتة في اتجاه واحد One Way Solid Slabs .



الشكل (3-5) عقدة مصمتة باتجاه واحد .

2) العقدات المصمتة في اتجاهين Tow-Way Solid Slabs.



الشكل (3 – 6) عقدة مصمتة باتجاهين .

وقد تم استخدام النوع الأول من هذه البلاطات في عقدات البوابة وكذلك في عقدات قاعة التدريب .

(3- 6-1- 2) العقدات المفرغة Ribbed Slabs :-

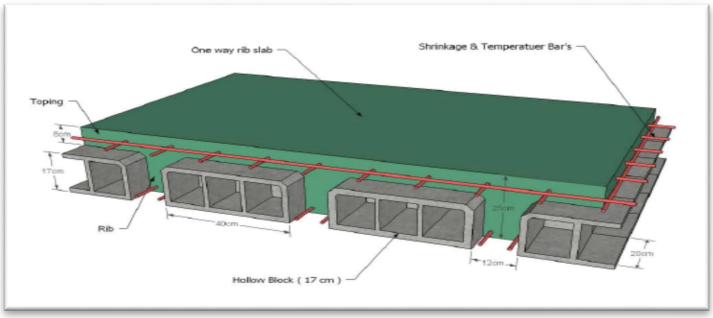
أما العقدات المفرغة فتقسم إلى قسمين هما :-

1) العقدات المفرغة في اتجاه واحدOne Way Ribbed Slabs .

2) العقدات المفرغة في اتجاهينTow Way Ribbed Slabs .

(3- 6-1- 2 -1)العقدات المفرغة في اتجاه واحد(One Way Ribbed Slabs):-

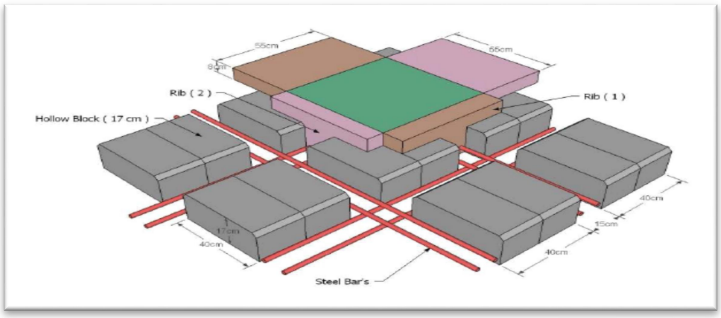
تستخدم هذه العقدات عندما يراد تغطية مساحات بدون جسور ساقطة, وتم استخدام هذه البلاطات في عقدات غرف التحكم والمراقبة في هذا المشروع, وذلك لخفة وزنها و فعاليتها.



الشكل (3-7) العقدات المفرغة في اتجاه واحد.

(3- 6-1- 2 - 2)العقدات المفرغة في اتجاهين(Tow Way Ribbed Slabs) :-

ان العقدات المفرغة في اتجاهين تستخدم في حالة المساحات الكبيرة نسبيا خاصة عندما تكون مسافات البحور متقاربة.



الشكل (3 – 8) عقدات مفرغة في اتجاهين .

(3-6-2) الجسور :-

وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب والعقدات المصمتة ,وهي نوعان , خرسانية ومعدنية ,

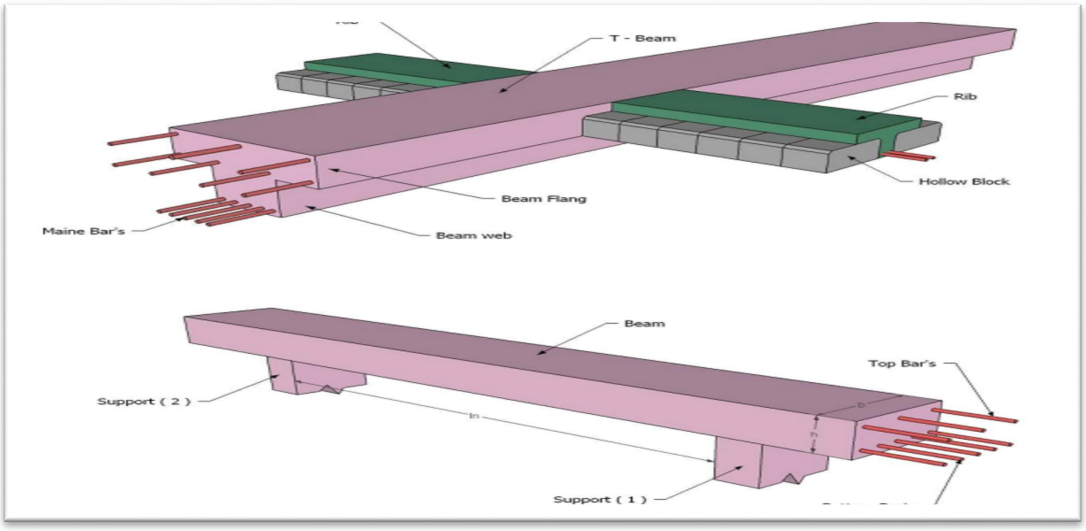
اما الخرسانية فهي:-

(3-6-2) الجسور الخرسانية العادية :-

1) الجسور عبارة عن الجسور المخفية داخل العقدة بحيث يكون ارتفاعها يساوي ارتفاع العقدة .

2) الجسور الساقطة (Dropped Beam) : -

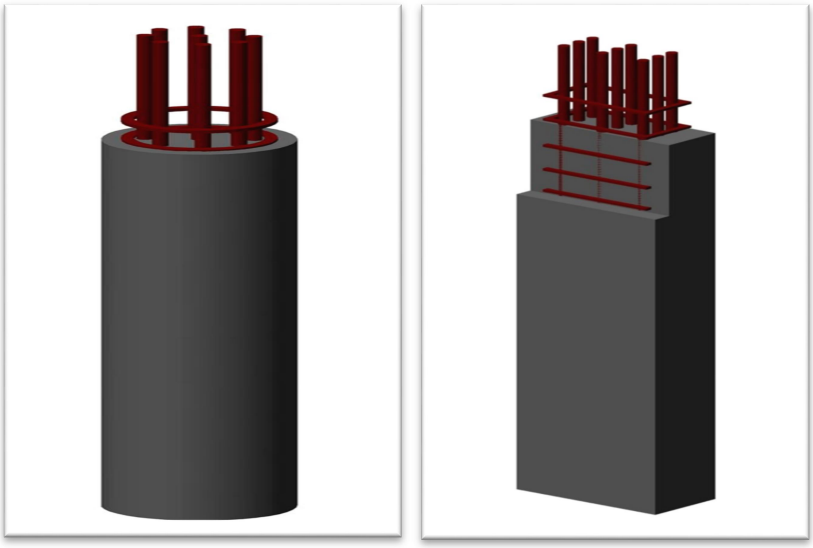
عبارة عن تلك الجسور التي يكون ارتفاعها اكبر من ارتفاع العقدة ويتم إبراز الجزء الزائد من الجسر في احد الاتجاهين السفلي (Down Stand Beam) أو العلوي (Up stand Beam)بحيث تسمى هذه الجسور T- , L –section section.ونظرا للتوزيع الجيد للقوى المؤثرة على السطح ومن ثم على الأعمدة و الجسور ,فقد تم استخدام الجسور الساقطة مع مراعاة عامل التقوس(الانحناء) (Limitation of Deflection).



الشكل (3- 9) أشكال الجسور .

(3-6-3) 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 و الدائري و المضلع و المربع و المركب. 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 (3-10) عدد من مقاطع الأعمدة



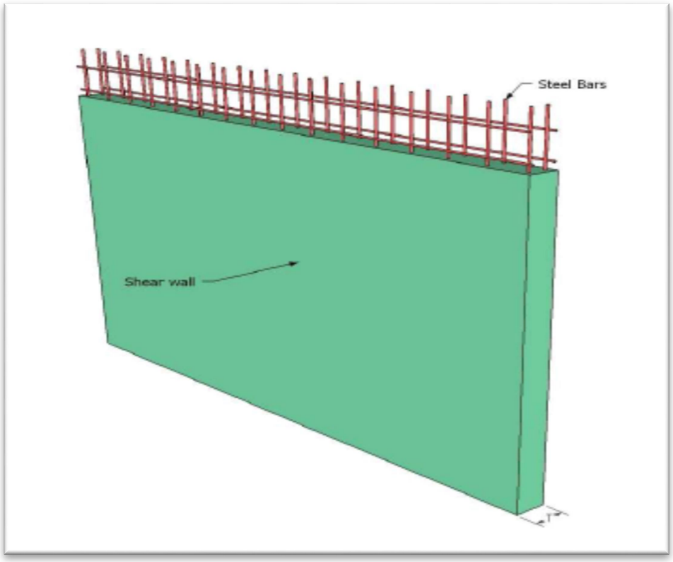
الشكل(3 – 10) يبين أنواع الأعمدة المستخدمة .

(3-6-4) جدران القص (Shear Wall) :-

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 تسلح 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 – 11) جدار القص

(3-6-5) فواصل التمدد:-

تنفذ في كتل المباني ذات الأبعاد الأفقية الكبيرة أو ذات الأشكال والأوضاع الخاصة فواصل تمدد حراري أو فواصل هبوط، وقد تكون الفواصل للغرضين معاً. وعند تحليل المنشآت لدراستها كمقاوم لأفعال الزلازل تدعى هذه الفواصل بالفواصل الزلزالية، ولهذه الفواصل بعض الاشتراطات والتوصيات الخاصة بها وفقاً لما يلي:

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:

1) (40m) في المناطق ذات الرطوبة العالية.
2) (36m) في المناطق ذات الرطوبة العادية.
3) (32m) في المناطق ذات الرطوبة المتوسطة.
4) (28m) في المناطق الجافة.

كما يجب أن لا يقل عرض الفاصل عن (3cm).

(3-6-6) الأساسات :-

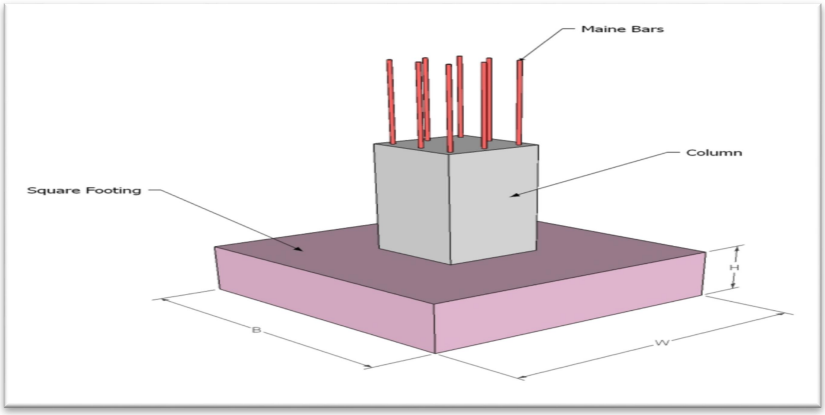
وبالرغم من أن الأساسات هي أول ما نبدأ بتنفيذها عند بناء المنشأ , إلاأن تصميمها يتم بعد الانتهاء من تصميم كافة العناصر الإنشائية في المبنى .

وتعتبر الأساسات حلقة الوصل بين العناصر الإنشائية في المبنى والأرض , ولمعرفة الأوزان والأحمال الواقعة عليها ,فإن الأحمال الواقعة على العقدة تنتقل إلى الجسور ثم إلى الأعمدة وأخيرا إلى الأساسات إلى التربة ويكون الأساس مسؤول عن تحمل الأحمال الميتة للمبنى وأيضا الأحمال الديناميكية الناتجة عن الرياح والثلوج والزلازل وأيضا الأحمال الحية داخل المبنى.

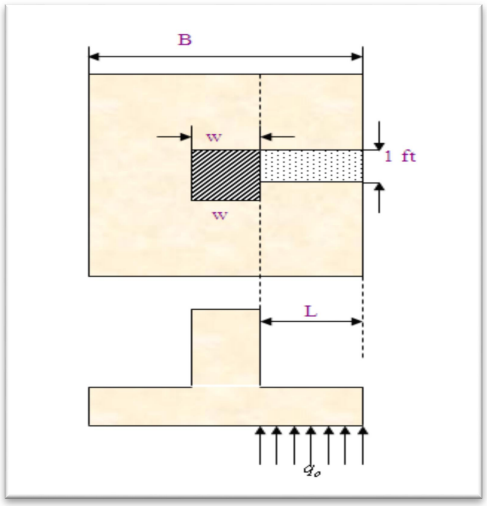
وتكون هذه الأحمال هي الأحمال التصميمية للأساسات , وبناءا على الأحمال الواقعة عليها وطبيعة الموقع يتم تحديد نوع الأساسات المستخدمة , ومن المتوقع استخدام أساسات من أنواع مختلفة وذلك تبعا لقوة تحمل التربة والأحمال الواقعة على كل أساس.

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض ويسمى بالأساس السطحي (Shallow Foundation) وهذا النوع يكون بعدة صور كأن يكون اساسات لقواعد شريطية,أو اساسات لقواعد منفصلة,أو اساسات لبشة او حصيرة.

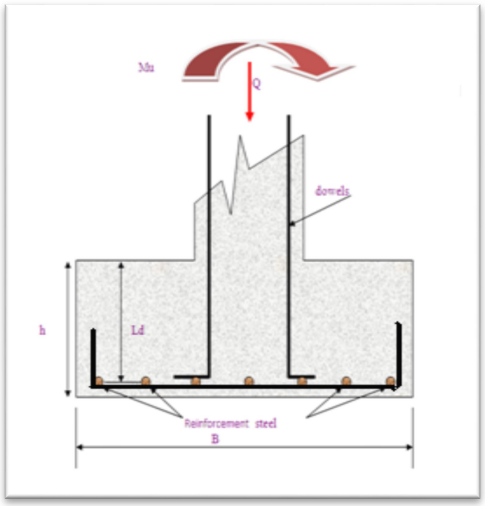
وقد يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ إلى طبقات التربة العميقة الأقوى, أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى هذا النوع بالأساس العميق(Deep Foundation) حيث يتم اللجوء اليها عندما يتعذر الحصول على طبقة صالحة للتأسيس بالقرب من سطح الأرض لذلك يتم اللجوء الى اختراق التربة الى اعماق كبيرة للحصول على السطح الصالح للتأسيس مثل الأوتاد الخرسانية.



الشكل (3-12) : شكل الأساس المنفرد .



الشكل رقم (3-13) مقطع طولي في الأساس



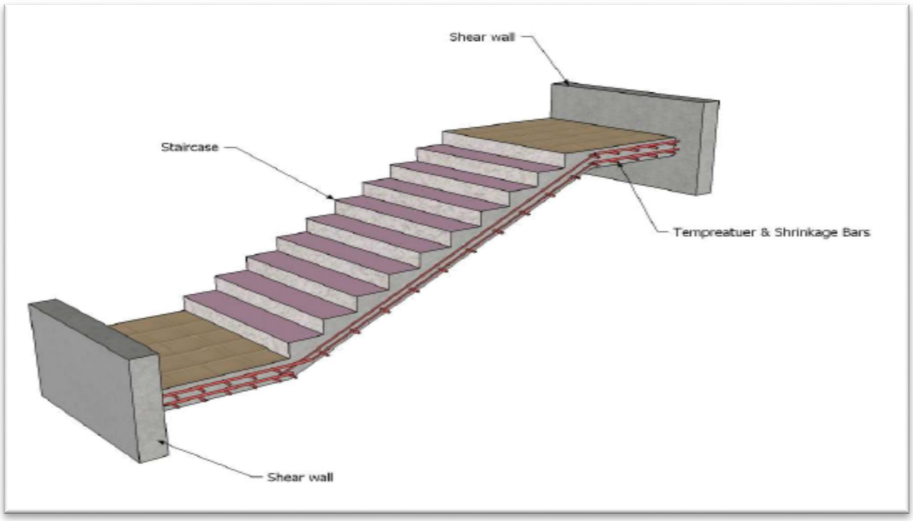
الشكل(3-14)توزيع الحديد بالأساس

(3-6-7) الأدراج :

الأدراج 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 مصمتة في اتجاه واحد , وتم

استخدامها في مشروعنا بشكل واضح موزعة على أرجاء المشروع , وكذلك اخذ في عين الاعتبار في التصميم الإنشائيالأحمال الناتجة عن وزن المصعد الكهربائي.

والشكل (3- 15) يبين شكل الدرج و طريقة تسليحه .



الشكل (3 – 15) مقطع توضيحي في الدرج .

4

Chapter Four

Structural Analysis and Design

4-1 Introduction.

4-2 Design Method and Requirements.

4-3 Check of Minimum Thickness of Structural Member.

4-4 Design of Topping.

4-5 Design of One Way Rib Slab (R26).

4-6 Design of Two Way Rib Slab.

4-7 Design of Beam (B13) .

4-8 Design of Stair.

4-9 Design of Column (Group 2) .

4-10 Design of Shear Wall.

4-11 Design of Footing (Group 2) .

4-1 **Introduction**

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

Reinforced concrete is logical union of two materials: plain concrete, which possesses high compressive strength but little tensile strength, and steel bars embedded in the concrete, which can provide the needed strength in tension.

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

Understanding of reinforced concrete behavior is still far from complete, building codes and specifications that give design procedures are continually changing to reflect latest knowledge.

Structural concrete can be classified into:-

- Lightweight concrete with unit weight from about 1350 to 1850 kg/m3.
- Normal weight concrete with unit weight from about 1800 to 2400 kg/m3.
- Heavyweight concrete with unit weight from about 3200 to 5600 kg/m3.

4-2 Design Method and Requirements

The design strength provided by a member is calculated in accordance with the requirements and assumptions of **ACI_code (318_08)**.

✓ Strength design method:-

In 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 ≥ strength required to carry factored loads.

NOTE:-

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

- Code:-

  ACI 2008
  UBC

- Material:-

  Concrete:-B300

  $fc' = 30\,N/mm^2\,(MPa)$ For circular section

  but for rectangular section ($fc' = 30 * 0.8 = 24\,MPa$).

  Reinforcement steel:-

  The specified yield strength of the reinforcement {fy = 420 N/mm² (MPa)}.

✓ Factored loads:-

The factored loads for members in our project are determined by:-

$W_u = 1.2\ D_L + 1.6\ L_L$ **ACI-code-318-08(9.2.1)**

4.3 Check of Minimum Thickness of Structural Member

Table4-1 :- Minimum Thickness of Nonprestressed Beam or One-Way Slabs Unless Deflections are Calculated. **(ACI 318M-11)**.

Minimum thickness (h)				
Member	Simply supported	One end continuous	Both end continuous	Cantilever
solid one way slabs	L/20	L/24	L/28	L/10
Beams or ribbed one way slabs	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Table (4.1): Check of Minimum Thickness of Structural Member.

For Rib :-

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=6.45/18.5=34.86cm

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=4.65/18=29.25cm

$h_{min}$for(Both end continuous)=L/21=6.77/21=32.2cm

Take h = 35 cm

27 cm block + 8 cm topping = 35cm

For Beam :-

$h_{min}$for(one end continuous)=L/18.5=5.27/18.5=28.4cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=6.88/21=32.7cm

$h_{min}$for(both end continuous)=L/21=6.5/21=30.9cm

Take h = 35 cm

4.4 Design of Topping

✓ Statically System For Topping :-

Consider the topping as strip of (1m) width, and span of mold length with both end fixed in the ribs.

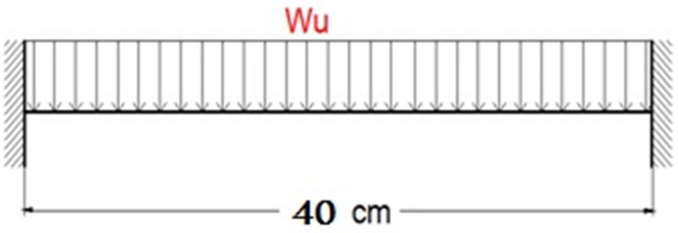


Fig 4.1: Topping Load.

✓ Load Calculations:-

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation	
1	Tiles	0.03*23*1 = 0.69 KN/m	
2	Mortar	0.02*22*1 = 0.44 KN/m	
3	Coarse Sand	0.07*17*1 = 1.19 KN/m	
4	Topping	0.08*25*1 = 2.0 KN/m	
		Sum =	4.32KN/m

Table (4.2): Dead Load Calculation of Topping.

Live Load :-

L_L =5 KN/m^2

L_L =5 KN/m^2×1m=5KN/m

Factored Load :-

W_U = 1.2 ×4.32 + 1.6×5 =13.2 KN/m

Check the strength condition for plain concrete, ø$M_n \geq M_u$, where ø = 0.55

M_n = 0.42 λ $\sqrt{f_c'}$ S_m **(ACI 22.5.1, equation 22-2)**

$$S_m = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1000.80^2}{6} = 1066666.67\ mm^2$$

øM_n =0.55×0.42×1×$\sqrt{24}$ ×1066666.67 ×10^{-6} =1.21 KN.m

$M_u = \frac{W_u L^2}{12} = 0.176$ KN. m (negative moment)

$M_u = \frac{W_u L^2}{24} = 0.088$ KN. m (positive moment)

øM_n>> M_u = 0.18 KN. m

No reinforcement is required by analysis. **According to ACI 10.5.4**, provide $A_{s,min}$ for slabs as shrinkage and temperature reinforcement.

$\rho_{shrinkage}$= 0.0018 **ACI 7.12.2.1**

$A_s = \rho \times b \times h_{topping}$ =0.0018 ×1000×80 = 144 mm^2/

Step (s) is the smallest of:

1. 3h = 3×80 =240 mm ***control*** **ACI 10.5.4**
2. 450mm.
3. $S = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5 .20 = 330$mm **ACI 10.6.4**

<u>Take ø 8 @ 200 mm in both direction , S = 200 mm < S_{max} = 240 mm … OK</u>

4.5 Design of One Way Rib Slab

Requirements For Ribbed Slab Floor According to *ACI- (318-08)* .

bw ≥ 10cm……**ACI(8.13.2)**

Select bw=12 cm

h ≤ 3.5*bw ……..…**ACI(8.13.2)**

Select h=35cm<3.5*12= 49 cm

tf ≥ Ln/12≥50mm ……..**ACI(8.13.6.1)**

Select tf=8cm

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 Fc' = 24 N/mm^2
⇒ Reinforcement Steel fy = 420 N/mm^2

❖ **Section :-**

⇒ B = 520 mm
⇒ Bw= 120 mm
⇒ h= 350 mm
⇒ t= 80 mm
⇒ d=350-20-10-12/2= 314 mm

✓ Statically System and Dimensions:-

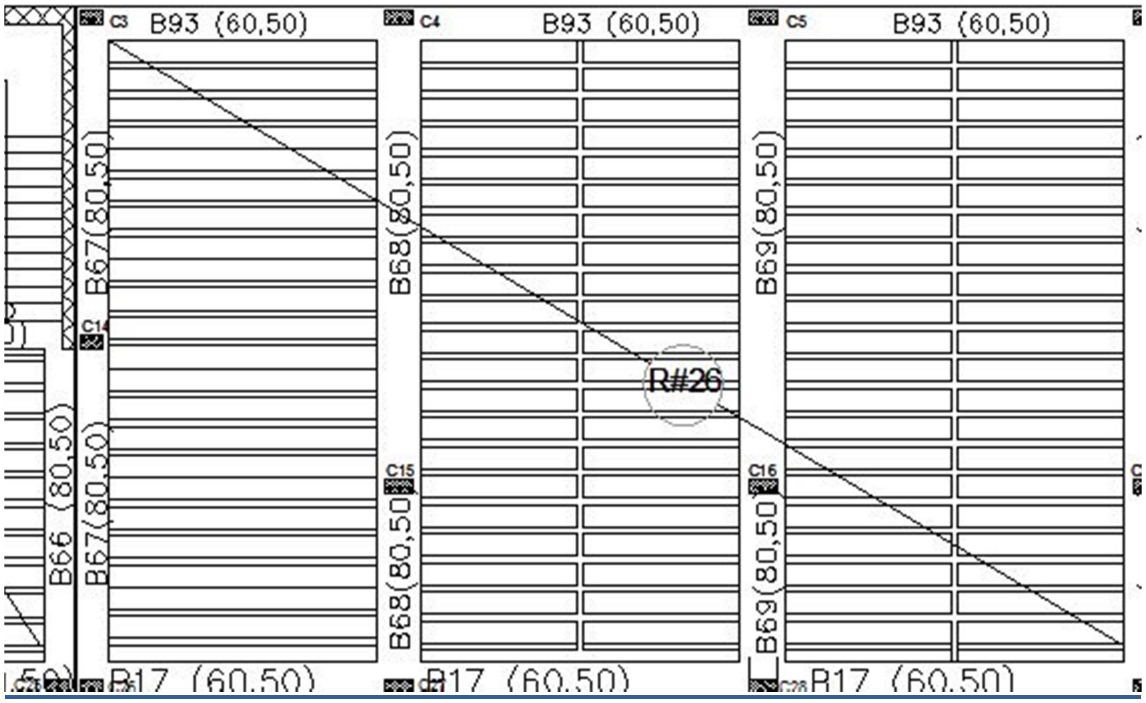
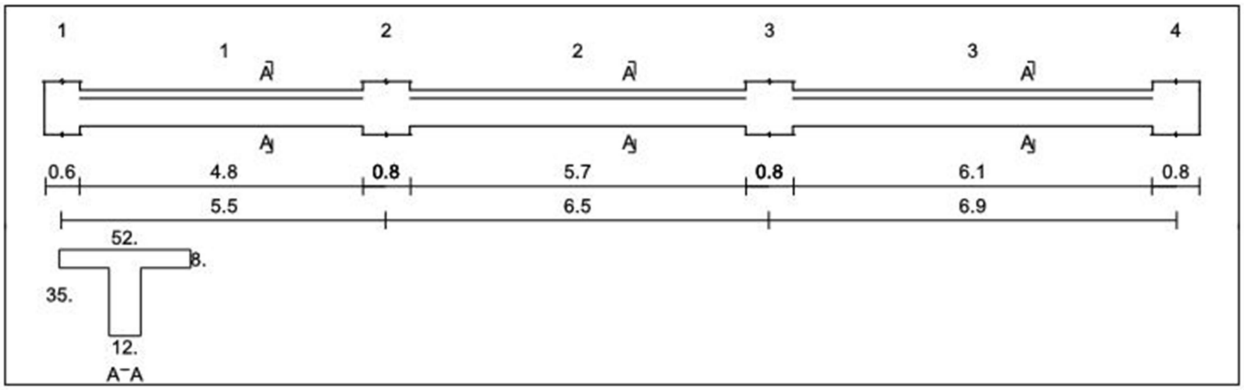


Fig 4.2: One Way Rib Slab (R26).



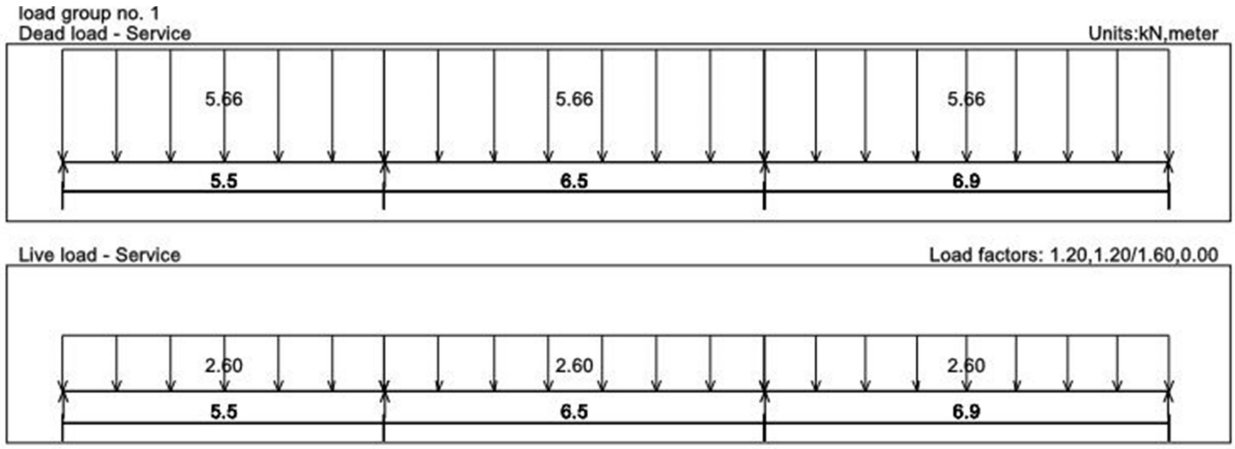


Fig 4.3: Statically System and Loads Distribution of Rib(R26).

✓ Load Calculation:-

Dead Load:-

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 = 0.359 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22*0.52 = 0.342 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*17*0.52 = 0.620 KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25*0.52 = 1.04 KN/m/rib
5	**RC. Rib**	0.27*25*0.12 = 0.81 KN/m/rib
6	**Hollow Block**	0.27*10*0.4 = 1.08 KN/m/rib
7	**plaster**	0.02*22*.52= 0.229 KN/m/rib
8	**partions**	2.3 *0.52= 1.04 KN/m/rib
		Sum =5.66 KN/m/rib

Table (4.3): Dead Load Calculation of Rib(R26).

Dead Load /rib = 5.66 KN/m

Live Load:-

Live load = 5 KN/M^2

Live load /rib = 5 KN/m^2 × 0.52m = 2.6 KN/m.

- Effective Flange Width (b_E):-**ACI-318-11 (8.10.2)**

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

b_E = L / 4 = 550/ 4 =137.5cm

b_E = 12 + 16 t = 12 + 16 (8) = 140 cm

b_E = b_e ≤ center to center spacing between adjacent beams = 52 cm. ***Control***

b_E **For T-section = 52cm .**

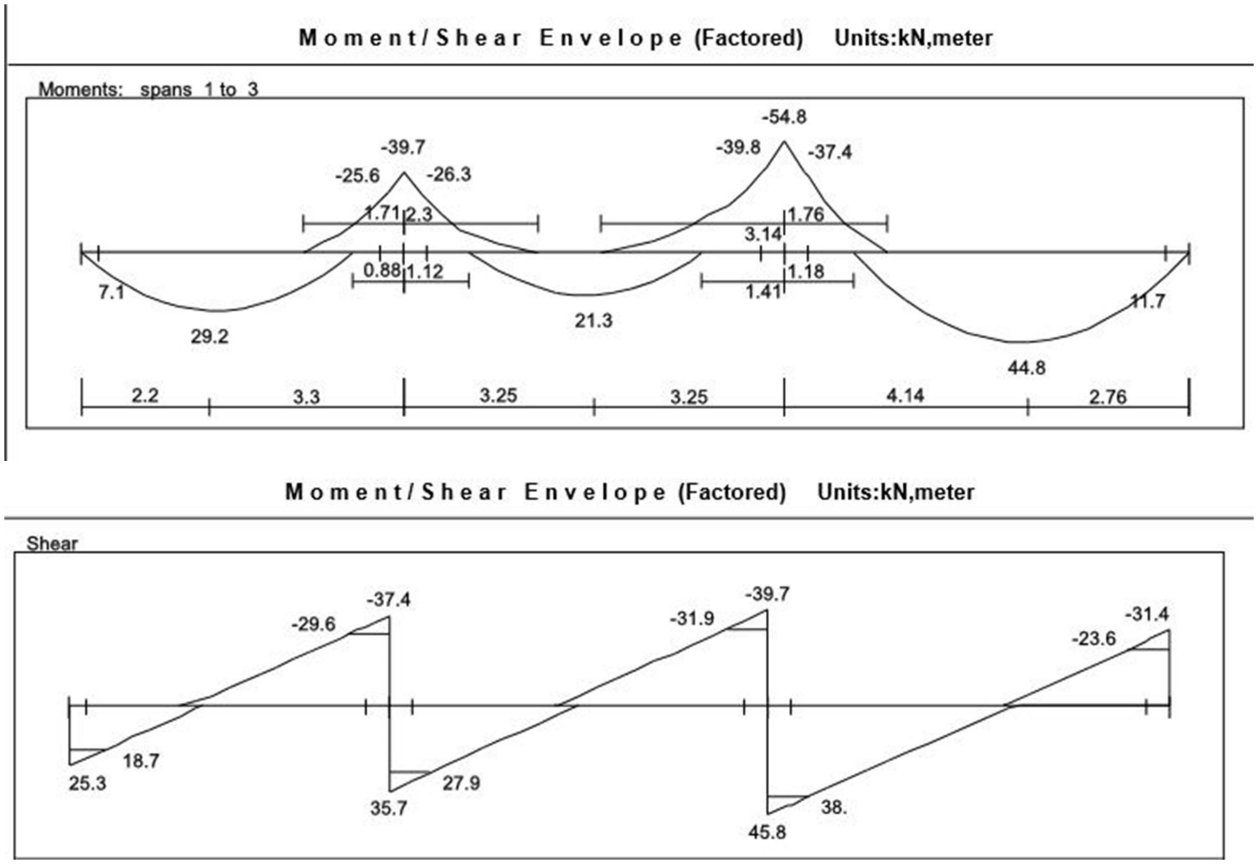


Fig 4.4: Shear and Moment Envelope Diagram of Rib (R26).

✓ Moment Design for (R 26):-

Design of Positive Moment for (Rib26):- span 1(Mu=29.2 KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups}$ $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

Check if a>h_f to determine whether the section will act as rectangular or T- section.

M_{nf} =0.85. $f'_c . b_e . h_f . (d - \frac{h_f}{2})$

$= 0.85 \times 24 \times 520 \times 80 \times \left(314 - \frac{80}{2}\right) \times 10^{-6} = 232.5$ KN. m

$M_n \gg \frac{M_u}{\varphi} = \frac{29.2}{0.9} = 32.44$KN.m ,

the section will be designed as rectangular section with b_e =520 mm.

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{29.2\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.632\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.516}{420}}\right) = 0.00153$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00153 ×520×314 = 249.8mm^2

Check for As min:-

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$$

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

$$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$$ **…….. controls**

As_{req}= 203.12mm^2 > As_{min}= 125.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,provided}$= 226 mm^2>$A_{s,required}$= 203.16 mm^2 …. Ok

$$S = \frac{120-40-20\ \ (2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.fy}}{0.85b\ f_c'} = \frac{226\times420}{0.85\times520\times24} = 8.94\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{8.94}{0.85} = 10.53\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314\ -10.53}{10.53}\right) = 0.0864 > 0.005$$ ***0k***

Design of Positive Moment for(Rib26):- span 2 (Mu=21.3KN.m)

$$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{21.3\times10^6}{0.9\times520\times314^2} = 0.46\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times0.46}{420}}\right)=0.0011$$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00110×520×314 = 180.85 mm^2

Check for As min:-

$$A_s\ min=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$$ **ACI-318 (10.5.1)**

$$A_s\ min=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314)=110mm^2$$

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

$$A_s\ min=\frac{1.4}{420}(120)(314)=125.6mm^2$$ **……. controls**

As_{req}= 180.85 mm^2 > As_{min}= 125.6 mm^2 **OK**

Use 2 ø 12 ,$A_{s,\ provided}$= 226.08 mm^2 >$A_{s,required}$= 180.85 mm^2 … Ok

$$S=\frac{120-40-20\ \ (2\times10)}{1}=40\ mm>d_b=10>25\ mm$$ ***OK***

Check for strain:-

$$a=\frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'}=\frac{180.85\times420}{0.85\times520\times24}=7.16\ mm$$

$$x=\frac{a}{\mathcal{B}_1}=\frac{6.22}{0.85}=8.41mm$$

$$\varepsilon_s=0.003\left(\frac{d-x}{x}\right)=0.003\left(\frac{314-8.41}{8.41}\right)=0.1095>0.005$$ ***0k***

Design of Positive Moment for(Rib26):- span3 (Mu=44.8KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$$d=h-\text{cover}-d_{stirrups}-\frac{d_b}{2}=350-20-10-\frac{12}{2}=314\ mm$$

$$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{44.8\times10^6}{0.9\times520\times314^2}=0.978\ Mpa$$

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

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 0.598}{420}}\right) = 0.00236$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00236 \times 520 \times 314 = 385.34\ mm^2$

Check for As min:-

$A_s\ min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110 mm^2$

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

$A_s\ min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6 mm^2$ **controls**

$As_{req} = 385.34 mm^2 > As_{min} = 125.6\ mm^2$ **OK**

Use 2 ø16 ,$A_{s,provided} = 401.92 mm^2 > A_{s,required} = 385.34\ mm^2$… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times14)}{1} = 32\ mm > d_b = 14 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{308 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 15.25\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.25}{0.85} = 17.94\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314 - 17.94}{17.94}\right) = 0.0496 > 0.005$$ ***0k***

Design of Negative Moment for(Rib26):- support 2 (Mu=-26.3KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

d =h- cover - $d_{stirrups}-\frac{d_b}{2} = 350-20-10-\frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n=\frac{M_u}{\emptyset bd^2}=\frac{26.3\times10^6}{0.9\times120\times314^2}=2.46\ Mpa$

$m=\frac{f_y}{0.85\ f'_c}=\frac{420}{0.85\times24}=20.6$

$\rho=\frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right)=\frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2.46}{420}}\right)=0.00626$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00117×120×314 = 235.91 mm^2

Check for As min:-

$A_s\ min=\frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ min=\frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314)=110mm^2$

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

$A_s\ min=\frac{1.4}{420}(120)(314)=125.6mm^2$ **……. controls**

As_{req} =235.91mm^2 >As_{min}= 125.6 mm^2**OK**

Use 2 ø 14 ,$A_{s,provided}$=307.72 mm^2>$A_{s,required}$= 235.91 mm^2… Ok

$S = \frac{140-40-20-(2\times12)}{1} = 56\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ **OK**

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{235.91\times420}{0.85\times120\times24} = 40.47\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{40.477}{0.85} = 47.61\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314-47.61}{47.61}\right) = 0.0166 > 0.005 \quad \textbf{0k}$$

Design of Negative Moment for (Rib26):- support 3 (Mu=-39.8KN.m)

Assume bar diameter ø 12 for main positive reinforcement

$d = h - \text{cover} - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{39.8\times10^6}{0.9\times120\times314^2} = 3.7Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times2}{420}}\right) = 0.00979$

$A_{s,req} = \rho.b.d = 0.00979\times120\times314 = 369.2\ mm^2$

Check for As min:-

$A_s\ \min = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d)$ **ACI-318 (10.5.1)**

$A_s\ \min = \frac{\sqrt{24}}{4(420)}(120)(314) = 110m^2$

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

$A_s\ \min = \frac{1.4}{420}(120)(314) = 125.6mm^2$ **controls**

As_{req} = 369.2mm^2 >As_{min}= 125.6 mm^2**OK**

Use 2 ø16 ,$A_{s,provided}$= 401.92 mm^2>$A_{s,required}$= 369.2mm^2… Ok

$S = \frac{120-40-20-(2\times12)}{1} = 36\ mm > d_b = 12 > 25\ mm$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{369.2\times420}{0.85\times120\times24} = 63.34\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{63.34}{0.85} = 74.51mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314-74.51}{74.51}\right) = 0.0096 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

✓ Shear Design for (R 26):-

V_u at distance d from support= 29.6 KN

Shear strength V_c, provided by concrete for the joists may be taken 10% greater than for beams. This is mainly due to the interaction between the slab and closely spaced ribs.**(ACI, 8.13.8).**

$V_c = \frac{1.1}{6}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1.1}{6}\sqrt{24}\ \times 120 \times 314 \times 10^{-3} = 33.84\ KN$

øV_c =0.75×33.84 =25.38 KN

0.5 ø V_c =0.5×25.38 =12.69 KN

0.5 ø V_c< V_u< ø V_c

V_u> ø V_c

for shear design, shear reinforcement is required ($A_{v,}$),

$Vs_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}bw\ d \geq \frac{1}{3}\ bw\ d$

Vs min=$\frac{1}{16}\sqrt{24} * 120 * 314 = 11.54kn$

$Vs_{min} = \frac{1}{3}\ bw\ d = \frac{1}{3} * 120 * 314 = 12.56kn$

ø(V_c+Vs_{min})= 0.75(33.84+12.56)=34.8kn

øV_c<Vu <ø (V_c+Vs_{min})

25.38 < 27 <34.8

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8@150 mm , A_v = 2 × 50.24 = 100.5 mm^2

$Av_{min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{fyt} \geq \frac{1}{3}\frac{b_w s}{fyt}$

Av_{min}=100.5 $= \frac{1}{16}\sqrt{24}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.145m$

100.5 $= \frac{1}{3}\frac{120s}{420} \rightarrow s = 1.055m$

S max$\rightarrow \frac{d}{2} = 157mm$

S max $\rightarrow$≤600mm

Take (2 leg stirrups) ø 8 @ 150 mm

$A_v = \frac{2*50.3}{0.15} = 670.67$ mm^2/m_{strip}

4.9 Design of two way ribbed slab :-

4.9.1 Minimum thickness for ribbed slab h= 35 cm

The moment of inertia for the ribbed slab is the sum of moment of inertia of T-section ribs within a distance (l/2 + bw) was defined as in one-way ribbed slab design (bf = bw)

All Exterior and Interior beams have rectangular section of 60 cm width and 35 cm depth:

$I_b = \frac{b*h^3}{3} = \frac{60*35^3}{12} = 214375\ cm^4$

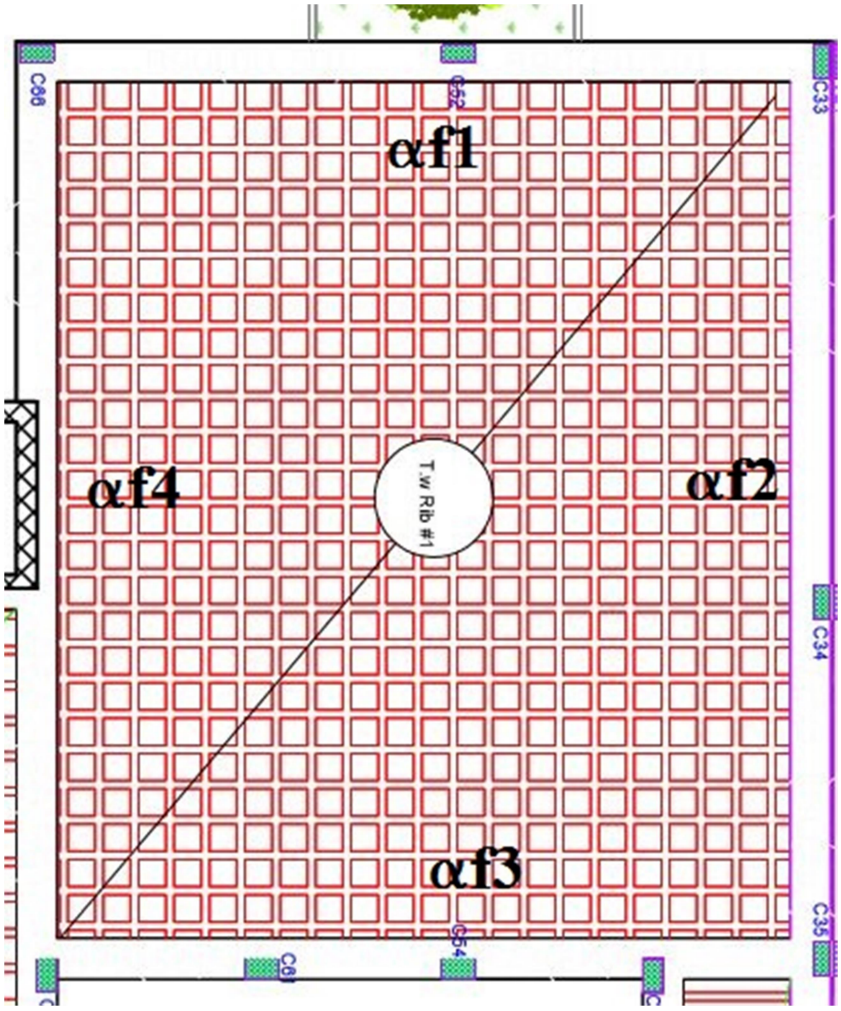


Fig. (4-5) : Two Way Rib slab

$$Y_c = \frac{40*8*4+35*12*17.5}{40*8+35*12} = 11.66\text{cm}.$$

$$I_{rib} = \frac{52*11.66^3}{3} - \frac{40*3.66^3}{3} + \frac{12*23.34^3}{3} = 77682\ \text{cm}^4.$$

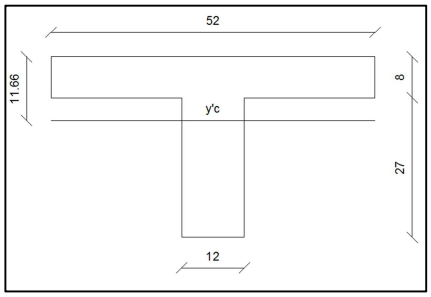


Fig. (4-6) : Rib section in both direction

»(Exterior beams):

Short direction

»L = 10.88 m

$Is = \frac{Irib*(L/2+bw)}{b_f} = \frac{77682*(\frac{10.88}{2}+60)}{52}$ =887367.46 cm^4.

Long direction

L = 12.6 m

$Is = \frac{Irib*(L/2+bw)}{b_f} = \frac{77682*(\frac{1260}{2}+60)}{52}$ = 1015841.5 cm^4.

$\alpha f = \frac{I_b}{I_s}$

$\alpha f1 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{214375}{1015841.5} = 0.211$

$\alpha f2 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{214375}{887367.46} = 0.241$

$\alpha f3 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{214375}{1015841.5} = 0.211$

$\alpha f4 = \frac{I_b}{I_s} = \frac{214375}{887367.46} = 0.241$

$\sum \alpha_{fm} = \frac{I_b}{I_s} = \frac{0.211 + 0.241 + 0.211 + 0.241}{4} = 0.226$

$$2 > \alpha fm > 0.2$$

$\beta = \frac{L_{,Long}}{L_{,short}} = \frac{12.6}{10.88} = 1.151$

$h_{min} = \frac{l_n*(0.8+\frac{fy}{1400})}{36+5\beta*(\alpha_{fm-0.2})} = \frac{1260*(0.8+\frac{420}{1400})}{36+5*1.116*(0.226-0.2)} = 36.004mm > h = 35mm$ ... Ok

4.9.2 Load calculation:

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

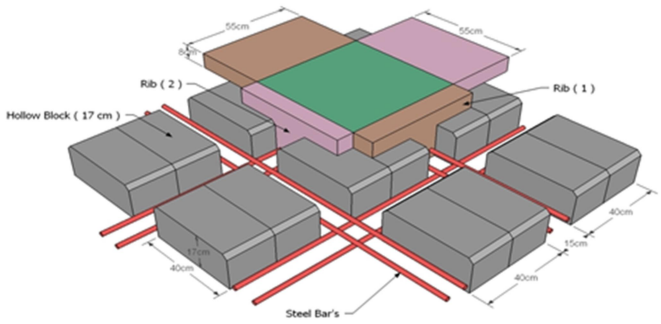


Fig.(4.7): Two way ribbed slab

No.	Parts of Rib	Calculation
1	**Tiles**	0.03*23*0.52 *0.52 = 0.1867 KN/m/rib
2	**Mortar**	0.03*22*0.52 * 0.52 = 0.1784 KN/m/rib
3	**Coarse Sand**	0.07*17*0.52 *0.52 = 0.3217KN/m/rib
4	**Topping**	0.08*25*0.52 *0.52= 0.5408 KN/m/rib
5	**RC. Rib**	0.27*25*0.12* (0.52+0.4) = 0.741 KN/m/rib
6	**Hollow Block**	0.27*10*0.4 = 1.08 KN/m/rib
7	**plaster**	0.02*22*0.52*0.52= 0.119 KN/m/rib
8	**partions**	1.5 *0.52* 0.52= 0.4056 KN/m/rib
		Sum =3.569KN/m/rib

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

Dead Load of slab:

$$DL = \frac{3.569}{0.52 * 0.52} = 13.18 KN/m^2$$

$$w_D = 1.2 * 13.18 = 15.8 KN/m^2$$

$$LL = 5\ KN/m^2$$

$$w_L = 1.6 * 5 = 8\ KN/m^2$$

$$w = 13.18 + 8 = 23.82\ KN/m^2$$

4.9.3 Moments calculations:

Ratio=10.88/12.6=0.85

$$Ma = Ca\ wla^2 bf \quad and \quad Mb = Cb\ wlb^2 bf$$

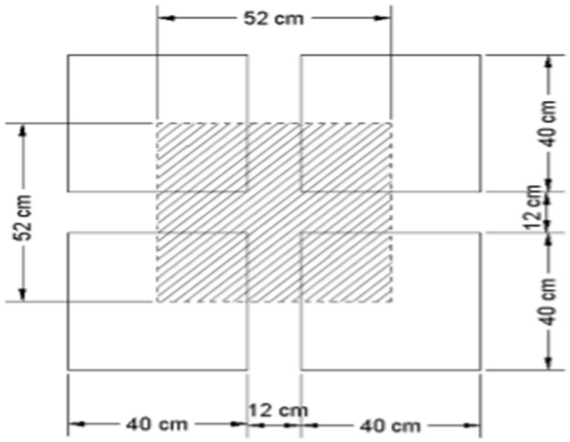


Fig.(4.8): Two way ribbed slab

-Negative moment

$$C_{a,neg} = 0.060$$
$$C_{b,neg} = 0.031$$

$$M_{a,neg} = (0.06 * 23.82 * 10.88^2) * 0.52 = 87.97\ KN.m$$

$$M_{b,neg} = (0.031 * 23.82 * 12.6^2) * 0.52 = 60.9 KN.m$$

-Positive moment

$$C_{aD,pos} = 0.050$$
$$C_{bD,pos} = 0.026$$
$$C_{aL,pos} = 0.50$$
$$C_{bL,pos} = 0.026$$

$$M_{a,pos,(dl+ll)} = (0.050 * 15.8 * 10.66^2 + 0.050 * 8 * 10.66^2) * 0.52 = 70.31 KN.m$$

$$M_{b,pos,(dl+ll)} = (0.026 * 15.8 * 12.6^2 + 0.026 * 8 * 12.6^2) * 0.52 = 51.08 KN.m$$

Design of positive moment :-

- **Short direction** ($Mu = 70.31 KN.m$)

$$bf = 520\ mm$$

Assume bar diameter $\phi 12$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{70.31 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 314^2} = 1.52 MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times 20.6\times 1.04}{420}}\right) = 0.00377$$

$$As = \rho.b.d = 0.00377 \times 520 \times 314 = 616.40mm^2$$

- $Check\ for\ As, min..$

$$As, min = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 313 = 109.5\ mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 313 = 125.2\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $As, required = 616.40mm^2 > As, min = 125.2\ mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø 20, with As = 628 $mm^2 > As, required = 616.4\ mm^2$

Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{616.4\times 420}{0.85\times 520\times 24} = 24.40mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{24.4}{0.85} = 28.7mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314 - 28.7}{28.7}\right) = 0.029 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

- **Long direction** ($Mu = 51.08KN.m$)

$$bf = 520\ mm$$

Assume bar diameter $\phi 12$ for main positive reinforcement.

$$d = h - cover - dstirrups - \frac{d_b}{2} = 350 - 20 - 10 - \frac{12}{2} = 314\ mm.$$

$$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{51.08 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 314^2} = 1.1MPa$$

$$m = \frac{fy}{0.85\, fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.58}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.04}{420}}\right) = 0.00271$$

$$As = \rho.b.d = 0.00271 \times 520 \times 314 = 442.76mm^2$$

- $Check\ for\ As, min..$

$$As, min = 0.25\frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w * d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w * d$$

$$As, min = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420}\ 120 \times 313 = 109.5\ mm^2$$

$$As, min = \frac{1.4}{420} * 120 \times 313 = 125.2\ mm^2 \ldots\ldots \boldsymbol{Control}.$$

- $As, required = 442.76\ mm^2 > As, min = 125.2\ mm^2 \quad (OK)$

Use 2Ø18, with As =508.68 mm^2 > $As, required = 442.76\ mm^2$

Check for strain: ($\varepsilon_s \geq 0.005$)

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f'_c} = \frac{442.76 \times 420}{0.85 \times 520 \times 24} = 17.02\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{17.02}{0.85} = 20.03mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{314 - 20.03}{20.03}\right) = 0.044 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Negative Design :-

long Direction :-

$As, -ve = As, +ve\ /3$ =442.76/3=147.5 mm^2 > $As, min = 125.2\ mm^2$

Use 2Ø10, with As =157 mm^2 > $As, required = 147.5\ mm^2$

Short Direction:-

$As, -ve = As, +ve$ /3 =616.40 /3=205.4 mm^2 > $As, min = 125.2\ mm^2$

Use 2Ø12, with As =226.08 mm^2 > $As, required = 205.4\ mm^2$

4.9.4Check shear strength:

$W_a = 0.66$

$W_b = 0.34$

Short direction

$$Au_a = 23.82 * 10.66 * 12.6 * 0.34 * 0.5 * \frac{0.52}{12.6} = 43.57\ KN$$

$$Vu = Au_a - W * 0.52 * Wa = 43.57 - 23.82 * 0.52 * 0.314 = 20.68KN$$

$$\emptyset * V_c = .75 * \frac{1.1}{6} * \sqrt{fc'} * bw * d = .75 * \frac{1.1}{6} * \sqrt{24} * 120 * 313 = 25.3\ KN$$

$Case\ 1$

$V_u < \frac{1}{2} * \phi * V_c$

$V_u = 20.73KN > \frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.65$ … ***Not OK***

$Case\ 2$

$\frac{1}{2} * \phi * V_c < V_u < \phi * V_c$

$\frac{1}{2} * \phi * V_c = 12.65\ KN < V_u = 20.73\ KN < \phi * V_c = 25.3\ KN$ – ***OK***

Provide minimum shear reinforcement

$Vs_{min} \geq \frac{1}{16} * \sqrt{f'_c} * bw*d = \frac{1}{16} * \sqrt{24} * 120*314*10^{-3} = 11.5$ KN.

ϕVs min = 8.63

$\leq \frac{1}{3} * b_w * d = \frac{1}{3} * 0.12 * 0.313*10^3 = 12.52$ KN

ϕVs,min = 8.63 …….. control

ϕVc = 25.3 KN < Vu=12.65 KN ≤ ϕ(Vc+Vs_{min}) =33.93KN …… satisfy

∴Case (3) is satisfy shear reinforcement is required.

Use 2 Legϕ8 for stirrups with Av = 100.53mm2

$$Vsmin = \frac{\phi Vsmin}{\phi} = \frac{8.63}{0.75} = 11.5$$

$$s = \frac{Av * fy * d}{Vsmin} = \frac{100.53 * 420 * 313}{11.5} * 10^{-3} = 1149\text{mm}$$

$S_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{313}{2} = 157$ mm.

≤ 600 mm.

Select 2 leg ϕ8 @ 15cm

4-7 Design of Beam(B13)

❖ Material :-

⇒ concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $fy = 420\ N/mm^2$

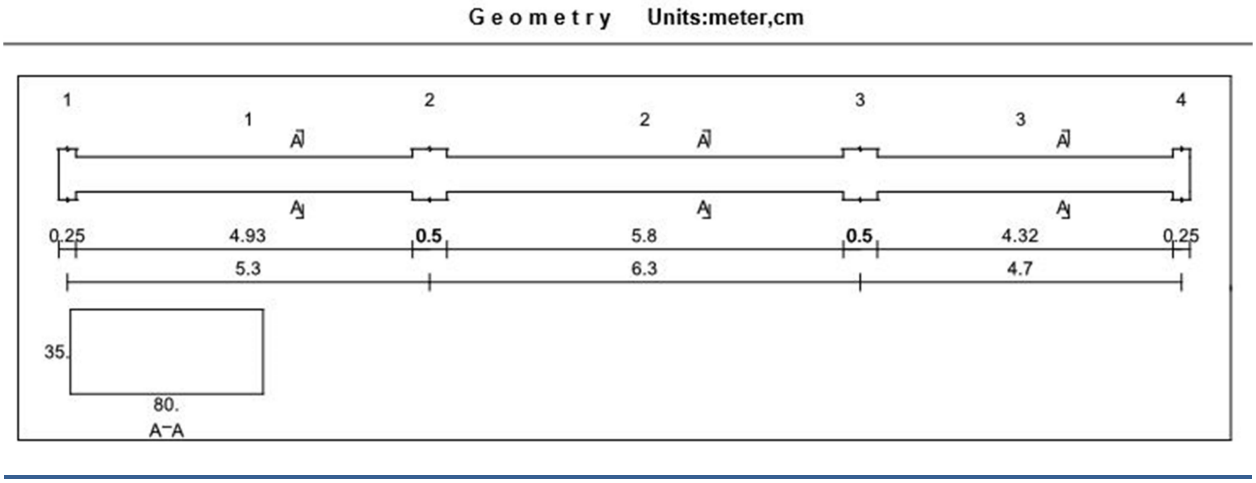
❖ Section :-

⇒ B =80 cm

⇒ h= 35 cm

⇒ d=350-40-10-18/2= 291 mm

✓ Statically System and Dimensions:-



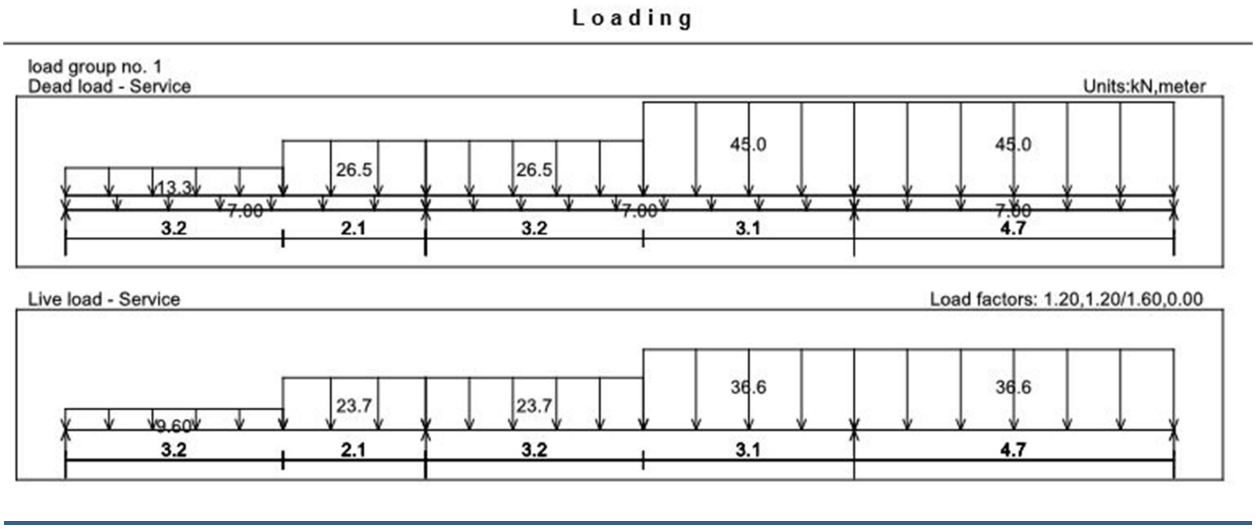


Fig 4.8: Statically System and Loads Distribution of Beam (B 11).

✓ Load Calculations:-

Dead Load Calculations for Beam(B 11):-

The distributed Dead and Live loads acting upon B11 can be defined from the support reactions of the R2،R3 and R5.

From Rib4

The maximum support reaction from Dead Loads for R4 upon B13 is6.91KN, The distributed Dead Load from the R4 on B13.

DL =(6.91/ 0.52) = 13.3 KN / m

Self weight of beam = 7 KN / m

DL =13.3+7 = 20.3 KN / m

From Rib5

The maximum support reaction from Dead Loads for R5 upon B13 is13.78KN, The distributed Dead Load from the R5 on B13.

DL =(13.78/ 0.52) = 26.5 KN / m

Self weight of beam = 7 KN / m

DL = 26.5+7 = 33.5 KN /m

From Rib6

The maximum support reaction from Dead Loads for R6 upon B13 is 23.4 KN, The distributed Dead Load from the R6 on B13.

DL =(23.4/ 0.52) =45KN/m

Self weight of beam = 7 KN /m
DL = 45+7 = 52 KN /m

Live Load calculations for Beam (B11):-

From Rib4

The maximum support reaction from Live Loads for R4 upon B 13 is 2.54 KN The distributed Live Load from the Rib 4 on B13.

LL =2.54/ 0.52= 4.9 KN/m.

from Rib5

The maximum support reaction from Live Loads for R5 upon B 13 is 12.32 Kn The distributed Live Load from the Rib 3 on B13.
LL =12.32/ 0.52= 23.7 KN/m.

From Rib6

The maximum support reaction from Live Loads for R6 upon B 13 is 19.03KN The distributed Live Load from the Rib 6 on B13.

LL =19.03/ 0.52= 36.6KN/m.

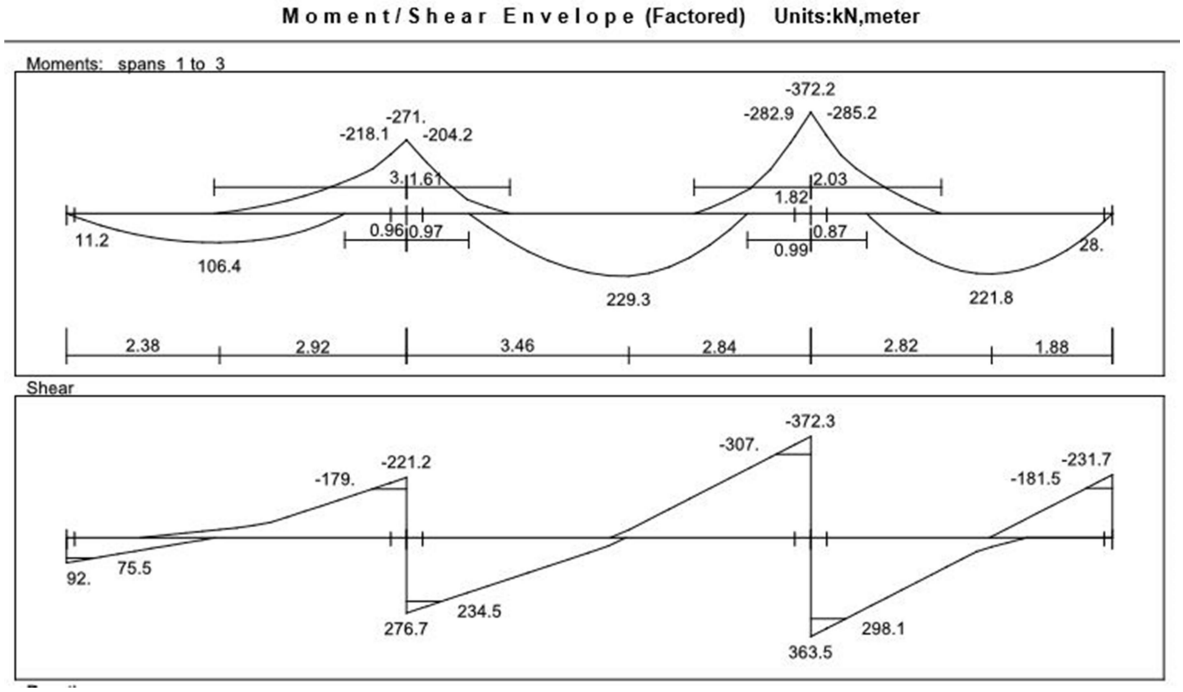


Fig 4.9: Shear and Moment Envelope Diagram of Beam (B13)

✓ Moment Design for (B13):-

Flexural Design of Positive Moment for (B13):- span 1 (Mu=106.4KN.m)

Determine of $M_{n,max}$

d =350 – 40 -10 – 18\2 = 291 mm

$$x = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}.291 = 124.7\ mm$$

$$a = \mathcal{B}.x = 124.7 * 0.85 = 106\ mm$$

$Mn_{max} = 0.85 * f'_c * a * b(d - \frac{a}{2}) = 0.85*24*106*800*(291-106/2) *10^{-6} = 411.72KN.m$

$\emptyset\ Mn_{max} = 0.82* 411.72 = 337.61KN.m > 106.4KN.m$.

Design as singly reinforcement

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{106.4 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 291^2} = 1.7Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 1.7}{420}}\right) = 0.00434$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00622 \times 800 \times 291 = 1012.66\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 291 = 678.8\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 291 = 776\ mm^2$$ **…….Controls**

$A_s = 1012.66\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$ …….ok

Use 4ø 18 Bottom, $A_{s,provided} = 1017.36\ mm^2 > A_{s,required} = 1012.66\ mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (4 \times 18)}{3} = 209.3\ mm > d_b = 18\ mm > 25\ mm \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1012.66 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 26.06\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{26.06}{0.85} = 30.66\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291 - 30.06}{30.06}\right) = 0.025 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Positive Moment for(B11):- span 2(Mu=229.3KN.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{229.3\times10^6}{0.9\times800\times291^2} = 3.7Mpa.$

$m = \frac{f_y}{0.85f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times3.7}{420}}\right) = 0.0097$

$A_s = \rho.b.d = 0.0097\times800\times291 = 2281.07\ mm^2.$

Check for $A_{s,min}$:-

$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*291 = 678.8\ mm^2$

$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*291 = 776\ mm^2$ **…….Controls**

$A_s = 2281.07\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$ .....ok

Use 5ø25 Bottom, $A_{s,provided} = 2453.12\ mm^2 > A_{s,required} = 2281.07 mm^2$ … Ok

Check spacing :-

$S = \frac{800-40*2-20-(5*25)}{4} = 143.7mm > d_b = 25\ mm > 25\ \boldsymbol{mm}$ ***OK***

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2281.07\times420}{0.85\times800\times24} = 58.7\ mm$

$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{58.7}{0.85} = 69.06\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-69.06}{69.06}\right) = 0.0096 > 0.005$$ **0*k***

Flexural Design of Positive Moment for(B13):- span 3 (Mu=221.8KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{221.8 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 291^2} = 3.63\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.63}{420}}\right) = 0.00961$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00961 \times 800 \times 291 = 2238\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 291 = 678.8\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 291 = 776\ mm^2$$ **…….Controls**

$A_s = 2238\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$ .....ok

Use 5ø 25, $A_{s,provided} = 2453.12\ mm^2 > A_{s,required} = 2238 mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - *2 - 20 - (5*25)}{4} = 143.7mm > d_b = 25\ mm > 25\ \boldsymbol{mm} \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2238 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 57.59\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{57.59}{0.85} = 67.75mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291 - 48.7}{48.7}\right) = 0.0098 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for (B13):- support 2 (Mu= -218.1KN.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{218.1 \times 10^6}{0.9 \times 800 \times 291^2} = 3.5\ Mpa$$

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

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 20.6 \times 3.5[}{420}}\right) = 0.00943$$

$A_s = \rho.b.d = 0.00943 \times 800 \times 291 = 2196.15\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4 * 420} * 800 * 291 = 678.8\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420} * 800 * 291 = 776\ mm^2$$ **…….Controls**

$A_s = 2196.15\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$ .....ok

Use5ø 25 ,$A_{s\ provided} = 2453.12\ mm^2 > A_{s,required} = 2196.15 mm^2$… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800 - 40*2 - 20 - (5*25)}{4} = 143.7mm > d_b = 25\ mm > 25\ \boldsymbol{mm} \quad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85\ f_c'} = \frac{2196.15 \times 420}{0.85 \times 800 \times 24} = 56.51\ mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{56.51}{0.85} = 66.49mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-66.49}{66.49}\right) = 0.0101 > 0.005 \qquad \boldsymbol{0k}$$

Flexural Design of Negative Moment for(B11):- support 3 (Mu=-285.2 Kn.m)

$$Rn = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{285.2\times10^6}{0.9\times800\times291^2} = 4.677\ Mpa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times20.6\times406773}{420}}\right) = 0.012$$

$A_s = \rho.b.d = 0.012\times800\times291 = 2987.7\ mm^2$

Check for $A_{s,min}$:-

$$As_{min} = \frac{\sqrt{fc'}}{4(fy)}(bw)(d) = \frac{\sqrt{24}}{4*420}*800*291 = 678.8\ mm^2$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{(fy)}(bw)(d) = \frac{1.4}{420}*800*291 = 776\ mm^2$$ **…….Controls**

$A_s = 2987.7\ mm^2 > As_{min} = 776\ mm^2$ .....ok

Use7ø 25 ,$A_{s,provided}$= 3434.37 mm^2>$A_{s,required}$= 2987.7mm^2… Ok

Check spacing :-

$$S = \frac{800-40*2-20-(7*25)}{6} = 87.5\ mm > d_b = 25mm > 25\ mm \qquad \boldsymbol{OK}$$

Check for strain:-

$$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{2987.7\times420}{0.85\times800\times24} = 76.88mm$$

$$x = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{76.88}{0.85} = 90.45mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-x}{x}\right) = 0.003\left(\frac{291-90.45}{90.45}\right) = 0.0066 > 0.005 \qquad \textbf{0}\boldsymbol{k}$$

✓ Shear Design for (B 13) :-

1. Case 3 :-

for shear design, minimum shear reinforcement is required ($A_{v,min}$), Reinforcement.

Use stirrups (2 leg stirrups) ø 8/ 150 mm , $A_v = 2 \times 50.24 = 100.5\ mm^2$

1. V_u = 307 KN

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 800 * 291 = 190.08$ KN

Φ V_c= 0.75*190.08 =142.56 KN

Φ Vsmin≥ 0.75 $(\frac{1}{3})$ * bw * d =0 .75* $(\frac{1}{3})$*800*291*10^{-3} = 58.2 KN **Controls**

Φ Vsmin ≥0.75 $(\frac{\sqrt{fc'}}{16})$ * bw * d = 0.75*$(\frac{\sqrt{24}}{16})$ * 800 * 291*10^{-3} = 53.4 KN

Φ Vc<Vu ≤ Φ Vc + Φ Vsmin

142.56 < 307 ≤ 200 …… not satisfied

Cases 1&2&3 is not suitable

Case 4 :-

$v_{s'} = \frac{1}{3}\sqrt{fc'}b_w\ d = \frac{1}{3}\sqrt{24} * \ 800 * 291 \ = 380.16$ KN

$\emptyset(v_c + v_{s,\min}) < v_u \leq \emptyset(v_c + v_{s'})$

0.75(190.8+ 58.2)< 307 < 0.75(190.8 + 380.16)

186.75 <139.7 <428.2 … ok

shear reinforcement are required

Use 2 leg Φ 10

As =158 mm^2

$V_s = V_n - V_c = \frac{307}{0.75} - 190.8 = 218.5$ Kn

$$S = \frac{A_v f_{yt}\, d}{v_s} = \frac{158 * 420 * 291}{218.5 * 1000} = 88.37\ mm$$

$$s_{max} \leq \frac{d}{2} = \frac{291}{2} = 145.5\ mm \qquad \boldsymbol{control}$$

$$or \qquad s_{max} \leq 600\ mm$$

Use 2 leg Φ 10 @120

4-8 Design of Stair

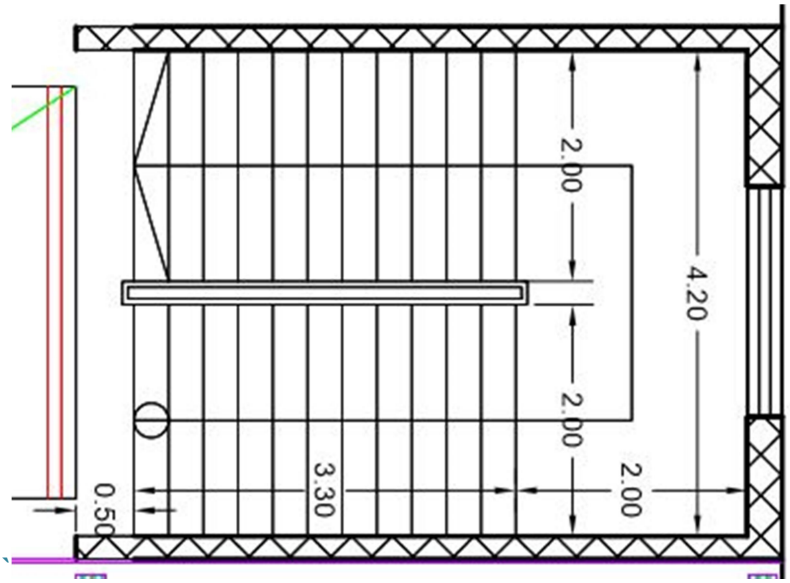


Fig 4.10: Stair Plan.

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $Fy = 420\ N/mm^2$

1- Design of Flight :-

✓ **Determination of Thickness:-**

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.30/20 = 16.5$ cm

Take h = 25 cmThe Stair Slope by $\theta = \tan^{-1}(16.3 / 30) = 28.6^{o}$

✓ Load Calculation:-

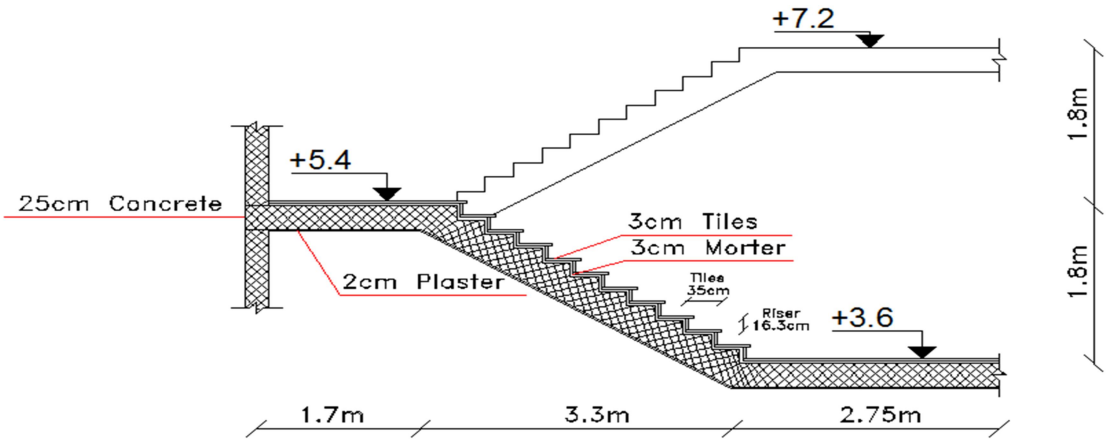


Fig 4.11:Stair Section.

Dead Load For Flight For 1m Strip:-

No.	Parts of Flight	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1*((0.35+0.163)/0.3) = 1.18Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1*((0.3+0.163)/0.3) = 1.02Kn/m	
3	Stair	25*0.5*0.163*1 = 2.04Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1 / cos28.6 ^{o} = 7.11Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1 / cos28.6^{o} = 0.51Kn/m	
		Sum	11.9Kn/m

Table (4.5): Dead Load Calculation of Flight.

Live Load For Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

Factored Load For Flight :-

$W_U = 1.2 \times 11.90 + 1.6 \times 5 = 19.9 Kn/m$

System of Flight:-

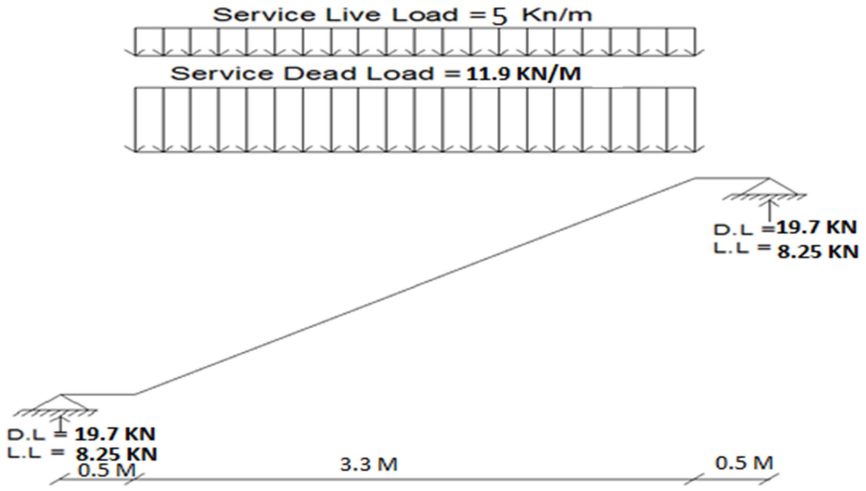


Fig 4.12: Statically System and Loads Distribution of Flight

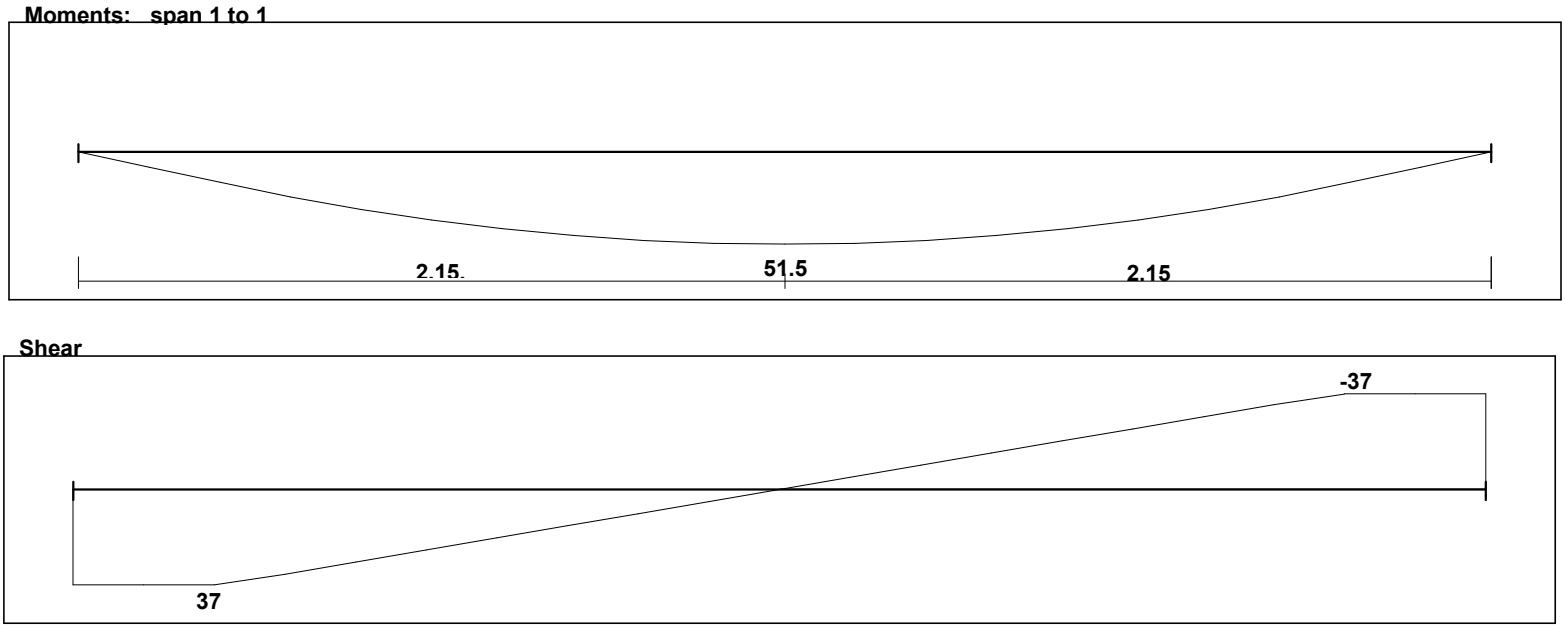


Fig 4.13: Shear and Moment Envelope Diagram of Flight

1- Design of Shear for Flight :- (Vu=37.0 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

$\Phi V_c = 0.75 * 182.1 = 136.6$ KN > Vu = 37Kn…… **No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment for Flight :- (Mu=51.5 Kn.m)

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset bd^2} = \frac{51.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.15\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85\ f'_c} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.15}{420}}\right) = 0.00282$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00282 ×1000×223 = 630 mm^2/m

$A_{s,min}$= 0.0018*1000*250 = 450mm^2/m

As_{req} = 630 mm^2>$A_{s,min}$=450mm^2/m

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

$S = 380*\left(\frac{280}{\frac{2}{3} * 420}\right) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330 mm …… **is control**

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 770 mm^2>$A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:-

$$a = \frac{A_s.f_y}{0.85b\ f_c'} = \frac{770\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.85\ mm$$

$$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{15.85}{0.85} = 18.65\ mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{173-18.65}{18.65}\right) = 0.025 > 0.005 \quad \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

3- Lateral or Secondary Reinforcement For Flight :-

$A_{s,req}$= $A_{s,min}$ =0.0018*1000*250 = 450mm^2

Use ø10@ 150mm ,$A_{s,provided}$= 523 mm^2>$A_{s,required}$= 360mm^2… Ok

2- Design of Middle Landing :-

✓ Determination of Thickness:-

h_{min} = L/20

h_{min} = 3.30 /20 = 16.5 cm

Take h = 25 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For Solid 7 Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
4	R.C	25*0.25*1= 6.25Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	8.04Kn/m

Table (4.6): Dead Load Calculation of Middle Landing.

Live Load For Landing = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

DL =19.7Kn/m
LL =8.25Kn/m

Total Dead Load = 8.04 + 19.7 = 27.74Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

Factored Load For Landing :-

$W_U = 1.2 \times 27.74 + 1.6 \times 13.25 = 54.50 Kn/m$

System of Landing:-

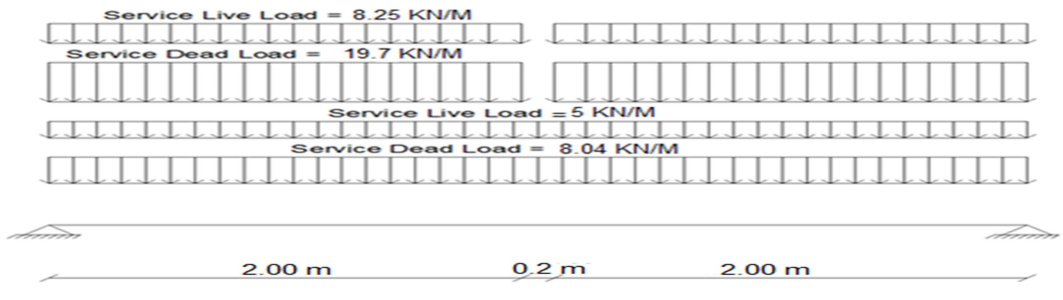


Fig 4.14: Statically System and Loads Distribution 0f Middle Landing.

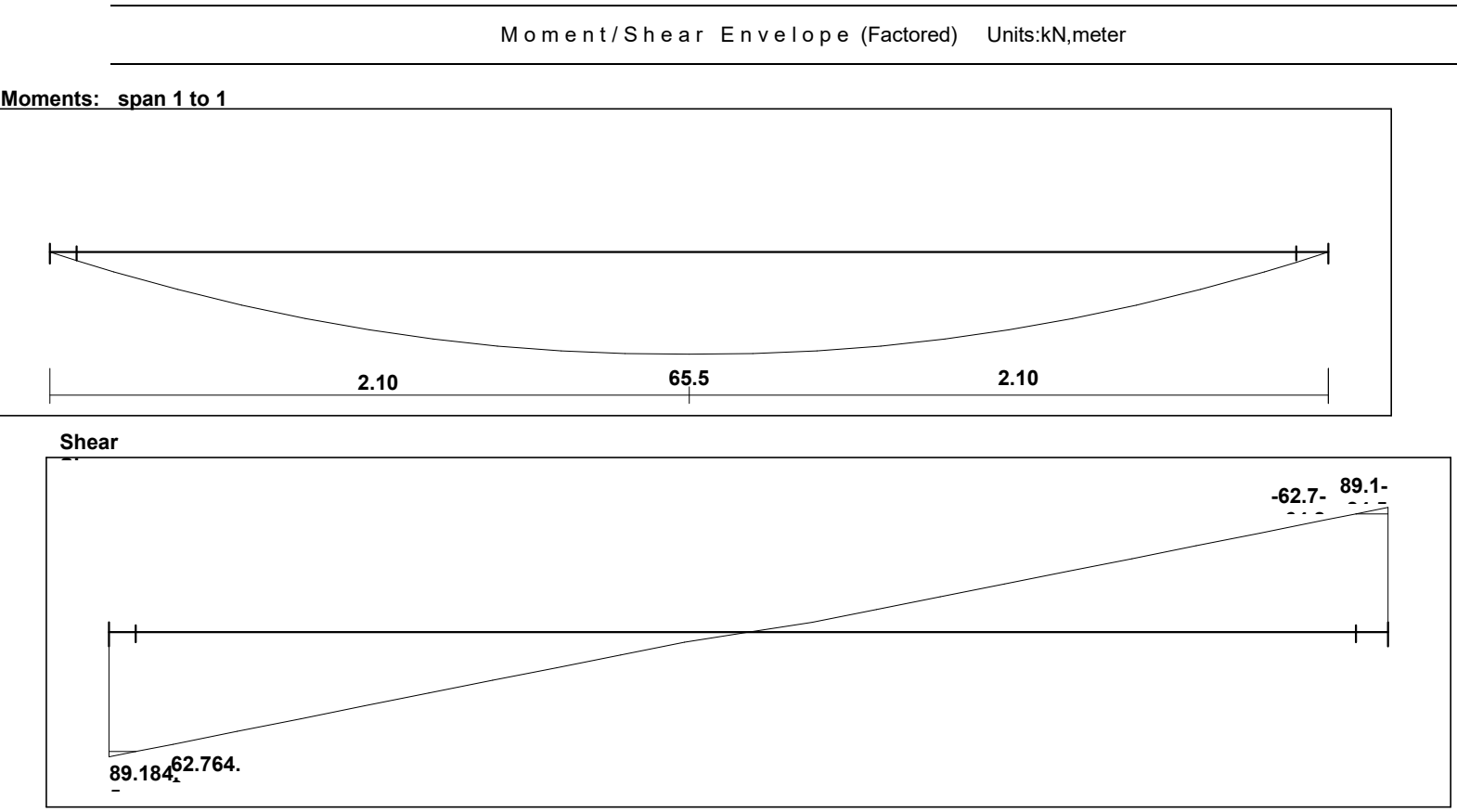


Fig 4.15: Shear and Moment Envelope Diagram of Middle Landing.

1- Design of Shear:- (Vu=64.8Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 223 = 182.1$ Kn

Φ* V_c = 0.75* 182.1 = 136.6Kn> Vu = 64.8Kn**….. No shear reinforcement are required**

2- Design of Bending Moment :- (Mu=65.5Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 250 - 20 - \frac{14}{2} = 223\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{65.5\times10^6}{0.9\times1000\times223^2} = 1.46\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times1.46}{420}}\right) = 0.0036$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0036×1000×223 = 807.12 mm^2

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

$A_{s,req}$ = 807.12 mm^2**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

$S = 380*\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø14@ 15mm ,$A_{s,provided}$= 1026 mm^2>$A_{s,required}$= 807.12 mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{1026\times420}{0.85\times1000\times24} = 21.14\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.14}{0.85} = 24.87\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{223-24.87}{24.87}\right) = 0.024 > 0.005 \ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

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

Use ø10 @ 150 mm ,$A_{s,provided} = 523\ mm^2 > A_{s,required} = 450\ mm^2$… Ok

3 - Design of Main Landing :-

✓ Determination of Thickness:-

$h_{min} = L/20$

$h_{min} = 3.20/20 = 16$ cm

Take h = 35 cm

✓ Load Calculation:-

Dead Load For middle Landing For 1m Strip:-

No.	Parts of Landing	Calculation	
1	Tiles	23*0.03*1= 0.69Kn/m	
2	Mortar	22*0.03*1= 0.66Kn/m	
4	R.C	25*0.35*1= 8.75 Kn/m	
5	Plaster	22*0.02*1= 0.44Kn/m	
		Sum	10.54 Kn/m

Table (4.7): Dead Load Calculation of Main Landing.

LiveLoadFor Landing For 1m Strip = 5*1 = 5 Kn/m

Reaction From Flight:-

DL = 19.7 Kn/m
LL = 8.25 Kn

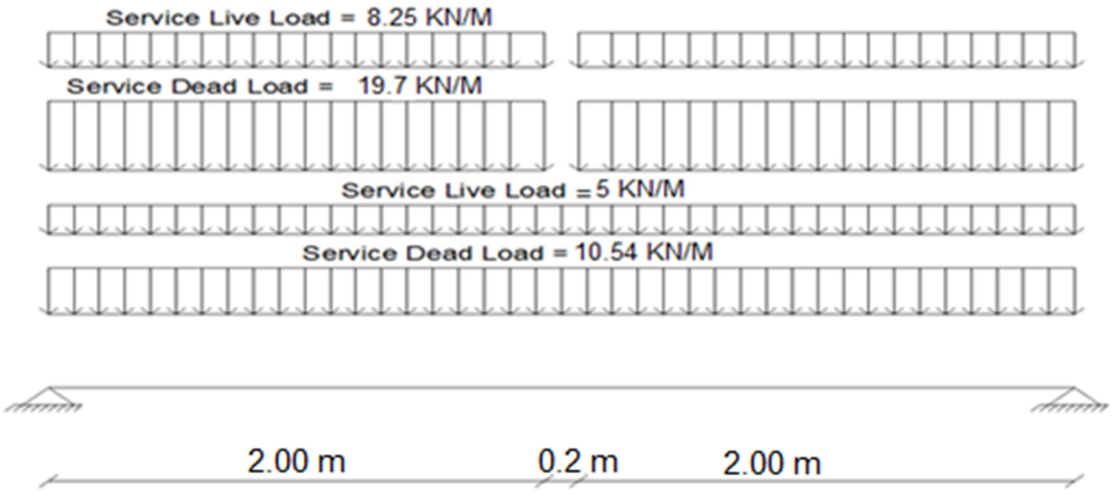
Total Dead Load = 10.54 + 19.7 = 30.24 Kn/m

Total Live Load = 5 + 8.25 = 13.25 Kn/m

FactoredLoad For Landing :-

$W_U = 1.2 \times 30.24 + 1.6 \times 13.25 = 57.48$ Kn/m

✓ System of Landing:-



. Fig 4.16 : Statically System and Loads Distribution of Main Landing

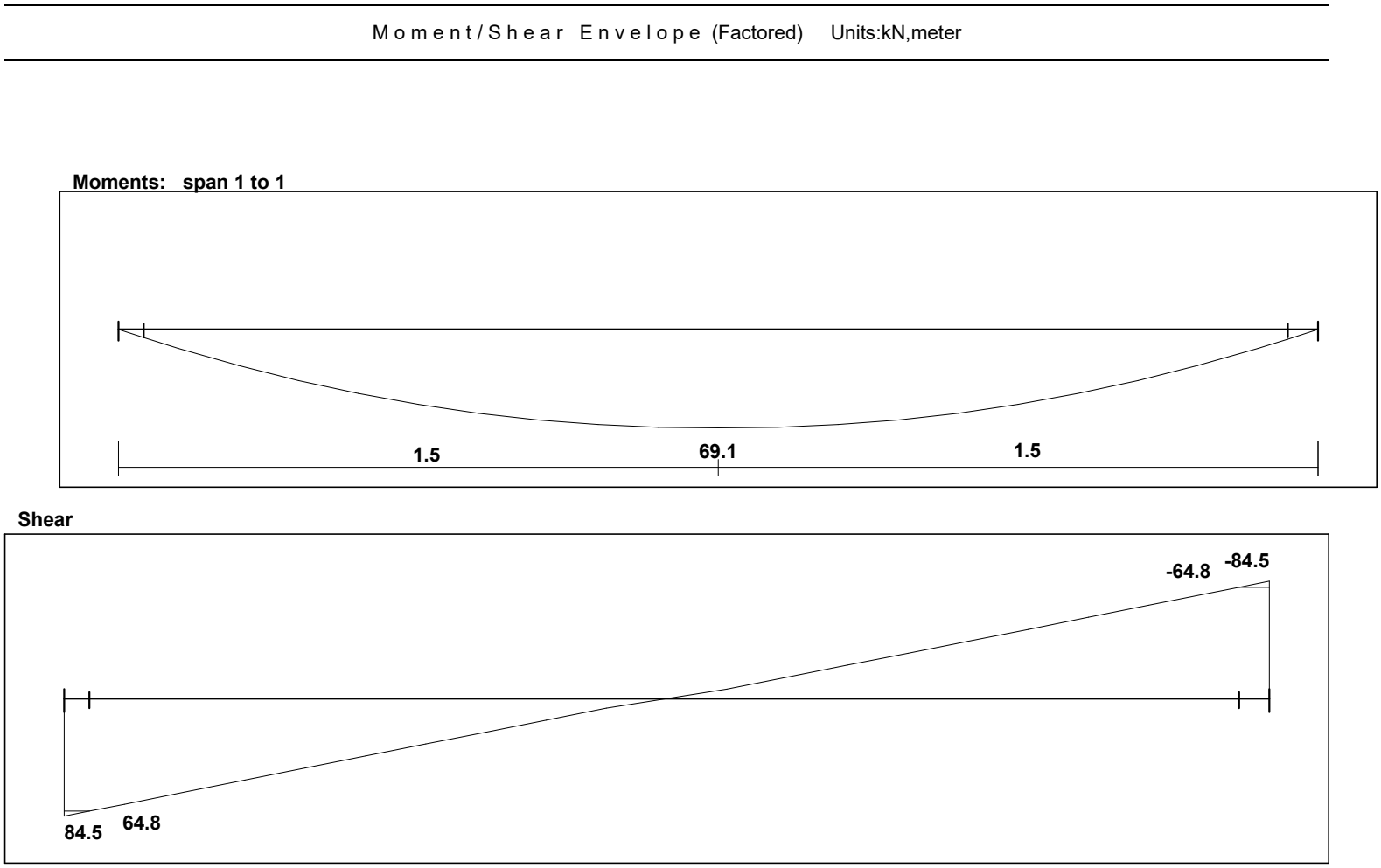


Fig 4.17 : Shear and Moment Envelope Diagram of Main Landing

3- Design of Shear:- (Vu=62.7 Kn)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{fc'}b_w\ d = = \ \frac{1}{6}\sqrt{24} * 1000 * 323 = 263.7$ Kn

Φ* V_c = 0.75* 263.7 = 19.8Kn> Vu = 62.7Kn**….. No shear reinforcement are required**

4- Design of Bending Moment :- (Mu=69.1Kn.m)

Assume bar diameter ø 14 for main reinforcement

d =h- cover $-\frac{d_b}{2} = 350 - 20 - \frac{14}{2} = 323\ mm$

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{69.1\times10^6}{0.9\times1000\times323^2} = 0.74\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{420}{0.85\times24} = 20.6$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2\times20.6\times0.74}{420}}\right) = 0.0018$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.0018×1000×323 = 576.6 mm^2

$A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630mm^2

$A_{s,req}$=576.6mm^2<$A_{s,min}$630.0 mm^2**…… is control**

$A_{s,min}$630.0 mm^2**…… is control**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*300 =900 mm

$S = 380*\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*20 = 330$

S = 450 mm

S = 330mm **…… is control**

Use ø12@ 15 mm ,$A_{s,provided}$= 753 mm^2>$A_{s,required}$= 630mm^2… Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_s.f_y}{0.85 b\ f_c'} = \frac{753\times420}{0.85\times1000\times24} = 15.5\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{21.14}{0.85} = 18.23\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{323 - 18.23}{18.23}\right) = 0.05 > 0.005\ \ldots\ldots\ \boldsymbol{0k}$$

lateral or Secondary Reinforcement For Landing :-

$A_{s,req}= A_{s,min}$ =0.0018*1000*350 = 630 mm^2

Use ø12 @ 150 mm ,$A_{s,provided}$= 785 mm^2>$A_{s,required}$= 630 mm^2… Ok

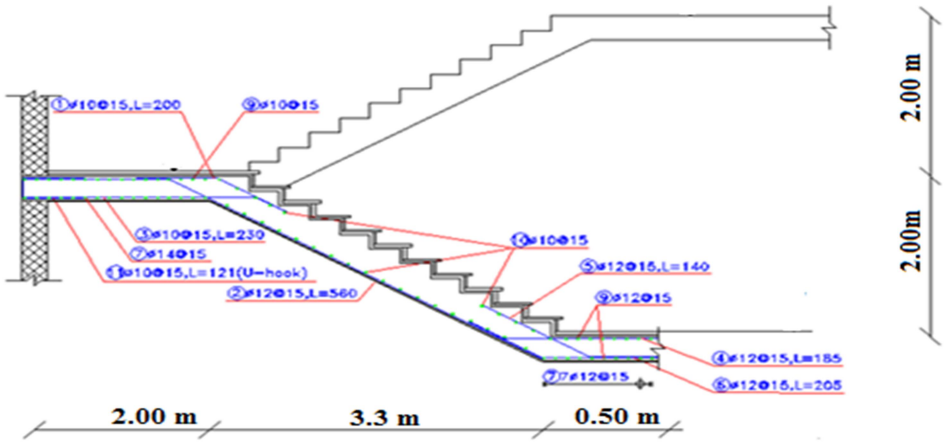


Fig 4.18:Stair Reinforcement Details.

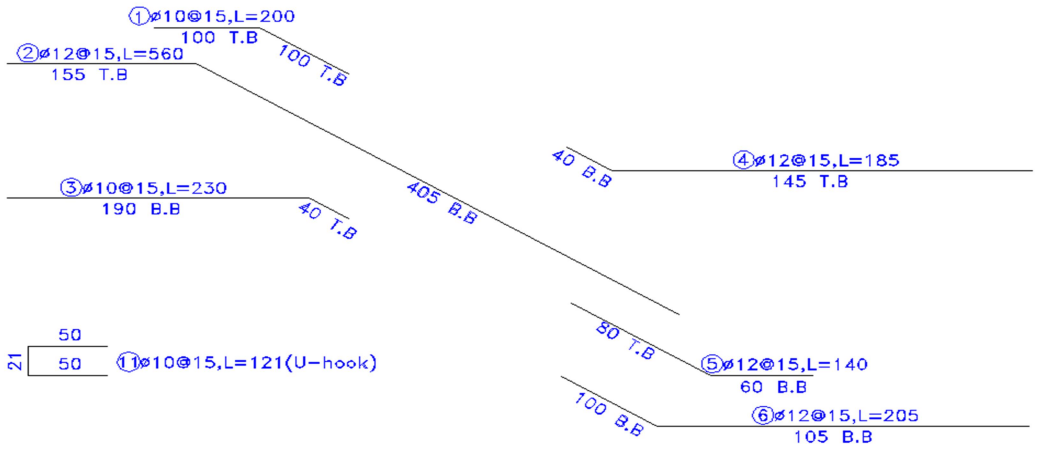


Fig 4.18:Stair Reinforcement Details.

4.9 Design of Column

❖ **Material :-**

⇒ concrete B300 $Fc' = 24\ N/mm^2$

⇒ Reinforcement Steel $Fy = 420\ N/mm^2$

✓ **Load Calculation:- (From Column Group B)**

Service Load:-

Dead Load =1000KN
Live Load =800 KN

Factored Load:-

$P_U = 1.2 \times 1000 + 1.6 \times 800 = 2480$ KN

✓ **Dimensions of Column:-**

$$Assume\ \ \rho g = 0.01$$

$$\phi * Pn = 0.65 \times 0.8 \times Ag\{0.85\, fc'(1-\rho g) + \rho g * Fy\}$$

$$2480 = 0.65 \times 0.8 \times Ag\{0.85 * 24\,(1-0.01) + 0.01 * 420\}$$

Ag= 163961 mm2

Assume Rectangular Section

h = 400mm….. b = 195490 /400 = 488.7mm ….. select b = 550 mm

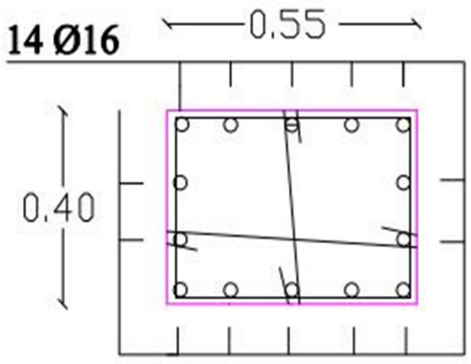


Fig 4.19:Column section

✓ Check Slenderness Parameter:-

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

Lu: Actual unsupported (Unbraced) length.

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

R: radius of gyration = $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ≈0.3 h ……For rectangular section

Lu = 3.60 - 0.4= 3.2 m
M1/M2 =1
K=1 for braced frame.

- **about Y-axis (b= 0.550 m)**

$$\frac{klu}{r} < 34 - 12\frac{M1}{M2} \leq 40$$

- $$\frac{1 \times 3.20}{0.3 \times 0.550} = 19.39 < 22$$

Column Is Short About Y-axis

- **about X-axis (h= 0.40m)**

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

$$\frac{1 \times 3.20}{0.3 \times 0.40} = 26.67 > 22$$

Column Is Long About X-axis

✓ Minimum Eccentricity:-

$$ey = \frac{Mux}{Pu} = 0$$

$$\min\ ey = 15 + 0.03 \times h = 15 + 0.03 \times 400 = 27\,mm = 0.027\,m$$

$$ey = 0.027\,m$$

✓ Magnification Factor:-

$$\delta_{ns} = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75\,P_c}} \geq 1.0\,and\ \leq 1.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4\left(\frac{M1}{M2}\right) \geq 0.4$$

$$Cm = 0.6 + 0.4 * 1 = 1 \geq 0.4$$

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

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

$$E_c = 4700\sqrt{fc'} = 4700 \times \sqrt{24} = 23025.2Mpa$$

$$\beta_d = \frac{1.2DL}{Pu} = \frac{1.2 * (1000)}{2480} = 0.48 < 1$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.55 \times 0.4^3}{12} = 0.00293\,m^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 23025 \times 0.00293}{1 + 0.48} = 18.23\,MN.m^2$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 18.23}{(1 * 3.20)^2} = 17.55MN$$

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{2480}{0.75 * 1755}} = 1.3 \geq 1.0 \; and \; \leq 1.4$$

✓ Interaction Diagram:-

$$ey = e_{\min} \times \delta_{ns} = 0.027 \times 1.31 = 0.035m$$

$$\frac{ey}{h} = \frac{0.0353}{0.5} = 0.064$$

$$\frac{\gamma}{h} = \frac{400 - 2*40 - 2*10 - 25}{400} = 0.683$$

From the interaction diagram chart

from chart A9 - a for $\frac{\gamma}{h} = 0.6 \rightarrow \rho g = 0.01$

from chart A9 - b for $\frac{\gamma}{h} = 0.75 \rightarrow \rho g = 0.01$

then for $\frac{\gamma}{h} = 0.643 \rightarrow \rho g = 0.01$

Select reinforcement

$\text{Ast} = \rho g \times Ag = 0.01 \times 400 * 550 = 2200mm^2$

Select $14\phi 16 with \; As = 2813.4mm^2 > \text{Ast} = 2200mm^2$.

✓ Design of the Stirrups:-

The spacing of ties shall not exceed the smallest of :-

$$spacing \le 16 \times d_b = 16 \times 1.6 = 25.6cm$$
$$spacing \le 48 \times d_s = 48 \times 1.0 = 48\ cm$$
$$spacing \le least\ \dim = 40\ cm$$

Use $\phi 10 @ 20\ cm$

4.10 Design of Shear Wall

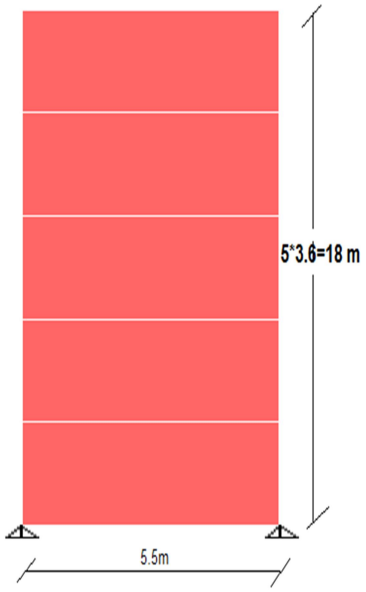


Fig 4.20:Shear Wall.

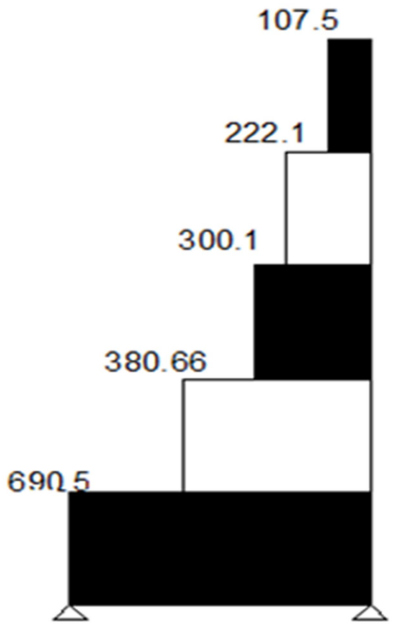


Fig 4.21:Shear Diagram of Shear Wall.

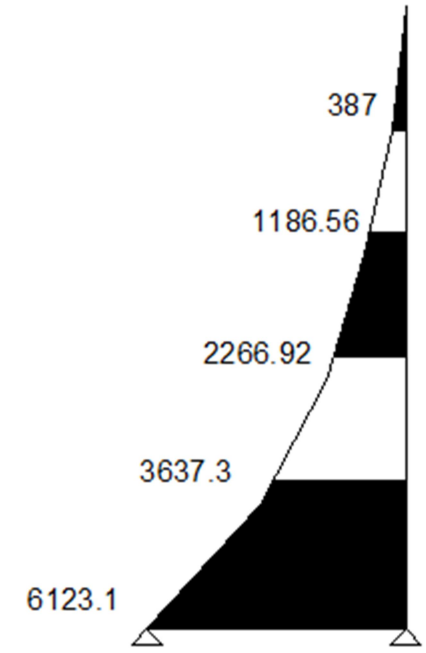


Fig 4.22:Moment Diagram of Shear Wall.

❖ **Material and Sections:- (From Shear Wall 2)**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

⇒ Shear Wall Thickness h = 30 cm

⇒ Shear Wall Width Lw = 5.5 m

⇒ Shear Wall Height Hw = 3.6 m

✓ **Design of Horizontal Reinforcement:-**

$$\sum Fx = Vu = 690.5\ KN$$

The critical Section is the smaller of:

$$\frac{lw}{2} = \frac{5.5}{2} = 2.75m$$

$$\frac{hw}{2} = \frac{18}{2} = 9m$$

$$storyheigh(Hw) = 3.6m.....Control$$

$$d = 0.8 \times Lw = 0.8 \times 5.5 = 4.4m$$

$$\emptyset V_{nmax} = \emptyset \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} hd$$

$$= 0.75 * 0.83 * \sqrt{28} * 300 * 4400 = 4365.5\ KN > V_u = 895.9954KN$$

V_c is the smallest of :

$1 - V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} hd = \frac{1}{6} \sqrt{28} * 300 * 4400 = 1164.13KN$ …….. Control

$$2-\ V_c = 0.27\sqrt{f_c'}hd + \frac{N_u d}{4l_w} = 0.27\sqrt{28} * 300 * 4400 + 0 = 1885.9KN$$

$$3-\ V_c = \left[0.05\sqrt{f_c} + \frac{l_w\left(0.1\sqrt{f_c'} + 0.2\frac{N_u}{l_w h}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}}\right] hd = 1490.2KN$$

$$\frac{6123.1 - 3637.3}{3.6} = \frac{M_u - 3637.3}{3.6 - 2.75} \Longrightarrow M_u = 4224.22KN.m$$

$$\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} = \frac{4224.22}{690.5} - \frac{5.5}{2} = 3.367$$

Vc =1164.13KN

$\emptyset * vc + \emptyset vs = vu$
$\emptyset * vs$=vu-$\emptyset * vc$
Vs=vu/$\emptyset - vc$
Vs=690.5/0.75-1164.2= -243.533kn **No need reinforcement**

Minimum shear reinforcementis required:
Min(Avh/Sh)=0.0025*h
=0.0025*300=0.75

Select $\emptyset$10 ,tow layers
Avh=2* π *10^2/4=157 mm^2
157/Sh=0.75

Sh=157/0.75=209.33

Select Sh=200mm≤Smax=Lw/5=550/5=110 cm.

=3*h =3*30=90 cm.

✓ Design of Vertical Reinforcement:-

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{Lw}\right)\left(\frac{A_{vh}}{S_h * h} - 0.0025\right)\right] * 300$$

$$\frac{A_{vv}}{S_v} = \left[0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{18}{5.5}\right)\left(\frac{157}{200*300} - 0.0025\right)\right] * 300$$

$\frac{A_{vv}}{S_v} = 0.736$

Select Ø10 in Two Layer

$A_{vh} = \frac{2*\pi*10^2}{4} = 157$ mm2

$\frac{157}{S_v} = 0.736$

$S_v = 213.2$ mm

- Maximum spacing is the least of :

$\frac{Lw}{3} = \frac{5500}{3} = 1833.34$ mm

3*h = 3*300 = 900mm

450 mm ……. Control

Use ϕ10/200 mm for two layers

✓ Design of Bending Moment:-

$$A_{st} = \left(\frac{5500}{200}\right) * 2 * 79 = 4345\ mm^2$$

$$w = \left(\frac{A_{st}}{L_w h}\right)\frac{f_y}{f_c'} = \left(\frac{4345}{5500 * 300}\right)\frac{420}{28} = 0.0395$$

$$\alpha = \frac{P_u}{l_w h f_c'} = 0$$

$$\frac{C}{l_w} = \frac{w + \alpha}{2w + 0.85\beta_1} = \frac{0.0395 + 0}{2 * 0.0395 + 0.85 * 0.85} = 0.04928$$

$$\emptyset M_n = \emptyset\left[0.5 A_{st} f_y l_w (1 + \frac{P_u}{A_{st} f_y})(1 - \frac{c}{l_w})\right]$$

$$= 0.9[0.5 * 4345 * 420 * 5500(1 + 0)(1 - 0.04928)] = 4294.05\ KN \geqq 4224.22 KN.m$$

Mub=Mu-ØMn=4224.22-4294.05= -69.83 KN.m

X≥ $\frac{lw}{600*\frac{\Delta h}{hw}}=\frac{5500}{600*.1}$=91.67 mm

Lb≥ $\frac{X}{2} = 45.83\ mm$

Since Smallest value of Lb & Mub not require Boundary .

4.11 Design of Footing

❖ **Material :-**

⇒ concrete B350 Fc' = 28 N/mm^2

⇒ Reinforcement Steel Fy = 420 N/mm^2

✓ Load Calculations :- (From Column Group B)

Dead Load = 1000 Kn , Live Load = 800 Kn

Total services load = 1000 + 800 = 1800 Kn

Total Factored load = 1.2*1000 + 1.6*800 = 2480 Kn

Column Dimensions (a*b) = 55*40 cm

Soil density = 18 Kg/cm3

Allowable Bearing Capacity = 500 Kn/m2

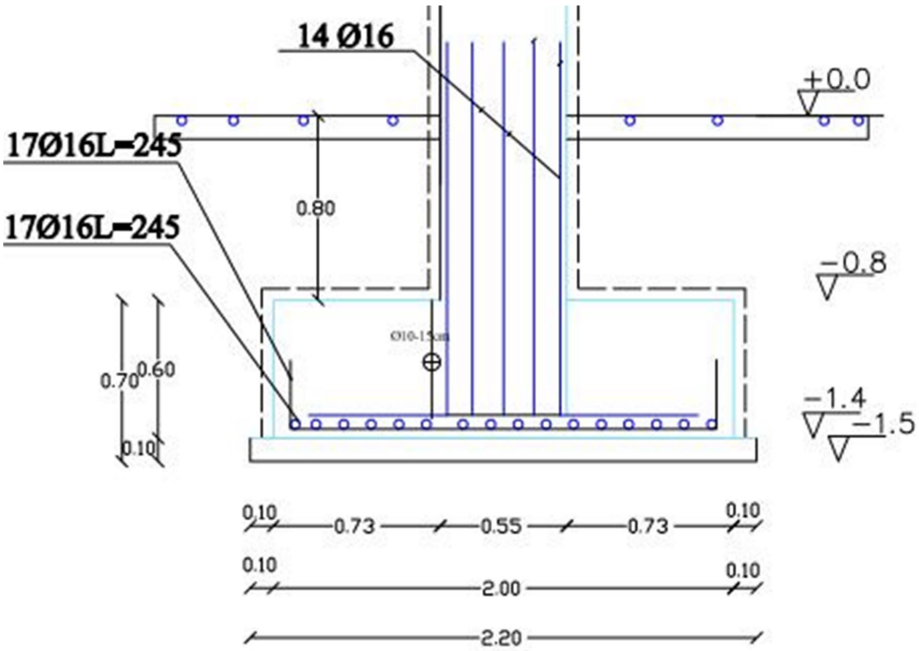


Fig 4.23:Foot Section.

Assume h = 60cm

$q_{net-allow}$ = 500 – 25*0.6 – 18*0.4 – 25*0.7 = 460.3kn/m2

✓ Area of Footing :-

$$A = \frac{Pt}{q_{net-allow}} = \frac{1800}{460.3} = 3.9\ m^2$$

Assume Square Footing

B required = 1.97 m

Select B = 2 m

✓ Bearing Pressure :-

$q_u = 2480/2*2 = 620\ Kn/m^2$

✓ Design of Footing :-

1- Design of One Way Shear Strength :-

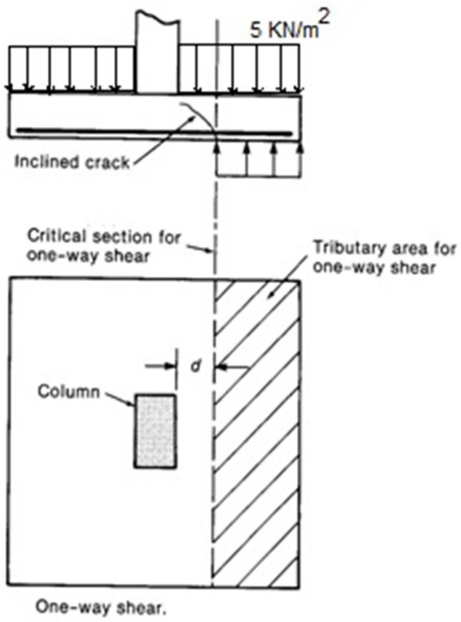
Critical Section at Distance (d) From The Face of Column

Assume h = 60cm , bar diameter ø 14 for main reinforcement and 7.5 cm Cover

d = 600 – 75 – 14 = 511 mm

$Vu = q_u * \left(\frac{B-a}{2} - d\right) * L$

$Vu = 620 * \left(\frac{2-0.4}{2} - 0.511\right) * 2 = 358.36Kn$



$\phi.Vc = \phi.\frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b_w * d$

$\phi.Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{28} * 2000 * 511 = 675.94\,Kn$

$\phi.Vc = 675.94\,KN > Vu = 358.36\,Kn$

$\therefore$ *Safe*

2- Design of Two Way Shear Strength :-

$$Vu = Pu - FR_b$$

$$FR_b = q_u * area\ of\ critical\ section$$

$$Vu = 2480 - 620[(0.55 + 0.511) * (0.4 + 0.511)] = 1880.72Kn$$

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

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

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

$$\phi.V_c = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d$$

Where:-

$$\beta_C = \frac{Column\ Length\ (a)}{Column\ Width\ (b)} = \frac{55}{40} = 1.37$$

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

$$b_o = 2 * (51.1 + 55) + 2 * (51.1 + 40) = 394.4cm$$

$\alpha_s = 40$ for interior column

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{6} * \left(1 + \frac{2}{1.37}\right) * \sqrt{28} * 3944 * 511 = 3279.11Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{12}\left(\frac{d * \alpha_s}{b_o} + 2\right)\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{12} * \left(\frac{40 * 511}{3744} + 2\right) * \sqrt{28} * 3944 * 511 = 4787.3Kn$$

$$\phi.V_C = \phi.\frac{1}{3}\sqrt{f_c'}\, b_o d = \frac{0.75}{3} * \sqrt{28} * 3944 * 511 = 2666.1Kn \text{ .....control}$$

ΦVc =2666.1 Kn>Vu=1880.72Kn

3- Design of Bending Moment :-

Critical Section at the Face of Column

FR = $q_u * \left(\frac{B-a}{2}\right) * L = 620 * \left(\frac{2-0.4}{2}\right) * 2 = 992Kn$

Mu = 992* 2 * 0.8*0.8/2 = 634.8Kn.m

$R_n = \frac{M_u}{\emptyset b d^2} = \frac{634.8\times10^6}{0.9\times2000\times511^2} = 1.35\ Mpa$

$m = \frac{f_y}{0.85\ f_c'} = \frac{420}{0.85\times28} = 17.65$

$\rho = \frac{1}{m}\left(1-\sqrt{1-\frac{2.m.R_n}{420}}\right) = \frac{1}{17.6}\left(1-\sqrt{1-\frac{2\times17.65\times1.35}{420}}\right) = 0.00331$

$A_{s,req}$ = ρ.b.d = 0.00331×1900×511 = 3385.21 mm^2

$A_{s,min}$ = 0.0018*2000*600 = 2160 mm^2

$A_{s,req} > A_{s,min}$ = 2052 mm^2 ..... **Ok**

Check for Spacing :-

S = 3h = 3*60 = 180cm

$S = 380*\left(\frac{280}{\frac{2}{3}*420}\right) - 2.5*75 = 192.5$ cm

S = 45 cm **..... is control**

Use 17ø16 in Both Direction, $A_{s,provided}$= 3415.3mm^2>$A_{s,required}$= 3384.21 mm^2... Ok

Check for strain:-

$a = \frac{A_{s.f_y}}{0.85b\ f_c'} = \frac{3384.21\times420}{0.85\times2000\times28} = 29.56\ mm$

$c = \frac{a}{\mathcal{B}_1} = \frac{29.65}{0.85} = 35.13\ mm$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{511-35.12}{35.12}\right) = 0.04 > 0.005\ \ldots\ldots \boldsymbol{0k}$$

4- Design of Dowels :-

Load Transfer In Footing :-

$$\Phi Pn.b = \Phi(0.85\, fc' A_1 \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}})$$

$A_1 = 550 * 400 = 0.22\ m^2$

$A_2 = 2 * 2 = 4\ m^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{4}{0.22}} = 4.26 > 2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\Phi Pn.b = 0.65 \times (0.85 \times 28 \times 550 * 400 \times 2) = 6606.8 Kn$$

$$\Phi Pn = 6606.8 > Pu = 2480 \ldots\ldots\ldots ok$$

No Need For Dowels

As,min = 0.005 * Ac = 0.005 * 550 * 400 = 1100 mm2

Use 14ø16, $A_{s,provided}$= 2813.4 mm^2>$A_{s,required}$= 1100 mm^2… Ok

5- Development Length In Footing :-

Tension Development Length In Footing :-

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{F_y}{\lambda\sqrt{f_c}} * \frac{\psi_e \psi_s \psi_t}{\frac{ktr+cb}{db}} * db > 300mm$$

$$Ktr = 0\ (Nostripes)$$

$$cb = 75 + \frac{16}{2} = 83mm \ \ Or\ cb = \frac{150}{2} = 75\ mm$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = \frac{0 + 75}{16} = 4.68 > 2.5$$

$$\frac{ktr + cb}{db} = 2.5$$

$$Ld_{T\,req} = \frac{9}{10} * \frac{420}{1*\sqrt{28}} * \frac{1*1*0.8}{2.5} * 16 = 365.75\ mm > 300mm$$

$Ld_{T\ available} = \frac{2000-550}{2}$ -75= 650mm

$Ld_{T\ available}$ = 650mm >$ld_{req} = 365.75\ mm$…….. **OK**

Compression Development Length In Footing :-

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*Fy*dB}{\sqrt{24}}$> 0.043*Fy*dB >200mm

$Ld_{Creq} = \frac{0.24*420*16}{\sqrt{24}}$ = 329.2> 0.043*420*16 =288.96 >200mm

Ld_{Creq}= 329.2 mm

$Ldc_{available}$ = 600 – 75 – 16 – 16 = 493mm >Ld_{Creq}= 329.2 mm …….. **Ok**

Lap Splice of Dowels In Column :-

Lsc = 0.071 × fy × db = 0.071 × 420 × 16= 477.48mm > 300 mm

Select Lsc = 500 mm

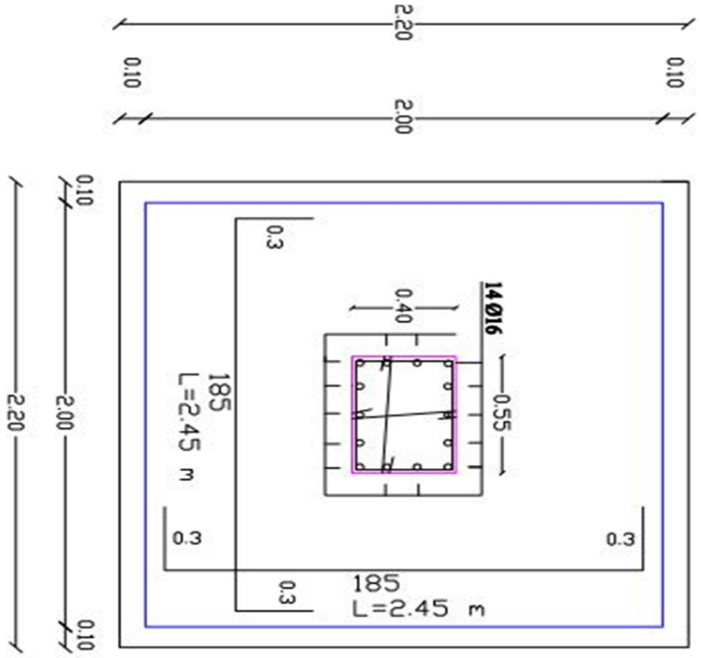


Fig 4.24 :Foot Reinforcement Details.

4.12 Design of basement wall:

Fc' = 24 Mpa Fy = 420 Mpa

$\emptyset = 27°$ $\gamma = 18.42 \text{KN/m}^3$

$$\text{Ko} = 1 - \sin \emptyset$$
$$= 1 - \sin 27$$
$$= 0.55$$

4.12.1 Load on basement wall:

For 1m length of wall:

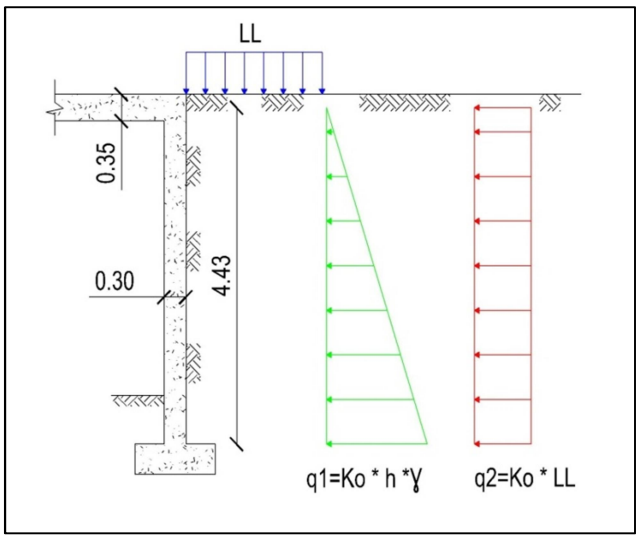


Fig. (4-25) : Load on basement wal

*** Weight of backfill:**

$$q1 = \text{Ko} * \gamma * \text{h}$$

= 0.55*18.42*4.43

=44.88 KN/m

$q_{1(\text{Factored})}$ = 1.6 *44.88

= 71.81 KN/m

*** Load from live load:**

LL=5 KN/m2

$$q2 = \text{Ko} * \text{LL}$$

= 0.55 * 5

=2.75 KN/m

$q_{2(\text{Factored})}$ = 1.6 *2.75

= 4.4 KN/m

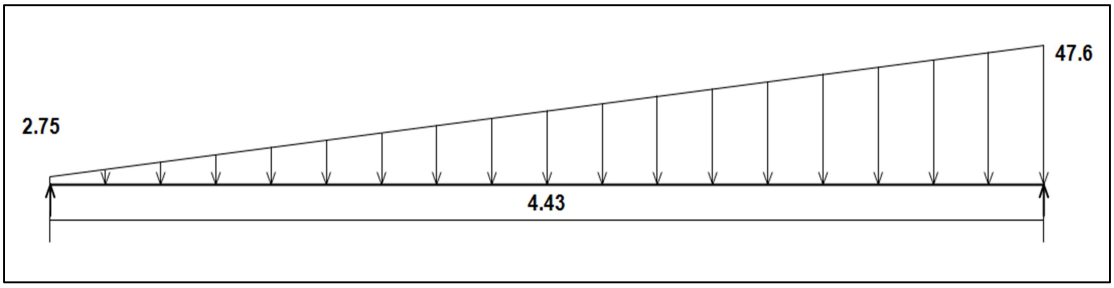


Fig. (4-26) : Load diagram for basement wall

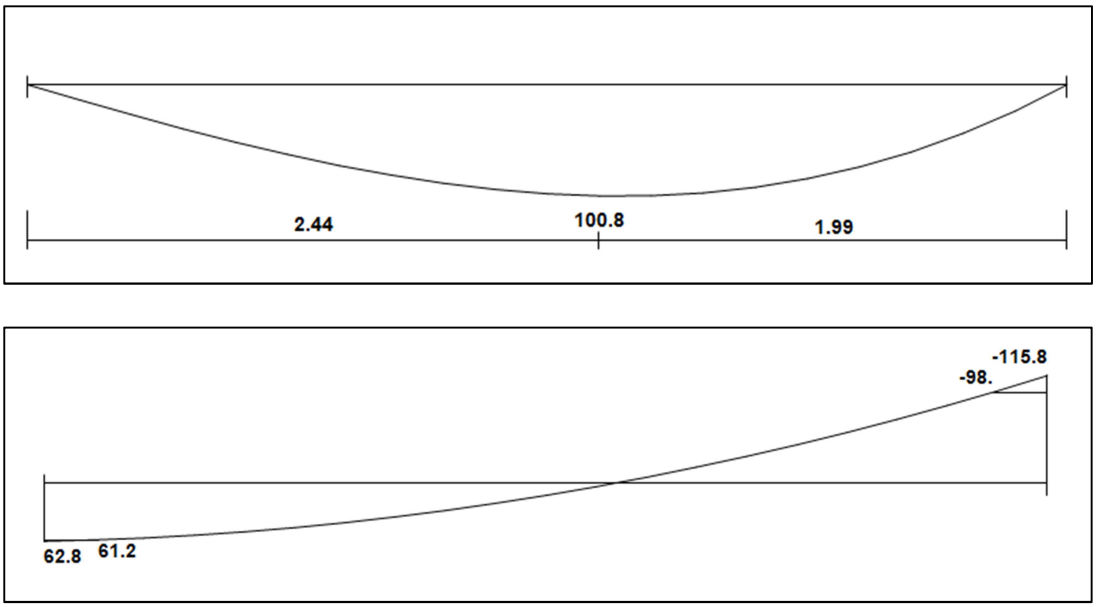


Fig. (4-27) : Shear & moment envelope diagrams

4.12.2 Design of the vertical reinforcement:

Assume h = 300 mm , cover = 40 mm , bar diameter $\emptyset 216$

$$d = 300 - 40 - \frac{16}{2} = 252 \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0.9} = \frac{100.8}{0.9} = 112 \text{ KN.m}$$

$$Kn = \frac{Mn * 10^6}{b * d^2} = \frac{122 * 10^6}{1000 * 252^2} = 1.76 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 * fc'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

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

$$= \frac{1}{20.58} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 1.76 * 20.58}{420}}\right)$$

$$= 4.39 * 10^{-3}$$

$$Asreq = \rho * b * d = 4.39 * 10^{-3} * 1000 * 252 = 1106\ mm^2/m$$

$$Asmin\ = 0.0012 * b * h = 0.0012 * 1000 * 300 = 360\ mm^2/m$$

$$Asreq\ > Asmin$$

$$\text{Asmin for flexture}\ = 0.25 * \frac{\sqrt{fc'}}{fy} * bw * d = 0.25 * \frac{\sqrt{24}}{420} * 1000 * 252 = 734.8\ mm^2/m$$

$$\text{Asmin for flexture}\ = \frac{1.4}{fy} * bw * d = \frac{1.4}{420} * 1000 * 252 = 840\ mm^2/m$$

For inside wall select Ø16@15cm $= 1341\ mm^2 > 1106\ cm^2$

For outside wall selectØ12@12.5cm $= 904\ mm^2 > 840\ cm^2$

4.12.3 Design of the horizontal reinforcement:

$$Asmin\ = 0.002 * b * h = 0.002 * 1000 * 300 = 600\ mm^2/m$$

Select Ø10@15cm , in two layer

Check for shear :

$$d = 300 - 40 - 8 = 252\ mm$$

$$\emptyset Vc = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{fc'} * b * d$$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 252 * 10^{-3}$$

$$= 154.3 \text{ KN}$$

$(\emptyset \text{Vc} = 154.3 \text{ KN}) > (Vu = 104.1\ KN)$

No shear reinforcement is required

4.12.4 Design of basement footing:

Soil density = 18.42 KN/m

Allowable soil pressure = 500 KN/m^2

Live load =5 KN/m^2

Assume footing to be about (30 cm) thick.

For 1m length of wall:

Total service load in basement = 25×4.43×0.3= 33.22 KN/m

Total factored load in basement = 1.2× (25×4.43×0.3) = 39.87 KN/m

Footing weigh = 25 * 0.3 = 7.5 KN/m^2

Weight of backfill = 18.42 * 4.43 = 81.6 KN/m^2

$q_{allow,net}$ = 500 - 81.6 – 7.5 - 5

= 405.9 KN/m^2

$$\text{b} = \frac{33.22}{1 \times 405.9} = 0.08 \text{ m}$$

Take b = 80 cm , h = 30 cm

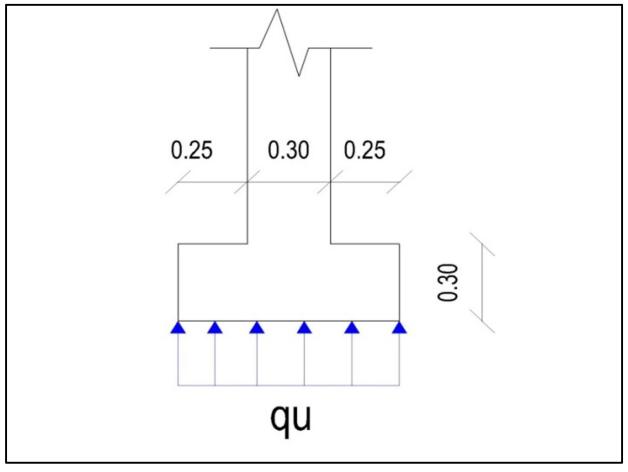


Fig. (4-28) : Footing geometry

d = 300 – 75 - 0.5 * 14 =218 mm

q_u = 39.87 / 1* 0.8 = 49.84 KN/ m^2

4.12.4.1 Check of one way shear:

V_u = 49.84 *(0.25 – 0.218)

= 1.6 KN

$$\text{ØVc} = 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{\text{fc}'} * \text{b} * \text{d}$$

$$= 0.75 * \frac{1}{6} * \sqrt{24} * 1000 * 218 * 10^{-3}$$

$$= 133.5 \text{ KN}$$

ØVc >>>> V_u ….No Shear Reinforcement is Required.

4.12.4.2 Design of bending moment:

Mu = 49.84 × $0.25^2/2$ = 1.56 KN.m

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{0.9} = \frac{1.56}{0.9} = 1.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Kn} = \frac{\text{Mn} * 10^6}{\text{b} * \text{d}^2} = \frac{1.73 * 10^6}{1000 * 218^2} = 0.04 \text{ Mpa}$$

$$\text{m} = \frac{\text{Fy}}{0.85 * \text{fc}'} = \frac{420}{0.85 * 24} = 20.58$$

$$\rho = \frac{1}{\text{m}} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * \text{Kn} * \text{m}}{\text{Fy}}}\right)$$

$$= \frac{1}{20.58} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 0.04 * 20.58}{420}}\right)$$

$$= 0.095 * 10^{-3}$$

$$\text{Asreq} = \rho * \text{b} * \text{d} = 0.095 * 10^{-3} * 1000 * 218 = 20.8 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{Asreq} < Asmin$$

Use $A_{s,min}$

Select $\text{Ø}14@25\text{cm} = 615.6 \text{ mm}^2 > 540 \text{ } c\text{m}^2$

الخامس الفصل – النتائج و التوصيات

5-1 النتائج

5-2 التوصيات

5-3 المراجع

(5-1) 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 تصميما جيدا يحقق الأمان و القوة الإنشائية .

(5-2) التوصيات :-

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

(5-3) قائمة المصادر والمراجع :-

1. كودات البناء الوطني الأردني، ***كود الأحمال والقوى***، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. ملاحظات الأستاذ المشرف.
3. واكد , خليل إبراهيم , ***الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية*** ,دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع , جمهورية مصر العربية ,2001 م .

4. ACI Committee 318 (2008), ***ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary***, American Concrete Institute, ISBN 0-87031-264-2.
5. D. Fanella, I. Alsamsam, "***The Design of Concrete Floor Systems***", PCA Professional Development Series, 2005.
6. Nawy, Edward, ***Prestressed Concrete Fifth Edition Upgrade: ACI, AASHTO, IBC Codes Version (5th Edition),*** 2009.

المـــلاحـــق

Attachments

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 kg/m^3) and Grade 420 reinforcement. For other conditions, the values shall be modified as follows:
a) For structural lightweight concrete having unit density, w_c, in the range 1440-1920 kg/m^3, the values shall be multiplied by $(1.65 - 0.003w_c)$ but not less than 1.09.
b) For f_y other than 420 MPa, the values shall be multiplied by $(0.4 + f_y/700)$.

MINIMUM THICKNESS OF NONPRESTRESSED BEAMS OR

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 nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^{*}$
Floors not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/360$
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)[†]	$\ell/480^{‡}$
Roof or floor construction supporting or attached to nonstructural elements not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{§}$

* 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

الاحمال الحية للارضيات والعقدات

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف التدريس.	3.0	2.7
		غرف المطالعة دون مستودع كتب.	2.5	4.5
		غرف المطالعة بمستودع كتب.	4.0	4.5
		قاعات المعدات.	2.0	1.8
		غرف الأشعة والعمليات والخدمات.	2.0	4.5
		غرف تبديل الملابس وغرف النوم في المستشفيات.	2.0	1.8
		المقصورات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بانتظام على العرض.	-

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وماشابهها.	تابع السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	أماكن التكديس الكثيف للكتب على عربات متحركة.	4.8 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (10).	7.0
		غرف تكديس الكتب.	2.4 لكل متر من ارتفاع التخزين على أن لا يقل عن (6.5).	7.0
		مستودعات القرطاسية.	4 لكل متر من ارتفاع التخزين.	9.0
		الممرات والمداخل المعرضة لحركة المركبات والعربات المتحركة.	5.0	4.5
		غرف وقاعات التدريب.	5.0	9.0
		قاعات التجمع والمسارح والجمنازيوم دون مقاعد ثابتة.	5.0	3.6
		المختبرات بما فيها من أجهزة، والمطابخ وغرف الغسيل.	3.0	4.5
		الممرات والمداخل والأدراج و بسطات الأدراج الثانوية.	3.0	2.7

المباني التعليمية وماشابهها	السجون والمستشفيات والمدارس والكليات.	غرف المراجل والمحركات والمراوح وغرف المشروبات والحمامات والشرفات والممرات وغرف الطعام وردهات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الموصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.